

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 101



Messen in der Geotechnik 2016

Fachseminar: 17./18. März 2016

Organisation:

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein

Braunschweig 2016

VORWORT

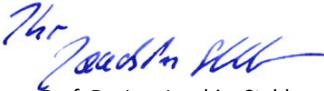
Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum elften Mal das Fachseminar *Messen in der Geotechnik*. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge, das große Interesse an den Tagungsbänden und nicht zuletzt unsere Arbeiten auf diesem Gebiet, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Weiterentwicklung von Messgebern und dem erfolgreichen Einsatz der Messtechnik zur Beantwortung geotechnischer Fragestellungen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen. Neben der Vorstellung von interessanten Projekten und Forschungsarbeiten aus dem Bereich des Spezialtiefbaus, im Besonderen des innerstädtischen Tunnelbaus sowie der besonderen Herausforderungen im Offshore-Bau, haben wir aus aktuellem Anlass einen Block von Vorträgen über die vielfältigen Fragestellungen aus dem Bereich des Bergbaus zur Erkundung für mögliche Tieflagerstätten ausgewählt.

Ich möchte an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So kann Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten und Aussteller bedanke ich mich recht herzlich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein. Nicht zuletzt möchte ich allen an der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums Beteiligten für die hervorragende Arbeit meinen Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachausstellung, ich würde mich sehr freuen, Sie neben der Tagung *Messen in der Geotechnik* auch an den beiden anderen Veranstaltungen meines Institutes wie dem *Pfahl-Symposium* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* begrüßen zu können.

Braunschweig, im März 2016



Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Der Baugrund – ein ewiges Thema auch für den Baubetriebler R. Wanninger	1
Instrumentierung einer Talsperre mit Ketteninklinometern D. Naterop	11
Erfahrungen bei der Instrumentierung von Staudammprojekten im Iran J. Schneider-Glötzl, F. Karimi	21
Marieholmstunneln Göteborg - Baugrubenüberwachung in weichen Böden C. Hof, I. Arsic, M. Stolz, H. Wörsching, H.J. Becker	39
Anwendung von LiDAR-Technik zum Standsicherheitsnachweis eines Hochwasserrückhaltebeckens M. Löwen, J. Hofmann, R. A. Herrmann	57
Entwicklung eines Monitoringsystems zur Qualitätskontrolle und 3D-Visualisierung von Abdichtinjektionen bei der Kombilösung Karlsruhe C. Kuhn, F. A. Memmi, B. Bruns, P. Klöckl	77
Tunnel Uretamendi - Kabellose geotechnische Überwachung J. E. Kauert, J. Perez, C. Abancó	93
Geological Survey Of The Excavation-Induced Fracture Network In The French Underground Research Laboratory (URL): From Observations To 3D Modelling A. Arnould, L. Baudouy, A. Toussaint, A. Dottesi, R. Balthes	105
Geotechnische Aspekte beim Betrieb eines Erzlagers auf weichen Böden H. Jud, S. Jandt	117
Dynapile J. Hebig, B. Ossig	133
Thermal Integrity Profiling – ein neues Verfahren zur Integritätsprüfung von Ortbetonpfählen O. Klingmüller, C. Mayer, M. Schallert	151
Frankipfahl NG - Erkenntnisse aus Erschütterungsmessungen T. Garbers, L. Söllhuber, F. Kopf	173
Faseroptische Instrumentierung und Deformationsmessung eines duktilen Rammpfahls C. Monsberger, H. Woschitz, M. Hayden, W. Lienhart	195
Entwicklung und Einsatz eines Messgerätes zur Erfassung der Bodenschallübertragung am Meeresgrund bei Offshore-Rammarbeiten K. Siegl, M. Kanitz, J. Grabe	217

Verpressdruckmessung im Bohrloch während der Herstellung von Ankern in nichtbindigen Böden	
X. Domes, M. Herten, T. Benz	235
Innovative Fertigungsstrategien unter Adaption messtechnischer Verfahren für Offshore-Gründungsstrukturen	
M. Fritsch, S. Brauser, M. Los	257
Innovative Ankerkraftmessung: Theorie und Praxis	
D. Dedic, P. Wörle	273
Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen	
S. Spill, M. Kohlmeier, P. Kraemer, H. Friedmann	291
Entwicklung eines Structural Health Monitoring Systems für Gründungsstrukturen von Offshore Windenergieanlagen – Großversuch zur Ermittlung messtechnischer Grundlagen	
H. Friedmann, P. Kraemer, C. Ebert, M. Kohlmeier	309
Heftübersicht des IGB-TUBS	327

Wir danken den Inserenten:



DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf 255



FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG, Seevetal 171



Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Rheinstetten 37



www.gsp-mannheim.de

GSP Gesellschaft für dynamische Prüfmethode mbH, Mannheim 149



ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal 193



PDI Pile Dynamics Inc., Cleveland, USA 169



Sisgeo, Massate, Italien 19

Der Baugrund – ein ewiges Thema auch für den Baubetriebler

Rainer Wanninger

CEM Consultants Prof. Wanninger + Comp. GmbH, Berlin

1 Zum Anlass dieses Beitrags

Es ist ehrwürdiger akademischer Brauch, Professoren – wenn sie denn im Amt hinreichend ergraut sind und eine größere durch zehn teilbare Zahl an Lebensjahren hinter sich gebracht haben – entweder mit einer Schrift oder einer Veranstaltung zu ehren. Die Mitarbeiter des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig haben sich offenbar entschieden, die Veranstaltung „Messen in der Geotechnik 2016“ ihrem Institutsleiter und Lehrer Professor Dr.-Ing. Joachim Stahlmann zu widmen. Auch diese Veranstaltung hat bereits ihre Historie; es handelt sich um die elfte mit diesem Thema.

Der Autor kann nur vage vermuten, aus welchen Gründen er als nicht der Geotechnik und erst recht nicht der dazugehörigen Messtechnik verbundener ehemaliger Hochschullehrer gebeten wurde, zu dieser Veranstaltung einen Beitrag zu liefern. Die Hintergründe der Vermutung mögen hier im Dunkeln bleiben. Sie könnten weit in der Vergangenheit, sozusagen im letzten Jahrtausend, liegen und tun auch nichts zur Sache.

Ein Baubetriebler (welch ein pejoratives Wort!) auf einer Veranstaltung der Geotechniker, also echter Wissenschaftler! Wohin soll das führen? Mit großer Wahrscheinlichkeit könnten die Messgrößen „Geld“ und „Zeit“ auftauchen – beides Messgrößen, die mit überaus anspruchsloser Messtechnik zu erfassen sind, die aber dennoch im Baugeschehen immer mal wieder aus den Augen verloren bzw. nicht beherrscht werden.

Da aber nun einmal für den Autor hier die Gelegenheit besteht, dem geschätzten Forum der Geotechniker – oder wie auch immer sie sich nennen – einige Gedanken mitzugeben, wird er diese Gelegenheit auch mit zwei exemplarischen und durchaus unterschiedlichen Themen nutzen.

Die persönliche Wertschätzung für den Kollegen Joachim Stahlmann und den Dank für seine inzwischen fast 14-jährige Tätigkeit möchte der Autor hier als Botschaft durchaus gerne dokumentieren. Die Überbringung soll jedoch am Tage der Veranstaltung dem gesprochenen Wort überlassen bleiben.

2 Kann der Baubetriebler Studierende für den „Baugrund“ sensibilisieren?

Der Autor hat in seiner aktiven Zeit als Hochschullehrer keine sich ihm bietende Gelegenheit ausgelassen, in seinen Vorlesungen zum Baubetrieb und zur Bauverfahrenstechnik die Bedeutung geotechnischer und auf den Grundbau bzw. Spezialtiefbau bezogener Grundkenntnisse zu betonen. In seinen Vorlesungen im Masterstudium, dort in der Bauverfahrenstechnik, stand immer das Thema „Baugruben“ und „Bauen im Grundwasser“ jeweils zu Semesterbeginn ganz vorne. Der Autor hat dies deutlich und für kaum jemanden missverständlich damit begründet, dass fast alle Baumaßnahmen – ausgenommen günstigstenfalls diejenigen im Bestand – mit einer mehr oder weniger komplexen Baugrube und Gründung beginnen. Es war damit keine Konkurrenz zu den Lehrveranstaltungen des geschätzten Jubilars beabsichtigt; von den Studierenden wurde es auch nicht so empfunden. Der Autor ist überzeugt, dass die Sichtweisen – geotechnische und baubetriebliche – auf das gleiche Thema durchaus unterschiedlich sein können.

Wenn das Herstellen der Baugrube und der Gründung beim Bauen im hoch stehenden Grundwasser, innerstädtisch und für zwei Untergeschosse schnell 9 bis 12 Monate, ggf. auch länger, dauert, beherrscht diese spezifische Bauphase sehr stark den Terminplan des gesamten Projekts. Eine Verzögerung in dieser Phase oder eine Fehleinschätzung der notwendigen Ausführungszeit – von Planungs- und Ausführungsfehlern ganz zu schweigen – kann im weiteren Baugeschehen nur in seltenen Fällen wieder aufgeholt werden. Diese Sichtweise alleine – also die Betrachtung des Risikofaktors „Zeit“ – muss bereits genügen, um dem Themenfeld Geotechnik/Baugrund/Grundbau auch aus der Sicht des Baubetrieblers genügend Aufmerksamkeit zu sichern. Ein weiterer Risikofaktor sind die Kosten. Betrachtet man den Anteil der Kosten für Baugrube und Gründung im Vergleich zu den Kosten des Rohbaus, sollte auch hier eine respektvolle Aufmerksamkeit gesichert sein. Am Beispiel eines etwa 140 m hohen Bürogebäudes in einer deutschen Großstadt bedeutet dies:

Baugrube	9 Mio €
Rohbau	23 Mio €

Der Anteil Baugrube zu Rohbau mag beachtlich sein, wird jedoch anschließend relativiert:

Fassade	21 Mio €
Ausbau	24 Mio €
TGA	55 Mio €

Diese Relationen präsentierte der Autor seinen Studierenden immer wieder gerne, verbunden mit der Frage: „Und wovon hört ihr was an der Uni?“ Die eintretende Ernüchterung sollte didaktisch-psychologisch dazu dienen, diejenigen, die ihr Berufsleben im Hochbau sehen, zu weiterem und lebenslangem Lernen zu motivieren. Als Trost wurde dazugegeben: Auch die Architekten lernen nicht alles – oder besser: davon auch zu wenig.

Um bei den Architekten zu bleiben: Zumindest für den Hochbau gilt, dass das Werk der Architekten lange Zeit sichtbar bleibt. Man mag dies für ein Privileg halten oder auch für eine Strafe, je nachdem, wie man die Architekturqualität beurteilt. „Architekturqualität“ ist für Immobilienbesitzer und –betreiber jedenfalls ein Wert, der sich auch in Verkaufspreisen oder erlösbaren Mieten niederschlagen soll.

Wenn schon die Leistungen eines Tragwerksplaners in diesem Zusammenhang im Gegensatz zum Architekten kaum gewürdigt werden: Was ist mit den Leistungen des Geotechnikers? Erhöhen sie den Nutzwert eines Gebäudes? Wohl kaum. Ist ein Gebäude mit Tiefgründung mehr wert als eines mit Flachgründung? Nein, es war in der Herstellung nur teurer. Immerhin verbleibt die Tiefgründung als dauerhafter Bestandteil des Gebäudes, das ohne diesen Aufwand nicht standsicher hätte errichtet werden können. Anders und deutlich schmerzhafter sieht es bei dem Aufwand aus, der zur Sicherung einer Baugrube, ggf. einschließlich Grundwasserhaltung oder Dichtungssohle, betrieben werden muss. Dem Investor leuchtet noch ein, dass eine Baugrube ausgehoben werden muss. Immerhin gewinnt er dadurch m³ BRI für Tiefgaragenstellplätze oder Technikzentralen. Aber die teure Baugrubensicherung! Geht es nicht billiger? Wozu überschnittene Bohrpfahlwände? Und die voluminöse Unterfangung im Düsenstrahlverfahren? Das alles sind aus Sicht eines Investors „versenkte Kosten“: ohne Mehrwert.

So etwas klingt schmerzhaft für den überzeugten Geotechniker, Baugrundspezialisten oder Spezialtiefbauer. Glücklicherweise demgegenüber mag derjenige sein, der für Verkehrsinfrastruktur, Brücken oder Tunnel arbeitet. Dort gibt es keinen in Mietwert denkenden Investor; allerdings gibt es immer den Auftraggeber und Herrn des Geldes. Letztlich ist die Sichtweise die gleiche: Welcher Nutzer weiß schon bei der Passage eines Tunnels davon, welche Schwierigkeiten, Verzögerungen und Kosten bei TM 1+453 entstanden sind?

Bleiben wir heiter und gelassen: Das Problem, dass die Arbeit nicht gewürdigt wird, ja dass sie nicht einmal mehr sichtbar ist, haben auch andere Berufe. Was bleibt eigentlich nachhaltig von der Arbeit der Baubetriebe? Die Sichtbarkeit der Architektur wohl kaum.

Spätestens nach Erledigung der Schlussrechnung, der letzten Claims oder der letzten Gerichtsverfahren – wenn auch erst ein Jahrzehnt später – ist die Sache vergessen. Und die letzten Setzungen sind dann auch abgeklungen.

3 Ein ewiges Thema und dennoch keine Konsequenzen?

Der Autor nutzt seine privilegierte Stellung als Außenstehender der Geotechnik, dennoch zu dieser Veranstaltung Eingeladener und zudem noch erster Vortragender, ein ihm liebgewordenes Thema zu präsentieren. Auch mit diesem Thema hat er in früheren Zeiten seine Studierenden regelmäßig traktiert. Es geht um die „*area of competence*“. Was muss man alles wissen, wenn man sich professionell betätigt? Oder umgekehrt: Wann sollte man die Finger von bestimmten Angelegenheiten lassen?

Dem LG Erfurt, dem OLG Jena und letztlich dem BGH wurde ein Fall vorgetragen, in dem ein Bauherr sowohl seinen GU (Beklagte zu 1), seinen Baugrundgutachter (Beklagter zu 2) und seinen Architekten (Beklagte zu 3) in Anspruch nahm, weil im Untergeschoss seines Gebäudes Wasser eindrang, da das Gebäude nicht über eine entsprechende Abdichtung verfügte.

c) Die Beklagte zu 3 hat ihre Pflichtverletzung zu vertreten. Das Berufungsgericht stellt rechtsfehlerfrei fest, daß ein Architekt aufgrund seines allgemeinen Kenntnis- und Erfahrungsstandes bei den im Baugrundgutachten beschriebenen Bodenverhältnissen mit drückendem Wasser rechnen muß. Daß der Gesellschafter W. der Beklagten zu 3 vor Jahrzehnten nicht in den Fächern Bodengeologie und Bodenkunde geprüft wurde, ist entgegen der Ansicht der Revision unerheblich. Die Anforderungen an die Fachkenntnisse des Architekten richten sich nicht allein danach, welche Ausbildung der Architekt an der Universität erfahren hat. Vielmehr muß der Architekt die Fachkenntnisse aufweisen, die für die Durchführung seiner Aufgaben erforderlich sind. Ein Architekt kann sich nicht darauf berufen, daß ihm an der Universität die für die Erfüllung der Aufgaben notwendigen Fachkenntnisse nicht vermittelt worden sind.

Abbildung 1: Auszug aus Urteil des BGH vom 10.07.2003 (Az. VII ZR 329/02)

Der Baugrundgutachter hatte eine Drainage empfohlen und – aus Sicht des Autors – zweifelhafte Empfehlungen zur Verfüllung des Arbeitsraums gegeben, die das Entstehen eines auch nur zeitweiligen Wasserdrucks verhindern sollten. Es hatte nichts genutzt; der Wasserdruck baute sich auf, mit zwangsläufigen weiteren Folgen.

Wie zu erwarten wollte sich der Architekt exkulpieren, denn er hatte letztlich in seiner Planung und bei der Objektüberwachung nur das getan was der Baugrundgutachter empfohlen hatte. Die Frage war nur: Hätte er die Unzulänglichkeit des Baugrundgutachtens erkennen müssen? Er meinte nein, denn er sei in „Bodengeologie und Bodenkunde“ [sic!] nicht geprüft worden.

Der BGH ist deutlich: *„Die Anforderungen an die Fachkenntnisse des Architekten richten sich nicht allein danach, welche Ausbildung der Architekt an der Universität erfahren hat. Vielmehr muss der Architekt die Fachkenntnisse aufweisen, die für die Durchführung seiner Aufgaben erforderlich sind.“*

Nun wäre es allzu leicht, die Augenbrauen hochzuziehen und zu sagen: „Nun ja, die Architekten ...“ Ersetzen wir einfach den Begriff „Architekt“ durch „Bauingenieur“ und lösen uns von dem konkreten Fall. Der Autor hat keine Zweifel, dass der BGH auch einem ähnlich argumentierenden Bauingenieur in einem Schadenfall vorhalten würde, er könne sich nicht darauf berufen, in einem für seine Berufstätigkeit wichtigen Teilgebiet nicht geprüft worden zu sein. Die Schlussfolgerung ist recht einfach: Wer auf dem Markt eine Ingenieurleistung erbringt muss sie auch beherrschen. Die Beherrschung von Randproblemen gehört eventuell noch dazu; bei Verlassen der „*area of competence*“ müssen Spezialisten herangezogen werden. Dann hat der Ingenieur seine Grenzen auch zu offenbaren.

Canon 2.

Engineers shall perform services only in areas of their competence.

- a. Engineers shall undertake to perform engineering assignments only when qualified by education or experience in the technical field of engineering involved.
- b. Engineers may accept an assignment requiring education or experience outside of their own fields of competence, provided their services are restricted to those phases of the project in which they are qualified. All other phases of such project shall be performed by qualified associates, consultants, or employees.
- c. Engineers shall not affix their signatures or seals to any engineering plan or document dealing with subject matter in which they lack competence by virtue of education or experience or to any such plan or document not reviewed or prepared under their supervisory control.

Abbildung 2: Code of Ethics der ASCE American Society of Civil Engineers (Auszug)

Das sagt dann auch in aller Deutlichkeit der Code of Ethics der ASCE (Abb. 2). Im Übrigen besagt der gleiche Code of Ethics in Canon 3 auch, dass sich Ingenieure in der Öffentlichkeit auch nur objektiv und „*in a truthful manner*“ äußern dürfen.

Der Autor kennt diverse Satzungen, Leitbilder und ähnliche Äußerungen bundesdeutscher Ingenieurkammern, die in ihrer Lobbyarbeit oft Beachtliches leisten. Selbstverpflichtungen der Mitglieder hinsichtlich einer Beschränkung auf ihre eigene „*area of competence*“ hat er allerdings noch nicht gefunden.

Da begegnen dem Autor in seiner gutachterlichen Tätigkeit auf dem Felde der Planungs- und Bauablaufstörungen immer wieder Fälle, in denen Planer aller Disziplinen glauben, ihrer eigenen Weisheit folgen zu dürfen. Das führt zu fachlichen Grenzüberschreitungen und Selbstüberschätzungen. Lassen wir die Architekten ruhig beiseite; wir Bauingenieure unter uns können das auch sehr gut. Dem Autor fällt da der Tragwerksplaner ein, der sich ohne Bedenken zu Festlegungen hinsichtlich der Baugrubensicherung hinreißen lässt, aber auch der Prüflingenieur, der vielleicht besser einen Sachverständigen hinzugezogen hätte.

Selbstverständlich „freut“ sich der Autor als Baubetrieblen, wenn ihm bei gestörten Planungs- und Bauabläufen Statements diverser Art, Nachtragsprüfungen und bauzeitliche Bewertungen vorgelegt werden, die ihrer Handschrift nach ein Verlassen der „*area of competence*“ durch ihren Verfasser dokumentieren. Professionelle Bauherren kennen das inzwischen und verhalten sich entsprechend. Sie holen eine „*second opinion*“ ein, bevor sie sich auf lange Streitigkeiten einlassen. Es ist ohnehin ein spezifisch deutsches Problem, dass diejenigen Planer, die ein Problem vielleicht selbst verursacht haben, mit der Prüfung und Beurteilung der finanziellen und terminlichen Auswirkungen befasst sein sollen. Zugegeben: Da ist es schon schwierig, als vielleicht Betroffener oder gar Verursacher die gebotene Objektivität aufrecht zu erhalten. Handelt es sich nicht gar um einen Systemfehler unseres deutschen Planens und Bauens (von „baubegleitender Planung“ wollen wir lieber nicht erst reden), der dieses Dilemma erst verursacht? Dass es hier irgendwann einmal zu einer Änderung kommen könnte vermag der Autor sich nicht mehr vorzustellen.

Aber da sind wir bei einem Lieblingsthema des Autors angekommen, das hier schnellstens gleich wieder verlassen werden soll. Stattdessen soll auf eine Neuerung eingegangen werden, die die Fachwelt demnächst zu einem Umdenken herausfordert.

4 Boden- und Felsklassen in den VOB/C-Regularien

Der Deutsche Vergabe- und Vertragsausschuss für Bauleistungen (DVA) hat letztes Jahr eine überarbeitete VOB/C freigegeben. Insgesamt sind 41 Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) betroffen, davon 16 ATV im Hochbau und 25 ATV im sogenannten Tiefbau. Außerdem wurde mit der ATV DIN 18324 „Horizontalspülbohrverfahren“ eine neue ATV eingeführt. Mit Veröffentlichung der VOB/C am 15.09.2015 und Herausgabe des Ergänzungsbands 2015 sind die fortgeschriebenen ATV grundsätzlich anzuwenden. Das „grundsätzlich“ gilt insoweit weil vielfach in Planungs- und Ausschreibungsunterlagen der öffentlichen Auftraggeber die Regularien der geänderten ATV noch nicht berücksichtigt sind und einzelne Regelwerke der öffentlichen Hand noch nicht angepasst wurden.

Im Bereich Tiefbau mit seinen 25 ATV wurden 10 ATV fachtechnisch überarbeitet, so u. a. auch die VOB/C DIN 18300 „Erdarbeiten“ mit der Einführung von „*Homogenbereichen*“. Der Autor wird hier ausschließlich auf die DIN 18300 „Erdarbeiten“ eingehen. Er unterstellt, dass bei Heranziehung der anderen Normen – soweit sie Leistungen des Spezialtiefbaus betreffen – bei Planung und Ausschreibung Fachleute mitwirken, die die notwendigen Kenntnisse zur VOB/C-gerechten Ausschreibung mitbringen.

Bei der Planung und Ausschreibung von Erdarbeiten, wie sie im Zusammenhang mit einfachen Hochbau-, Straßenbau- oder Leitungstiefbaumaßnahmen vorkommen, kann jedoch nach Erfahrung des Autors nicht zwingend davon ausgegangen werden, dass die Ausschreibenden auf dem Felde der Geotechnik hinreichend kompetent sind. Es wird noch auf Jahre hinaus zu erwarten sein, dass Erdarbeiten nach veralteter ATV DIN 18300 ausgeschrieben und auf den Markt kommen werden.

Man hat sich seit Jahrzehnten an die Einstufung in Boden- und Felsklassen nach VOB/C DIN 18300 Abschnitt 2.3 mit den Klassen 1 bis 7 gewöhnt. Was war das Leben doch so angenehm, wenn man sich an diese Einstufung gehalten hat: „*Oberboden*“ und „*Fließende Bodenarten*“ standen nach erstem Augenschein nicht an; also schieden Klasse 1 und 2 von vorneherein bereits aus. „*Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten*“ und „*Schwer lösbarer Fels*“ war es ebenfalls nicht; also schieden Klasse 6 und 7 aus. Es verblieben somit nur noch die Klassen 3 bis 5. Also hieß es im Text des Leistungsverzeichnisses in einer Vielzahl von Fällen als Positionstext:

„*Boden BKL 3-5 lösen und laden [...]*“

Eine derartige Zusammenfassung von Klassen entspricht möglicherweise nicht den Vorgaben der VOB/A hinsichtlich der Risikozuweisung, aber das hat ohnehin nur bei solchen Auftraggebern eine Bedeutung, die an die VOB/A gebunden sind.

Nun ist den Vätern (und Müttern?) der neuen DIN 18300 (2015) zweifellos zuzustimmen: Die Einstufung von Bodenarten nach dem Aufwand für das Lösen ist wenig sinnvoll, wenn man an die große Bandbreite der zur Verfügung stehenden Erdbaugeräte denkt. Was für den 2 t schweren Minibagger schwer lösbar sein mag, ist für ein Gerät der 30-t-Klasse leicht lösbar.

Nach der DIN 18300 (neu 2015) hat die Einteilung von Boden und Fels in Homogenbereiche zu erfolgen. In Abschnitt 2.3 heißt es:

Boden und Fels sind entsprechend ihrem Zustand vor dem Lösen in Homogenbereiche einzuteilen. Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felschichten, der für einsetzbare Erdbaugeräte vergleichbare Eigenschaften aufweist.

Sind umweltrelevante Inhaltsstoffe zu beachten, so sind diese bei der Einteilung in Homogenbereiche zu berücksichtigen.

Anschließend listet die DIN 18300 auf, welche Eigenschaften und Kennwerte mit ihren ermittelten Bandbreiten anzugeben sind. Am Beispiel der Böden (ohne Fels):

- *ortsübliche Bezeichnung,*
- *Korngrößenverteilung mit Körnungsbändern nach DIN 18123,*
- *Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1; Bestimmung durch Aussortieren und Vermessen bzw. Sieben, anschließend Wiegen und dann auf die zugehörige Aushubmasse beziehen,*
- *Dichte nach DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2,*

- *undrÄnirte Scherfestigkeit nach DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2,*
- *Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1,*
- *PlastizitÄtszahl nach DIN 18122-1,*
- *Konsistenzzahl nach DIN 18122-1, Lagerungsdichte: Definition nach DIN EN ISO 14688-2, Bestimmung nach DIN 18126,*
- *organischer Anteil nach DIN 18128 sowie*
- *Bodengruppen nach DIN 18196.*

Dies ist ein hervorragendes langlaufendes Konjunkturprogramm für Erdbaulabore. Nur geotechnische Fachleute werden in der Lage sein, nach diesen Kriterien Homogenbereiche zu definieren. Der übliche Ausschreibende aus dem Architekten- oder Bauingenieurstand wird hier kapitulieren müssen.

Allerdings sieht die DIN 18300 (2015) für „Baumaßnahmen der Geotechnischen Kategorie GK 1 nach DIN 4020“ Erleichterungen vor. Es sind folgende Angaben ausreichend:

- *Bodengruppen nach DIN 18196,*
- *Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1,*
- *Konsistenz und Plastizität nach DIN EN ISO 14688-1,*
- *Lagerungsdichte.*

Es fragt sich jetzt lediglich, wann Baumaßnahmen unter die Kategorie GK 1 fallen. Hier hilft dem braven Anwender die VOB/C mit ihrer DIN 18300 leider nicht weiter. Er ist genötigt, in die DIN 4020, und dort in den Anhang AA Tabelle AA.1, zu schauen. Dort findet sich als erstes Kriterium der Baugrund. Um in GK 1 zu bleiben muss „*waagerechtes oder schwach geneigtes Gelände*“ vorliegen und der Baugrund „*nach gesicherter örtlicher Erfahrung als tragfähig und setzungsarm bekannt sein*“, „*Grundwasser liegt unterhalb der*

Baugruben- bzw. Gründungssohle“, „*flach gegründete Bauwerke mit Stützenlasten bis 250 kN*“, „*Gründungsplatten für maximal zweigeschossige, gut ausgesteifte Bauwerke*“ etc. etc.

Für den Autor ist befremdlich, dass im Bereich des Leitungsbaus GK 1 nur vorliegen soll bei „*Gräben für Leitungen oder Rohre bis 2 m Tiefe, die nicht in das Grundwasser einschneiden*“ und nicht gleichzeitig durch Grabenverbaugeräte oder Normverbau nach DIN 4124 gestützt werden. Unverbaute geböschte Gräben mit Tiefen größer 2 m fallen also in GK 2 mit allen daraus resultierenden Konsequenzen. Dies scheint dem Autor hinsichtlich der Konsequenzen nicht zu Ende gedacht.

Ebenfalls befremdlich ist, dass bei der Ausschreibung von Erdarbeiten hinsichtlich des Oberbodens nunmehr auf die VOB/C DIN 18320 „*Landschaftsbauarbeiten*“ zurückgegriffen werden muss. Nur dort taucht „*Oberboden*“ auf; die bisherige Bodenklasse 1 „*Oberboden*“ in der VOB/C DIN 18300 „*Erdarbeiten*“ existiert nicht mehr.

5 Schlussbemerkung

Der Autor muss zugeben: Er sieht die Welt der Geotechnik durch die Brille des Baubetrieblers. Diese Sichtweise ist geprägt durch eine Vielzahl an Streitigkeiten im Zuge der Abwicklung von Bauverträgen, an denen der Autor auf bauausführender Seite und später als gerichtlicher und außergerichtlicher Sachverständiger ein Leben lang teilhaben durfte.

Er befürchtet, dass die neue DIN 18300 (2015) „*Erdarbeiten*“ nicht nur geotechnischen Experten und Labors Beschäftigung sichert, sondern auch Anwälten, Gerichten und von diesen beauftragten Gutachtern.

Autor

Univ.-Prof. (a. D.) Dr.-Ing. Rainer Wanninger

r.wanninger@cemconsultants.de

CEM Consultants Prof. Wanninger + Comp. GmbH
Silberhammerweg 59, 13503 Berlin

www.cemconsultants.de
Tel.: 030 50159-118

Instrumentierung einer Talsperre mit Ketteninklinometern

Daniel Naterop

Sisgeo International, Schweiz

1 Wasserkraftanlage Fully

Die von der HYDRO Exploitation AG betriebene Fully-Talsperre wurde im Jahr 1914, also vor mehr als 100 Jahren, als Gewichtsstaumauer mit einer Höhe von 14m und einer Kronenlänge von 110m gebaut. Sie befindet sich in der Schweiz oberhalb des Dorfes Fully im Wallis. Die Kraftwerkszentrale Belle Usine liegt auf einer Höhe von 492m über Meer und die Talsperre auf einer Höhe von 2132m über Meer im Gebiet Sorniot. Bis im Jahre 1934 bedeutete diese Druckhöhe von 1640m Weltrekord. Der Sorniot-Speichersee wird nicht von Gletscherwasser sondern durch Niederschläge aus dem 4.9km² grossen Einzugsgebiet gespeist. Daher besteht eine vergleichsweise grosse Variation bei der Produktion elektrischer Energie, die nur bei hohem Bedarf genutzt wurde. Für die Region stellt dieser Speichersees zudem einen wesentlichen touristischen Wert dar.

Das 1914 fertig gestellte Kraftwerk Fully wurde 1959 vollständig renoviert und im 1996 wurden Abdichtungsarbeiten an der Staumauer vorgenommen. Auf die wasserseitige Oberfläche der Staumauer ist eine Kunststoffmembrane und ein abgedecktes Drainagegitter appliziert worden.



Abbildung 1: Lage der Talsperre Fully



Abbildung 2: Talsperre Fully im Gebiet Sorniot

2 Erneuerung Überwachungsanlage der Talsperre Fully

2.1 Konzept

Die im Herbst 2015 installierte Anlage zur Überwachung der Talsperre hat die Aufgabe, Verschiebungen der Talsperre bezüglich der Foundation sowie Porenwasserdrücke automatisch zu erfassen und zu überwachen. Eine Herausforderung bestand darin, dass die zu investierenden Kosten gering sein mussten und somit keine neuen Bohrungen in Frage kommen konnten. Eine Überwachung mittels geodätischen Messsystemen, wie sie bisher ausgeführt wurde, konnte nur schwierig in einen Automatikbetrieb übergeführt werden. Die Gründe liegen bei den schwierigen klimatischen Bedingungen mit möglicherweise grossen Schneehöhen und den dadurch beeinträchtigten Visuren. Zudem verfügt die Staumauer über keinen elektrischen Strom. Es musste also eine stromautarke Lösung realisiert werden. Lotanlagen mit automatischer Erfassung der Lotdrahtposition kamen aus Kostengründen nicht in Frage. Einerseits wären die dazu notwendigen Lotbohrungen, aber auch die Installationen für die Schwimmlote und deren Auslesung, sehr aufwändig gewesen.

Sisgeo International erarbeitete einen dem Projekt angepassten Vorschlag. Vorerst wurde ein Konzept vorgelegt und durch den Auftraggeber Alpiq SA geprüft. Darauf basierend wurde das Konzept zu einem detaillierten technischen Vorschlag

überarbeitet und zusammen mit dem Dienstleister BSF Swissphoto AG, ein Angebot unterbreitet. Der Auftrag für die Ausführung der Instrumentierung, bei dem Sisgeo International die Messanlage lieferte und die technische Leitung und Unterstützung bei den Installationsarbeiten leistete, erfolgte danach an die BSF Swissphoto AG.

Die Abwägung der messtechnischen Anforderungen, Kosten, der Transportlogistik und der Ausführungstermine führte von Seiten des Betreibers dazu die Lösung, in bestehende Piezometerbohrungen Ketteninklinometer mit Piezometern kombiniert, zu realisieren. Zur Datenerfassung wurde der Einsatz eines batteriebetriebenen Datenloggers geplant.

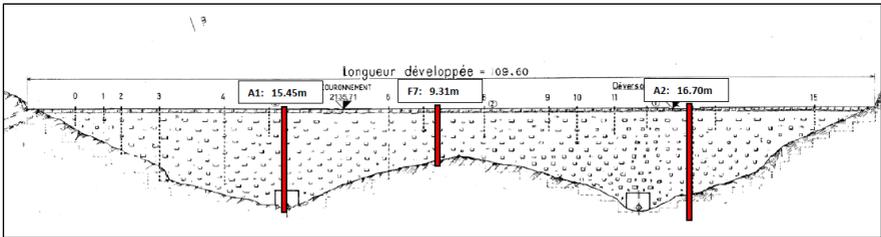


Abbildung 3: Längsschnitt Talsperre mit Übersicht Messanlage.

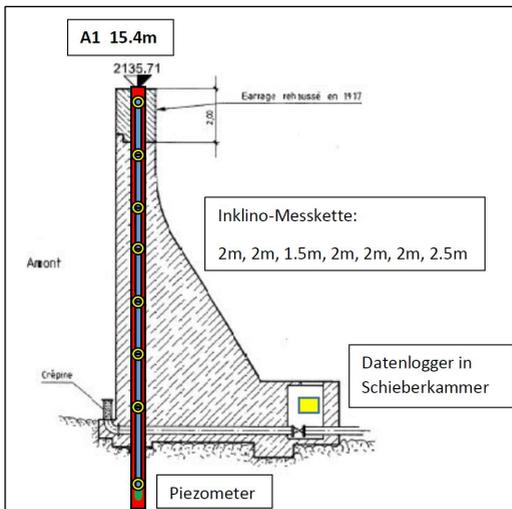


Abbildung 4: Querschnitt Talsperre mit Anordnung Ketteninklinometer und Piezometer

2.2 Technische Umsetzung

Die im vorliegenden Projekt eingesetzten Ketteninklinometer von Sisgeo sind modular aufgebaut und werden üblicherweise in Inklinometer-Nutrohre eingesetzt. Zwei der drei Bohrungen, A1 und A2, waren jedoch nur mit 2" Grundwasserpegelrohren, die keine Innennuten aufweisen, bestückt. Daher mussten für diese zwei Bohrungen die Ketteninklinometer dahingehend angepasst werden, dass unter Wahrung der axialen Beweglichkeit zwischen den einzelnen Elementen, eine Torsion zwischen zwei angrenzenden Messelementen weitgehend verhindert wird. Dadurch konnten die beiden Ketteninklinometer in die Pegelrohre A1 und A2 in eine bestimmte Messrichtung (Tal-Berg) eingesetzt und lagegetreu (Höhe und Messrichtung) fixiert werden.



Abbildung 5: Einbau Ketten-Inklinometer Bohrung A1

In der Bohrung F7 wurde, da dort kein Pegelrohr eingebaut war, ein Inklinometerrohr vorgängig eingesetzt und darin das Ketteninklinometer eingebaut.

Die eingesetzten Ketteninklinometer vom Typ Sisgeo Borehole-Profile weisen folgende technischen Merkmale auf:

- Messbasis: 1.5 bis 2m (angepasst an die örtlichen Gegebenheiten)
- Messung: Biaxial, basierend auf hochpräzisen MEMS-Neigungssensoren, in jeder Sonde integrierte A/D-Wandlung, digitale Datenübertragung,
- On-board Datenaufbereitung: Weitgehende Kompensation systematischer Einflüsse (Drift), Messsignal steht als SinAlpha des Winkels zur Verfügung.
- Integrierter Temperaturfühler
- Gehäuse: rostbeständiger Stahl druckwasserdicht bis 10 bar
- Verbindungsgestänge: CFK-Rohr



Abbildung 6: Messketten-Einzelemente

Zur Erfassung der Auftriebswasserdrücke wurde an die Unterseite jedes Ketteninklinometers je ein Schwingsaiten-Druckaufnehmer montiert und gemeinsam mit dem Messketten eingebaut. Die in der Bohrung F7 eingebauten Inklinometer-Messrohre wurden dazu als Pegelrohr, der unterste Meter gelocht und mit Geotextilstrumpf umwickelt, ausgeführt. Der Ringraum zwischen Bohrloch und Messrohr ist dort, auf eine Länge von 2m, mit Quarzsand verfüllt.

Zur Datenerfassung wurde ein Datenlogger Typ Sigeo MiniOmniaLog eingesetzt. Zum Schutz vor tiefen Temperaturen und zur Erhaltung der Batteriespannung, wurde der Logger thermisch isoliert. Aus den bisher ermittelten Temperatur-Messwerten kann jedoch geschlossen werden, dass der in der Schieberkammer untergebrachte Logger während dem Winter Temperaturen um den Gefrierpunkt und nicht tieferen Temperaturen ausgesetzt ist. Diesbezüglich war man vermutlich etwas zu vorsichtig.



Abbildung 7: Mini-OmniaLog Datenlogger

2.3 Logistische Herausforderung

Die Talsperre Fully befindet sich auf relativ grosser Höhe in für Fahrzeugen unzugänglichem Gebiet und weist keine Netz-Stromversorgung auf. Das Material für den Einbau und die Messanlage selber wurde mit Hubschrauber transportiert. Zur Injektion des Inklinometers F7 wurden eine Handpumpe und ein akkubetriebener Mischer verwendet. Bohrungen zur Befestigung von Kabelschutzrohren und der Schutzgehäuse wurden mit Akku-Bohrmaschinen erstellt. Besondere Aufmerksamkeit war dem Schutz der Kabel vor Wildschaden (Tierbiss) zu widmen. Während der Messanlagenmontage aber auch für den Endzustand mussten sämtliche Kabel aber auch andere exponierte Teile gut geschützt werden.

Die Vorbereitung erfolgte minutiös indem detaillierte Arbeits- und Materiallisten erstellt wurden. Trotzdem musste berücksichtigt werden, dass man auf Unvorhergesehenes

sofort reagiert kann. Ein zusätzlicher Heli-Transport hätte, wegen den schlechten Witterungsbedingungen, wahrscheinlich grosse Verzögerungen verursacht. Ein Transport zu Fuss wäre zeitlich sehr aufwändig gewesen.

Dier Installation und Inbetriebnahme, die durch 3 Personen erfolgte, konnte mit einer halbtägigen Verzögerung in Angriff genommen werden. Wegen schlechter Witterung, Nebel im Zielgebiet, konnte der Hubschrauber nicht früher fliegen.

Innerhalb von zwei Arbeitstagen wurde das Personal und die Geräte antransportiert, die Messanlage installiert, in Betrieb genommen und an den Auftraggeber ALPIQ übergeben. Anschliessend erfolgte der Rücktransport des Personals und des Einbaumaterials.



Abbildung 8: Hubschraubertransport in unwegsamem Gelände

3 Schlussfolgerungen

Die über 100-jährige Fully-Talsperre in der Schweiz muss gemäss den aktuellen Richtlinien für die Erhaltung der Standsicherheit auf ausserordentliche Talsperrenverschiebungen und Auftriebswasserdrücke intensiver wie bisher überwacht werden. Es galt, für diese relativ kleine Stauanlage, eine kostengünstige Lösung, welche bestehende Bohrungen nutzt und den harschen klimatischen Bedingungen im Hochgebirge Rechnung trägt, zu realisieren.

Im Auftrag der ALPIQ SA führte die BSF Swissphoto unter der technischen Leitung der Sisgeo International die Instrumentierung der kleinen Talsperre Fully aus. Besondere Herausforderungen technischer Art und betreffend Logistik waren zu meistern. Zum Einsatz kamen teilweise speziell angepasste Ketteninklinometer. Die Inklinometermessketten wurden mit Drucksensoren zur Erfassung der Talsperren-Auftriebs ergänzt und so ein Hybridsystem zur Anwendung gebracht. In diesem Projekt wurden Messsysteme, digitale biaxiale Ketteninklinometer, Schwingsaiten-Druckaufnehmer und der MiniOmniaLog Datenlogger der Sisgeo eingesetzt.

Erste Messergebnisse liegen vor und zeigen sehr geringe Verschiebungen der Talsperre, die im bisherigen Beobachtungszeitraum bis Dezember 2015 nicht eingestaut war. Im folgenden Frühjahr, wenn die Talsperre wieder zugänglich sein wird, werden weitere Messergebnisse ermittelt werden.

Der Autor dankt der ALPIQ SA für die übergeordnete Beauftragung, der BSF-Swissphoto für den Lieferauftrag und unterstreicht dabei die sehr gute und effiziente Zusammenarbeit aller Beteiligten.

Autor

Dipl.-Ing. Daniel Naterop

daniel.naterop@sisgeointernational.com

Sisgeo International

Dändelsteinweg 8,

CH-8708 Männedorf, Schweiz

www.sisgeointernational.com

Tel.: +41 79 154 66 56

.. nur vier der vielen hochwertigen Sisgeo Messsysteme ..



Digitale Inclinometer-Messketten für vertikale und horizontale Messlinien



OMNIALog

Das Datenerfassungssystem für die Geotechnik mit integriertem Webserver und hoher Einsatzflexibilität



Mini-OMNIALog

Der kleine 4-Kanal Datenlogger für die Geotechnik. Auch er mit integriertem Webserver, hoher Einsatzflexibilität, kostengünstig



CRD-400 Ablesegerät

Ein Gerät für alle analogen Sensoren (4-20mA, mV/V, NTC, Pt100, Schwingsaiten, wheatstonesche Brücke) menügesteuert, spritzwasserdicht. Wie es halt sein sollte.



www.sisgeointernational
nfo@sisgeointernational.com

Erfahrungen bei der Instrumentierung von Staudammprojekten im Iran

Joachim Schneider-Glötzl, Farzin Karimi

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Deutschland

1 Einleitung

Von insgesamt 1330 Staudämmen, die das IWRM (Iran Water Resources Management, Energieministerium) verzeichnet hat, sind 793 in Betrieb oder im Bau und weitere 537 in der Phase der Projektstudie oder Bewilligung [<http://daminfo.wrm.ir/fa/dam/stats>, 11.02.2016]. Mit dieser enormen Anzahl von Staudämmen ist der Iran für Herstellerfirmen im Wasser- und Energiesektor ein attraktiver Markt.

Seit ihrem Markteintritt im Jahr 2011 hat die Firma Glötzl im Iran beträchtliche Erfahrungen bei vielen Staudammprojekten gesammelt. Die wichtigsten Erfahrungen aus dem Bereich der Geomesstechnik sollen im vorliegenden Beitrag vorgestellt werden: Vorzüge des Vergabeverfahrens im Iran, gutachterliche Einschränkungen bei der Planung der Messsysteme und allgemeine Unwägbarkeiten von der Ausschreibungsphase bis zum Einbau.

2 Anahita: Gottheit des Wassers

Bereits in der Jungsteinzeit wurde der heutige Iran besiedelt. In der ehemaligen Provinz Chusistan weisen Karbondatierungen auf eine Besiedlung bis auf das 8. Jahrtausend v. Chr. hin [https://de.wikipedia.org/wiki/Geschichte_Irans].

Wasser hat in der altiranischen Zivilisation einen außerordentlich hohen Stellenwert. In den Texten des Avestas ist Anahita die Göttin der Gewässer und die Quelle des kosmischen Ozeans. Anahita gilt nach mancher Überlieferung als die jungfräuliche Mutter des Mithra, den sie in einer Felsenhöhle geboren habe. Befruchtet wurde sie, so sagt man, durch den in den Wassern des Sees Hamun bewahrten Samen des Zarathustra. Der Hamun-See war

ein See in den Provinzen Sistan und Belutschistan im Iran. Er ist nach dem Bau der Kajakai-Talsperre in Afghanistan verschwunden.



Abbildung 1: Bronzestandbild von Anahita, Gottheit des Wassers

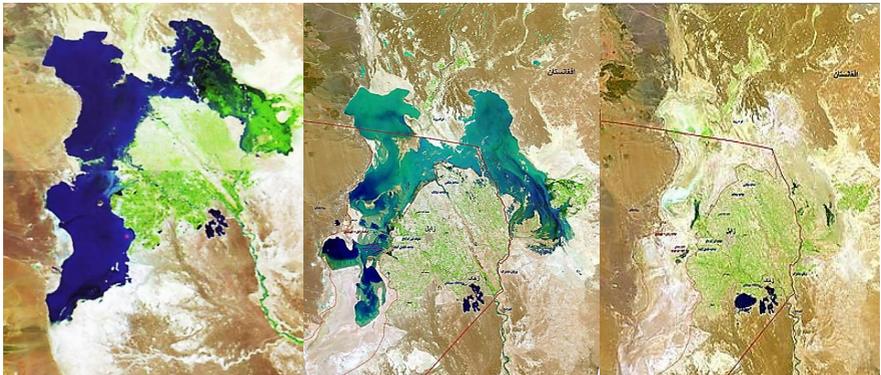


Abbildung 2: Hamun-See während der Zeit vor dem Bau der Talsperre, 2005, 2013

3 Die Wasseruhr: ein Messinstrument zur Festlegung des Bewässerungsanteils

Der Qanat ist eine der bekannten traditionellen Formen der Grundwassererschließung, dessen Ursprung vermutlich um 2000 v. Chr. im Iran liegt. Ein Qanat besteht aus einem Mutterbrunnen, mehreren vertikalen Zugangsschächten und dem Qanat-Kanal mit geringem Gefälle.

Die Grundwassererschließung geschah dabei nach ganz neuzeitlich anmutenden Gesichtspunkten durch Quelfassungsstollen von mehreren Kilometern Länge, die in die wasserführende Schicht bergmännisch vorgetrieben wurden. [T. Schiffmann, Einführung in Wasserbau und Grundbau, Springer-Verlag, 1950, Seite 303].

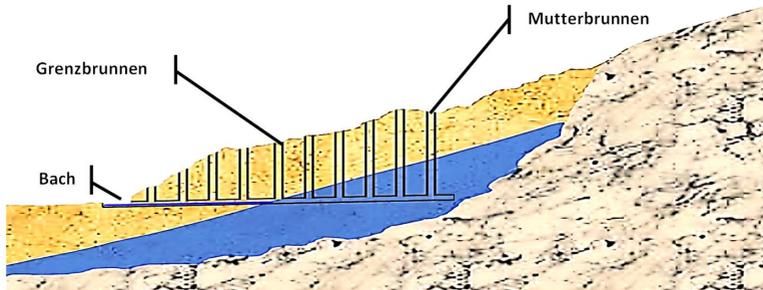


Abbildung 3: Qanat - ein Grundwassergewinnungssystem auf der Basis der Schwerkraft

Zur Festlegung des Bewässerungsanteils eines Landwirts bedienten sich die Nutzer oft eines Instruments zum Messen der Wassermenge in Form einer abgestuften Tasse mit einem Loch im Boden. Mit Hilfe des in die Tasse eindringenden Wassers wurde die Dauer der Bewässerung gemessen. Dabei entsprachen 24 Stunden einer Menge von 96 Tassen und nur anlässlich der Tag- und Nachtgleiche am ersten Frühlingstag (Nowrouzfest) wurden Tag und Nacht mit je 48 Tassen gleich gemessen.



Abbildung 4: Wasseruhr

4 Herausforderungen bei der Instrumentierung von Staudammprojekten im Iran

Im Iran wird ein Lieferant für Messeinrichtungen während der Ausschreibungsphase mit Hilfe von zwei Methoden, QBS und QCBS, ausgewählt. QCBS ist die Abkürzung für „Quality Cost Base System“, wobei sowohl die Erfahrungen und das technische Angebot (Quality)

als auch der Angebotspreis (Cost) eine Rolle spielen. Beim QBS spielt der Angebotspreis hingegen keine Rolle, weil die Obergrenze des Preises, bereits öffentlich während der Ausschreibungsphase angekündigt wird. Hier erfolgt die Vergabe nur noch unter den Gesichtspunkten Knowhow, Referenzen und technische Dokumentation.

Die allgemeine Geltung und die Akzeptanz, die die QBS wie auch die QCBS Methode erfahren, spiegeln die schlechten Erfahrungen vergangener Projekte wieder. Hieraus resultieren auch die strengen Bewertungsrichtlinien, die sicherstellen sollte, dass sich die statistisch belegten hohen Ausfallquoten nicht wiederholen. Mit Hilfe der Tabelle 1 kann man den Grund für dieses Auswahlverfahren nachvollziehen.

Tabelle 1: Anzahl der beschädigten Messinstrumente bei vier Staudämmen (Karimi, 2005)

Instrumentation (beschädigt %)	Staudammprojekt			
	A	B	C	D
Elektrischer Piezometer	1	67	1	50
Totalspannungsgeber	1	73	1	52
Standrohr Piezometer	18	58	30	reinstall
Inklinometer	29	77	28	59

Ständige Dammsicherheitsmaßnahmen und die Kontrolle der Staudämme gehören zu den wesentlichen Aufgaben des iranischen Energieministeriums (IWRM). Vor der Inbetriebnahme der Staudämme sind die Consultingfirmen für die geomesstechnische Bauüberwachung verantwortlich. Die Planung von Ressourcen und Verbrauch erfolgt durch das iranische Energieministerium (IWRM).

Die Talsperrenüberwachung gewann in den letzten Jahren im Iran immer mehr an Bedeutung. Nicht zuletzt, weil der Iran gleichzeitig mit Wasserknappheit sowie mit extremen Witterungsbedingungen zu kämpfen hatte. Im Juli 2015 gab es in Mahshahr, einer Hafenstadt am Persischen Golf, eine Periode extremer Hitze. Die Temperatur stieg dort bis auf 46 °C, wobei die gefühlte Temperatur mit 73 °C noch deutlich höher lag.

Die Hitzewelle bedingte einen höheren Energiebedarf, der nur durch eine höhere Auslastung der Wasserkraftwerke gedeckt werden konnte. Dies führte zu einer größeren Wasserspiegelabsenkung als es das Design vorsah. Für die Talsperren bedeutete dies ein großes Sicherheitsproblem.

5 Die geomesstechnischen Erfahrungen bei Staudammprojekten im Iran

5.1 Vorstellung der beiden Erddammprojekte

Seit 2011 hat die Firma Glöttzl die Messsysteme für elf Staudämme in den Iran geliefert. Alle diese Projekte sind gemäß der Definition von ICOLD (International Committee Of Large Dams) große Talsperren. Von diesen Projekten sind acht als Erd- oder Steinschüttdamm, zwei als RCC-Damm (Roler Compacted Concrete = Walzbeton) und eines als Beton-Bogenstaumauer konzipiert.

Am Beispiel der Projekte Narmab- und Qocham-Damm sollen die geomesstechnischen Erfahrungen exemplarisch dargestellt werden. Beide Projekte befinden sich derzeit in der Bauphase.



Abbildung 5: Narmab-Damm (links) und Qocham-Damm (rechts)

Der Narmab-Damm ist ein homogener Erd-Damm, der Qocham-Damm (Gotscham^{DE}) ist ein Steinschüttdamm mit Lehmkern. Beide Talsperren sollen der landwirtschaftlichen Wasserversorgung dienen. Die allgemeinen Spezifikationen dieser Projekte sind in Tabelle 2 zu sehen.

Tabelle 2: Allgemeine Informationen der Referenzprojekte

	Höhe [m]	Kronenlänge [m]	Staurauminhalt [mcm]
Narmab	60	806	115
Qocham	42	1788	65

Der Narmab-Damm staut den namensgebenden Fluss Narmab. Er befindet sich im Alborz-Gebirge in der nordiranischen Provinz Golestan.

Es handelt sich um einen homogenen Erd-Damm mit einer Filterschicht, die sich luftseitig von der Dammkrone bis zum Alluvium mit einer Neigung von 1:3 erstreckt. Das Design des Dammkörpers ist von einem breiten Querschnitt und in der Dammachse von beidseitig langgestreckten Widerlagern geprägt.



Abbildung 6: Narmab-Damm

Der Qocham-Damm, der als Erweiterung einer bestehenden Staudammgruppe dient, soll bis Ende 2016 fertiggestellt werden. Er liegt in der Provinz Kurdistan etwa 60 km östlich ihrer Hauptstadt Sanandaj, am Fluss Tscham Miraki, der einer der Quellflüsse des Qizil Uzan ist.

Der Damm ist ein Steinschüttdamm mit einer Innendichtung aus plastischem Lehm, die bis auf das Alluvium eingebracht ist. Der Anschluss zwischen Innendichtung und Dichtalluvium erfolgt über einen Kerngraben. Wasser- und luftseitig schließt an den Dichtungskern eine durch einen Feinsand gesicherte Filterschicht an. Die Drainage erfolgt durch zwei Zonen aus Kies und der Stützkörper besteht aus einer Steinschüttung.



Abbildung 7: Qocham-Damm

Zur Gewährleistung eines sicheren Bauablaufs, geregelter Einstaus und der zukünftigen Überwachung ist für die hier vorgestellten Dämme das in Tabelle 3 dargestellte geotechnische Messprogramm vorgesehen.

Tabelle 3: Instrumentation der Projekte

	Anzahl Druckaufnehmer			Kombinierte Inklinometermessstellen mit Setzungsringen		
	Erd-druck-geber	Poren-wasser-druck-geber	Stand-rohr-Piezo-meter	Anzahl der Pegel	Länge (m)	Anzahl der Magnetringe
Narmab	0	52	40	9	455	150
Qocham	21	15	48	6	260	85
Sonstige Systeme	Sickerwassermesskasten, Beschleunigungsaufnehmer, Grundwassermessstellen, Wetterstation, Dateierfassungssystem					

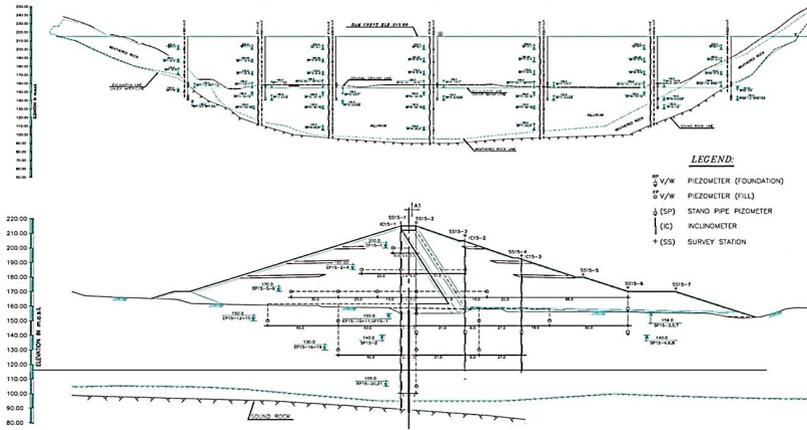


Abbildung 8: Längs- und Querschnitt des Dammkörpers des Narmab-Damms

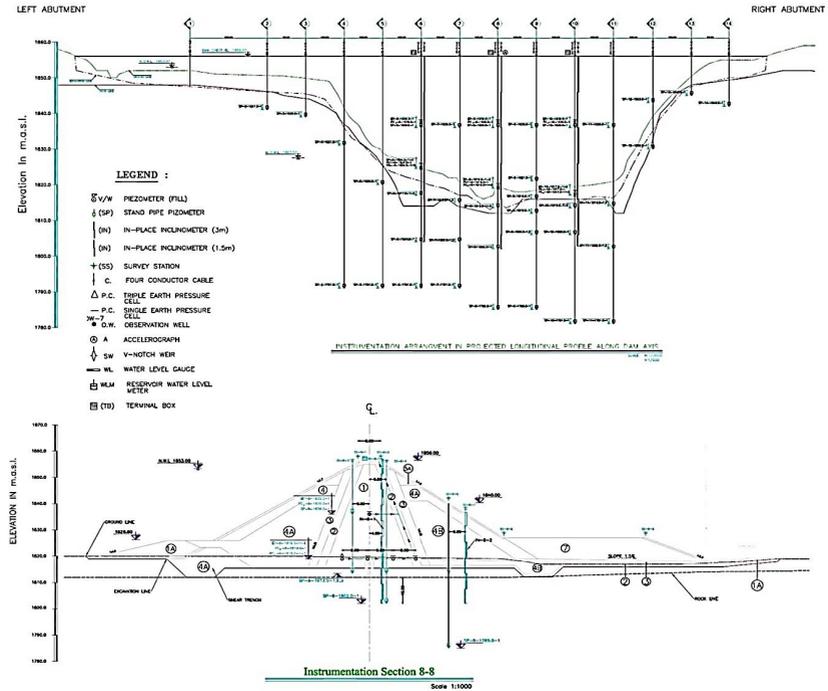


Abbildung 9: Längs- und Querschnitt des Dammkörpers des Qocham-Damms

5.2 Narmab-Damm – ein Projekt ohne Erddruckgeber

Aus Sicht des klassischen Planers sind Erddruckgeber eine Notwendigkeit zur Überwachung eines Erddamms:

„Embedment earth pressure cells are installed within fill, for example, to determine the distribution, magnitude and direction of total stress within an embankment dam or within fill overlaying a culvert“ [Dunncliff, J.: Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance, Wiley-VCH, 1994, page 165].

Bei der Instrumentierung von Erddämmen gibt es in den letzten Jahren im Iran den Trend, entweder auf Erddruckgeber gänzlich zu verzichten oder eine starke Reduzierung der Anzahl vorzunehmen. Das Projekt Narmab-Damm ist ein Beispiel für den Verzicht auf die Erddruckmessung. Dies wurde bereits in der Ausschreibung festgelegt.

Im höchsten Messquerschnitt haben die installierten Inklinometermesspegel aktuell eine Länge von 55 m erreicht. Die Messpegel sind zudem mit 8 Stück Spider-Magnetringen alle 6 m sowie 2 Stück Magnetplatten alle 3 m zur Setzungsmessung ausgestattet. Bis zum Bauende werden die Inklinometermesspegel auf bis zu 100 m verlängert.

Die nachfolgenden Grafiken zeigen das Setzungsverhalten der Dammschüttung und des Untergrunds – die linke Grafik zeigt die Setzungen mit der Zeit während die rechte Grafik die Änderungen des Setzungsprofils darstellt.

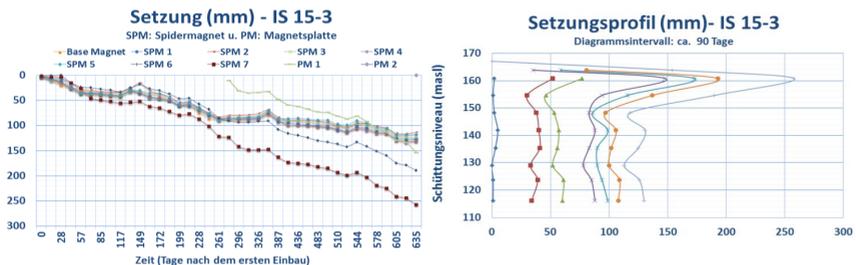


Abbildung 10: Setzungsverhalten der Dammschüttung

Der zeitliche Verlauf der Setzung zeigt eine gleichmäßige Tendenz. Das Setzungsprofil weist im Bereich der Dammschüttung eine deutlich höhere Setzung, als dies für das Alluvium der Fall ist, auf. Ein ähnliches Verhalten wurde auch bei den anderen Messstellen dieser Art beobachtet.

Aus den Inklinometermessungen kann eine vergleichsweise geringe horizontale Verformung von kaum mehr als 2 cm zur Luftseite hin festgestellt werden.

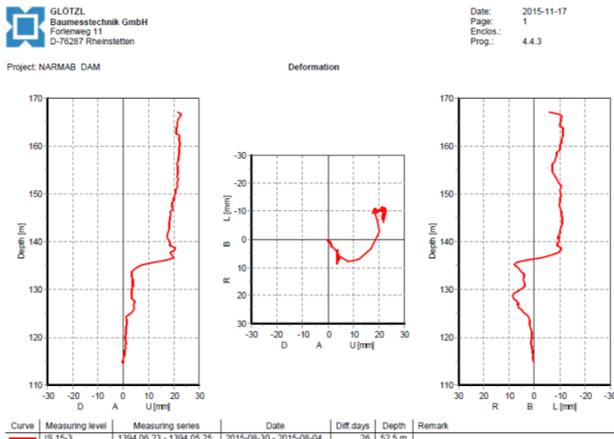


Abbildung 11: horizontale Verformung

Die nachfolgend dargestellten Kurvenverläufe des Porenwasserdruckes sind rein von den Grundwasserschwankungen beeinflusst. Aus den Bautätigkeiten ist bislang allenfalls ein geringer Einfluss festzustellen.

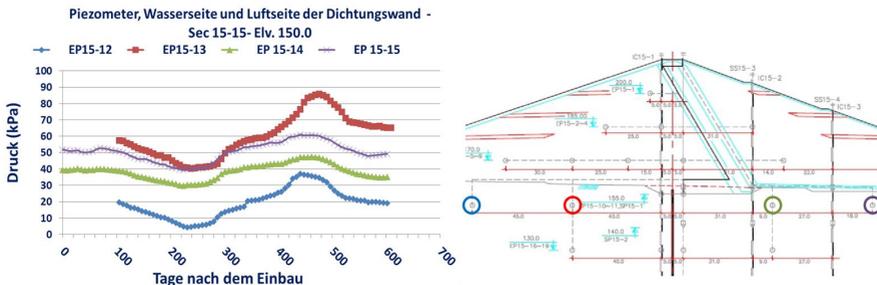


Abbildung 12: Kurvenverläufe Porenwasserdruckgeber

Die nachstehende Grafik veranschaulicht eindrucksvoll die Wirksamkeit der hergestellten Dichtwand.

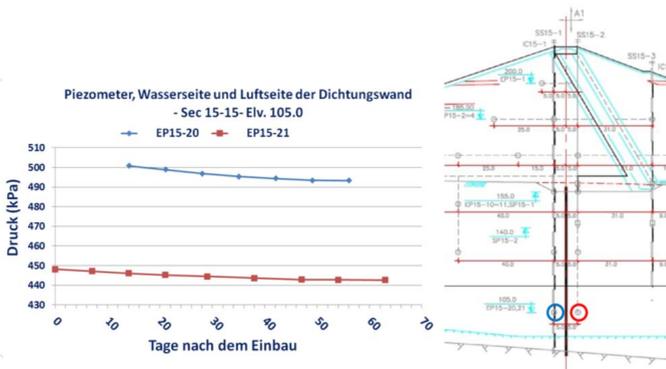


Abbildung 13: Wirksamkeit der Dichtwand

5.3 Qocham-Damm: Ein Projekt mit Erddruckgebern

Die Überwachung des Quoquam-Dammes erfolgt in 14 Messquerschnitten, von denen drei MQ6, MQ8 und MQ10 die Hauptmessquerschnitte sind. Der Messquerschnitt MQ8 ist im Abbildung 14 dargestellt.

Im Wesentlichen sind hier folgende Messinstrumente installiert: kombinierte Inklinometer-/Setzungsmesspegel, Erddruckgeber, Porenwasserdruckgeber und Standrohr-Piezometer. Die übrigen Messquerschnitte besitzen nur Standrohrpiezometer und luftseitige Grundwassermessstellen.

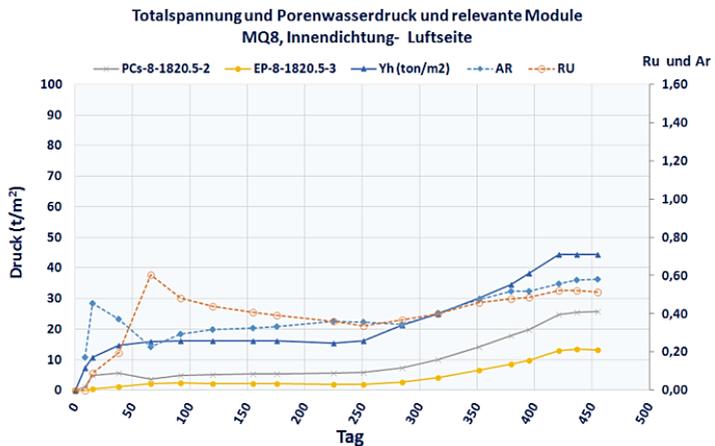
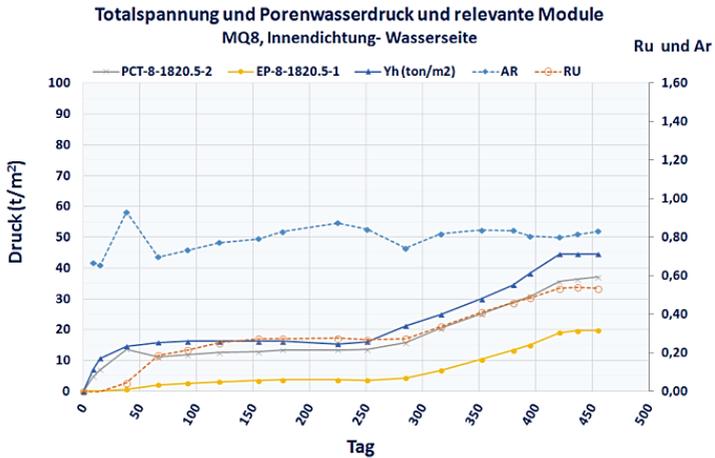
Die Anordnung der Erddruckgeber erfolgte ausschließlich im Lehmkern in zwei Einbauebenen zur Messung der Vertikal- und Horizontalspannungen. In den Hauptmessquerschnitten sind in der Einbauebene 1820 mNN Erd- und Porenwasserdruckgeber wie folgt angeordnet:

- Ein Cluster von drei Erddruckgebern ist 9 m wasserseitig der Dammachse angeordnet. Die Erddruckgeber haben unterschiedliche Orientierungen - PCT*-2 liegt horizontal (\perp) PCT*-1 ist mit 45° zur Wasserseite und PCT*-3 ist mit 45° zur Luftseite geneigt.

Gewölbbildung. Dies ist gleichbedeutend mit der Tendenz des Dichtmaterials zur Setzung, obwohl dies durch die Gewölbewirkung verhindert wird.

Das Modul des Porenwasserdrucks R_u ist der Verhältniswert des gemessenen Porenwasserdrucks und des gemessenen Erddrucks.

Die Ergebnisse der Vertikalerddruckkissen und der Porenwasserdruckgeber im MQ8 sind in Abbildung 15 aufgezeichnet.



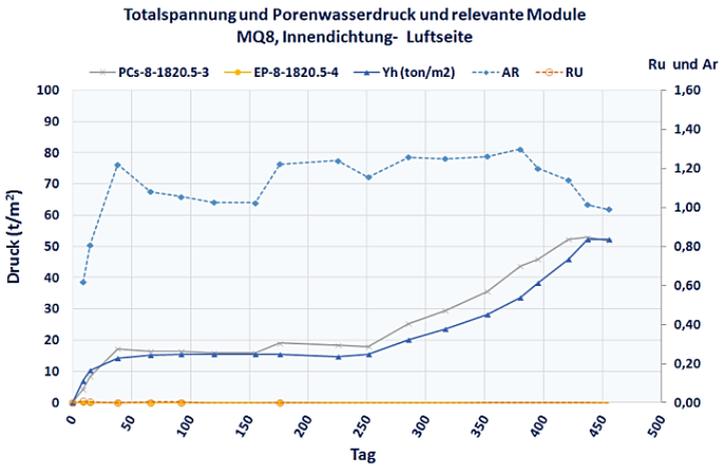
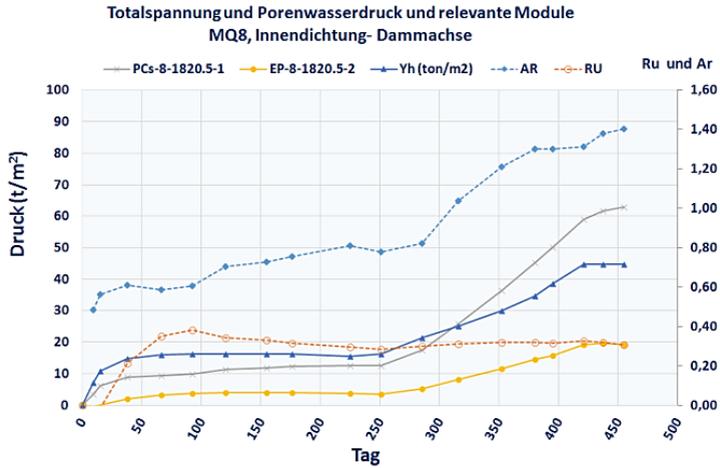


Abbildung 15: Messergebnisse der Druckgeber während der Bauphase

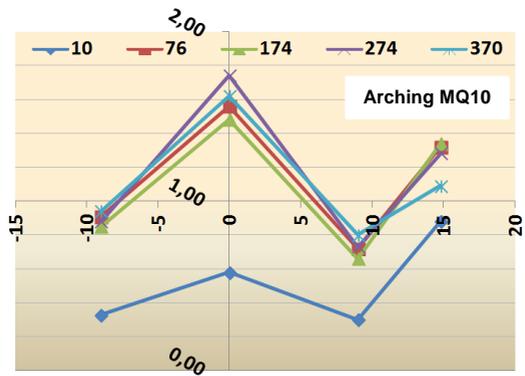
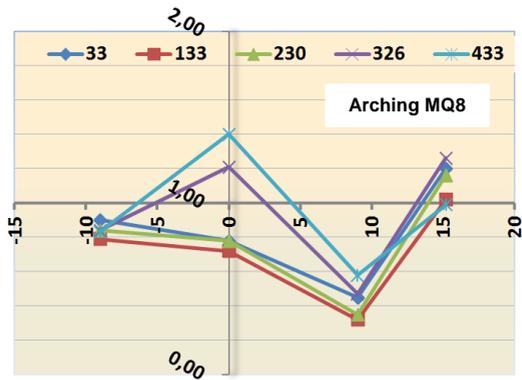
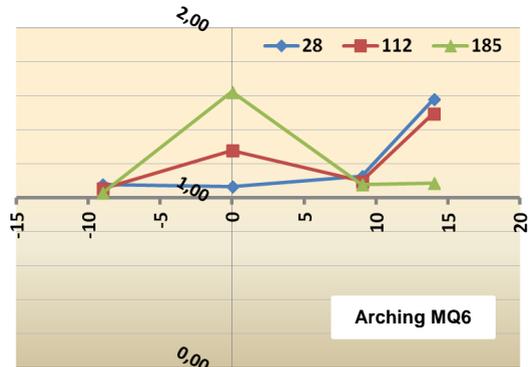


Abbildung 16: Arching verschiedener Querschnitte

Den Auswertungen zufolge bildet sich in Dammmitte ein umgekehrtes Gewölbe aus. Dieses Verhalten ist eher ungewöhnlich und erfordert ein genaueres Studium im weiteren Bauverlauf.

6 Zusammenfassung

Anhand der hier vorgestellten Projekte zeigt sich, dass der Iran ein weites Feld für den Einsatz von geotechnischen Messsystemen bietet. Leider sind im Iran einige Messverfahren in Verruf geraten und haben für Misstrauen gegenüber der Messtechnik im Allgemeinen gesorgt. Durch die Einführung der neuen Bewertungsrichtlinien gewinnen die technischen und planerischen Komponenten eines Angebots wieder mehr Gewicht. Dies soll im Idealfall dazu führen, dass der kompetenteste Anbieter den Auftrag erhält und das Projekt erfolgreich und nicht nur am kostengünstigsten abschließt.

Autoren

Dipl.-Ing. Joachim Schneider-Glötzl

schneider@gloetzl.com

MSc Farzin Karimi

karimi@gloetzl.com

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH

www.gloetzl.com

Forlenweg 11, 76287 Rheinstetten

Tel.: 0721 5166-0



Mit der Erde im Dialog

Wir machen das Unsichtbare sichtbar

Setzung, Temperatur, Weg, Neigung, Spannung, Kraft, Dehnung,
Hebung, Ankerkraft, Deformation, Klima

Unsere hochauflösende Präzisionsmesstechnik erfasst kleinste Veränderungen. Diese werden in Echtzeit durch unsere neue webbasierte Software für Sie sichtbar gemacht - überall.



GLÖTZL geotechnische Messgeräte und Datenerfassungssysteme für das Bauwesen

- vom Messbolzen über Inklinometer bis zur einzelgefertigten Sonderlösung
- von der Drehbank über die Endmontage bis zur technischen Inbetriebnahme
- von der Handmessung über Datenaufzeichnung bis zur vollautomatisierten Visualisierung



Marieholmstunneln Göteborg – Baugrubenüberwachung in weichen Böden

Dr.-Ing. C. Hof¹, Dr.-Ing I. Arsic², M. Stolz³, H. Wörsching⁴, H.J. Becker⁴

¹ Züblin Scandinavia AB, Göteborg, Schweden

¹ Ed. Züblin AG, Stuttgart

³ MeSy-Solexperts GmbH, Bochum

⁴ Solexperts AG, Mönchaltorf, Schweiz

1 Einleitung

Zur Verkehrsentlastung im Stadtgebiet von Göteborg laufen seit Frühjahr 2015 die Bauarbeiten zum Marieholmstunnel, der den Fluss Göta Älv unterquert. Der Tunnel wird als Absenktunnel erstellt, beidseitig des Flusses werden dafür tiefe Baugruben errichtet. Der anstehende Boden besteht aus leicht überkonsolidiertem, weichem Ton mit bis zu 100 m Mächtigkeit. In direkter Umgebung der Baumassnahme befindet sich verformungsempfindliche Infrastrukturbebauung.

Die Herstellung der Baugruben und andere Bauaktivitäten, die Verformungen im Untergrund hervorrufen, erfordern eine intensive messtechnische Überwachung der unmittelbaren Umgebung der Baugruben und der benachbarten Überbauung. Grund dafür ist der anstehende Baugrund, der zu grossen Verformungen neigt, und die Komplexität der auszuführenden Arbeiten in direkter Nachbarschaft zu sensibler Bebauung. Neben einer geodätischen Überwachung an der Oberfläche kommen geotechnische Messsysteme wie Inklinometer, Extensometer, Porenwasserdruckgeber, Setzungsmessgeber sowie Spannungs- bzw. Dehnungsmessungen zum Einsatz. Die dezentral erfassten Messungen aller geotechnischer Sensoren werden in einer Datenplattform zusammengeführt und können über das Internet abgerufen werden.

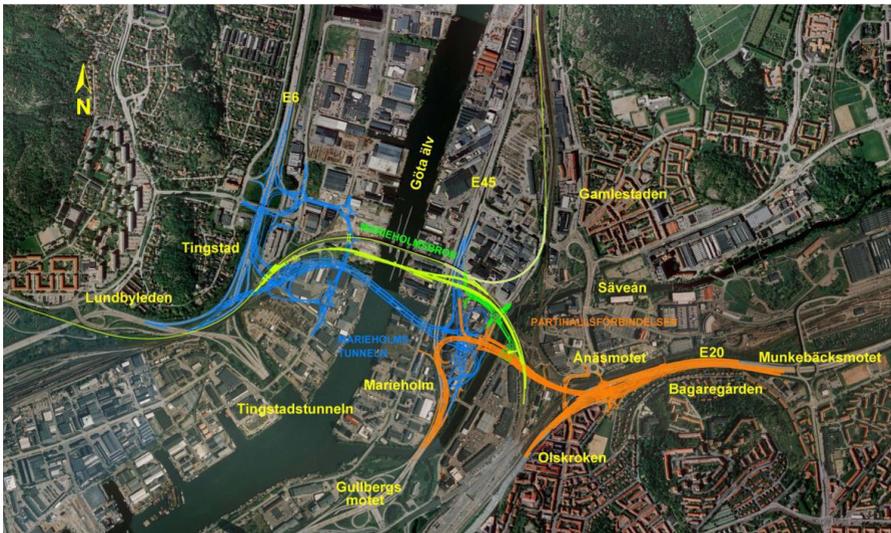
2 Projekt Marieholmstunneln

Mit der Detailplanung und Ausführung für das Projekt Marieholmstunneln wurde eine AR-GE der Unternehmungen Züblin Scandinavia AB aus Schweden und Boskalis B.V. aus den Niederlanden beauftragt. Bauherr ist die schwedischen Verkehrsbehörde Trafikverket.

Die Solexperts AG, Schweiz, wurde durch Züblin beauftragt, die geotechnische Überwachung in enger Zusammenarbeit mit der Baustelle zu realisieren.

Die Beauftragung an die ARGE erfolgte im Juni 2014. Die Bauzeit läuft bis voraussichtlich Ende 2020. Es handelt sich um einen Design and Build Vertrag mit einer Auftragssumme von ~1.5 Milliarden SEK (ca. 160 Mio. EUR). Die geplante Lebensdauer des fertiggestellten Bauwerks beträgt 120 Jahre.

Beim Marieholmstunneln handelt es sich um einen Straßentunnel, der den Fluss Göta Älv unterquert, mit dem Ziel, die Verkehrssituation im innenstadtnahen Bereich zwischen den Autofernstrassen E6, E45 und E20 zu verbessern und den Autobahntunnel „Tingstadstunneln“ zu entlasten (Abb. 1).



**Abbildung 1: Situationsplan in Göteborg
(blau: Marieholmstunneln und Anschlussbauwerke)**

Der 500 m lange Straßentunnel wird mit je drei Richtungsfahrbahnen und einem zentralen Servicetunnel erstellt. Zur Konstruktion werden drei Tunnelelemente mit Abmessungen von je 100 m Länge, 30 m Breite und 10 m Höhe vor Ort hergestellt und anschliessend am endgültigen Standort in das ausgehobene Flussbett abgesenkt. Die an die beiden Seiten des Absenktunnels angrenzenden Cut&Cover (C&C) Tunnelabschnitte und Rampen (Seite Marieholms und Seite Tingstad) werden in offener Bauweise in tiefen Baugruben errichtet.

Die C&C-Baugrube auf der Marieholmsseite wird zunächst als Trockendock zur Herstellung der drei Einschwimmtunnelelemente verwendet.

In unmittelbarer Umgebung zu den Baugruben befinden sich Gewerbegebäude sowie Brückenbauwerke für Strassen (Partihallsbron auf der Marieholmsseite) und Eisenbahn (Marieholmsbron auf der Tingstadseite). Zum Schutze der Bestandsbebauung ist im Vertrag ein Monitoringkonzept festgelegt, das die Anforderungen an die Messtechnik als auch die bebauungsabhängigen Grenzwerte für horizontale und vertikale Verformungen festlegt. Bauaktivitäten, die aufgrund der gegebenen Bodenverhältnisse zu grossen Verformungen in der Umgebung führen, sind im Wesentlichen die Aushubarbeiten in den tiefen Baugruben und das Rammen von Fertigbetonpfählen.

Aufgrund der Komplexität und Grössenordnung der Baugruben mit einer Aushubtiefe bis zu 18 m bei einer Ausdehnung von 40m/60m x 120 m, wird auch das Verhalten der strukturtragenden Bauteile der Baugrube selber sowie das Entlastungsverhalten des Bodens unter der Baugrube eng überwacht.

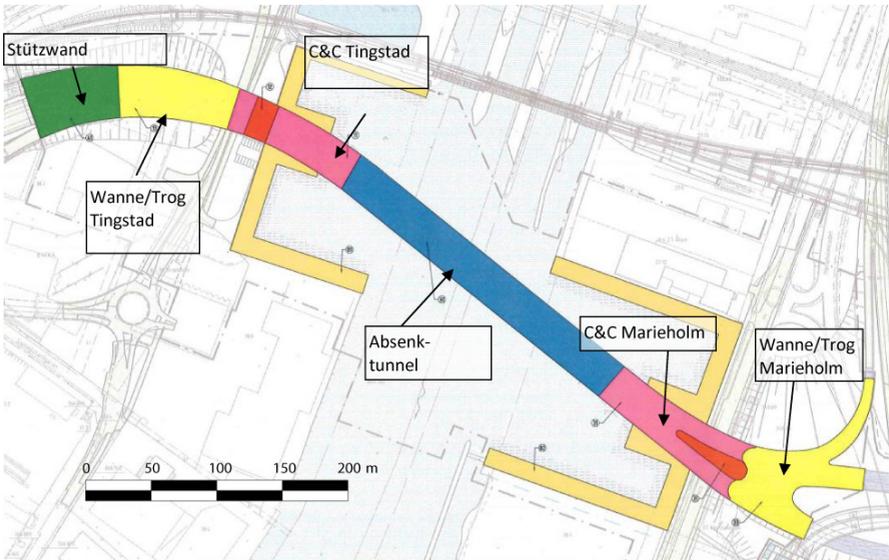


Abbildung 2: Abschnitte beim Bau des Marieholmstunnels

Zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichts ist die C&C Baugrube auf der Marieholmseite, die gleichzeitig auch als Trockendock für die Tunnelelemente benutzt wird, weitestge-

hend fertiggestellt. Bei der C&C Baugrube auf der gegenüberliegenden Flussseite (Tingstad) ist der Nassaushub beendet.

3 Baugrundverhältnisse

Das gesamte Baufeld liegt im südlich Bereich des Flusstals des Göta Älv. Nach der letzten Eiszeit kam es hier zu grossen Ablagerungen feinkörniger Sedimente unter Salzwasser. Diese relativ homogenen Tonablagerungen mit einer Mächtigkeit von bis zu 100m dominieren die Geologie. Der weiche Tonboden mit einer undrännierten Scherfestigkeit entsprechend Tabelle 1 ist leicht überkonsolidiert mit einem OCR von 1.25. Der Ton besitzt eine moderate Sensitivität. Der Wassergehalt bei fast 80 % in den oberflächennahen Schichten (+10 m.ü.M.) abfallend auf ca. 60 % in 30 m Tiefe liegt sehr nah an der Fließgrenze.

Tabelle 1: Undrainierte Scherfestigkeit ermittelt im direkten Scherversuch (Gelände +12.3 m.ü.M.)

Im Flussbereich		Westlich und östlich des Flusses	
Niveau [m.ü.M]	c_u [kPa]	Niveau [m.ü.M]	c_u [kPa]
+10	5	+10	12
+8	8	+8	12
-16	44	-16	44
-27	56	-27	56
-65	113	-65	113

Die Durchlässigkeit steigt von im Mittel 1.5×10^{-10} m/s im oberflächennahen Bereich auf 2×10^{-10} in tieferen Schichten.

4 Baugrubenkonzept

Der anstehende weiche Tonboden ist durch ein stark zeitabhängiges Verhalten bei Be- und Entlastung gekennzeichnet. Eine der grössten Herausforderungen beim Design der tiefen Baugruben mit einer Aushubtiefe von bis zu 18 m Tiefe stellt die Kontrolle der last-

und zeitabhängigen Hebungen der Aushubsohle dar. Die tiefen C&C-Baugruben auf beiden Seiten des Göta Älv werden mit dem gleichen generellen Konzept des Nassaushubs ausgeführt. Die C&C Baugruben auf Marieholmseite (siehe Abbildung 3) wird zunächst als Trockendock zur Herstellung der drei Tunnelelement verwendet. Aus diesem Grund wird diese Baugrube dreimal geflutet und wieder gelenzt bevor das endgültige Bauwerk errichtet wird. Das Trockendock hat eine Länge von 120 m und weitet sich von 40m auf der Wasserseite auf 60 m Richtung Rampenbereich auf. Der Verbau besteht aus einer verformungsarmen Pipe-to-Pipe-Wand aus mächtigen Stahlrohren mit Durchmesser von bis zu 1575 mm und 17 mm Wandstärke, die durch eine Steifenlage am Kopf und eine Bodenplatte zweifach gestützt wird. Die Länge der einzelnen Rohre variiert zwischen 35 m und 39 m. Die ca. 19 t schweren Rohre werden in den weichen Boden einvibriert und sind untereinander durch Schlosswandprofile verbunden.



Abbildung 3: Baugrube Marieholms im Februar 2016

Nach der Erstellung der oberen Steifenlage, die aufgrund der Nutzung der Baugrube als Trockendock oberhalb des Geländeneiveaus liegt, wird der Tonboden unter Wasser ausgebagert. Eine Unterwasserbetonsohle auf einer Drainageschicht dient als temporäre Baugrubensohle. Unter einer zusätzlichen Kiesauflast wird das Wasser in der Baugrube abgesenkt. Danach wird im Austausch mit der Kiesauflast eine bewehrte Betonsohle einge-

bracht. Die bewehrte Betonplatte kann dann im Verbund mit der unbewährten UW-Betonsohle über den Gesamtnutzungszeitraum des Trockendocks von ca. 3 Jahren die zeitabhängigen Hebungsverformungen aufnehmen. Die Baugrubensohle ist nicht auf Auftrieb bemessen, so dass eine Funktion der Drainageschicht über den gesamten Zeitraum der Baumassnahme gewährleistet werden muss.

Für weitere Konstruktionen wie Arbeitsplattformen für Kranbahnen sowie für die permanente Gründung der Rampenbereiche werden im Umfeld der Baugruben Fertigbetonpfähle mit bis zu 52 m Länge eingerammt.

Im Anschluss an die beiden Hauptbaugruben werden in einer späteren Phase zusätzlich Baugruben für die Zufahrtsrampen sowie eine neue Marina am Flussufer erstellt.

5 Geotechnische Messungen

5.1 Messkonzept

Ein umfassendes Geomonitoring Konzept wurde erstellt, um das mechanische Verhalten der Baugruben und der Umgebung der Baustelle zu überwachen. In dem empfindlichen Göteborg-Ton sind grosse Verformungen durch den Aushub der Baugruben und durch das Rammen der Pfähle zu erwarten.

Für das Messkonzept wurden drei Hauptziele definiert, die das Monitoringsystem zu erfüllen hat:

- Erkennen von Verformungen in der Umgebung, um Schäden an bestehenden Strukturen und an Dritten zu vermeiden
- Erfassen des Bodenverhaltens in und an den Baugruben sowie der Sicherungselemente, um die Stabilität der Strukturen zu bewerten und den gewählten Designansatz zu überprüfen
- Erfassen des Entlastungsverhaltens im Boden

Zum Erreichen dieser Ziele wurden vor Beginn der Baumassnahme über das gesamte Baufeld Inklinometer, Setzungslothe, Porenwasserdruckgeber und Extensometer installiert, teilweise bis in 55 m Tiefe. Da allerdings auch in dieser Tiefe für Inklinometer und Extensometer keine verformungsfreien Fixpunkte vorhanden sind, werden die Messstellen zusätzlich an den Kopfpunkten geodätisch überwacht.

Später wurden die Baugrubenwände mit weiteren Inklinometern bestückt und Dehnungen an den Steifen und in den Betonsohlen gemessen. Die meisten Messungen, insbesondere nahe an der Baugrube, erfolgen automatisch mit einer dezentralen Messanlage und werden in eine Datenbank übertragen und übers Internet für die Projektverantwortlichen visualisiert. Einige Besonderheiten des Messkonzeptes werden in den nachfolgenden Punkten dargestellt.

Abbildung 4 veranschaulicht Lage und Typ der installierten Systeme am Beispiel der Seite Marieholm. Der Umfang der Messungen im gesamten Baufeld wird auch an Tabelle 2 ersichtlich. In kritischen Phasen der Bauarbeiten beträgt das Messintervall der Sensoren nahe der Baugrube 1 Stunde. Bei Grenzwertüberschreitungen wird automatisch alarmiert. Im weiteren Umfeld sind vom Bauherrn tägliche oder auch wöchentliche Messungen definiert.

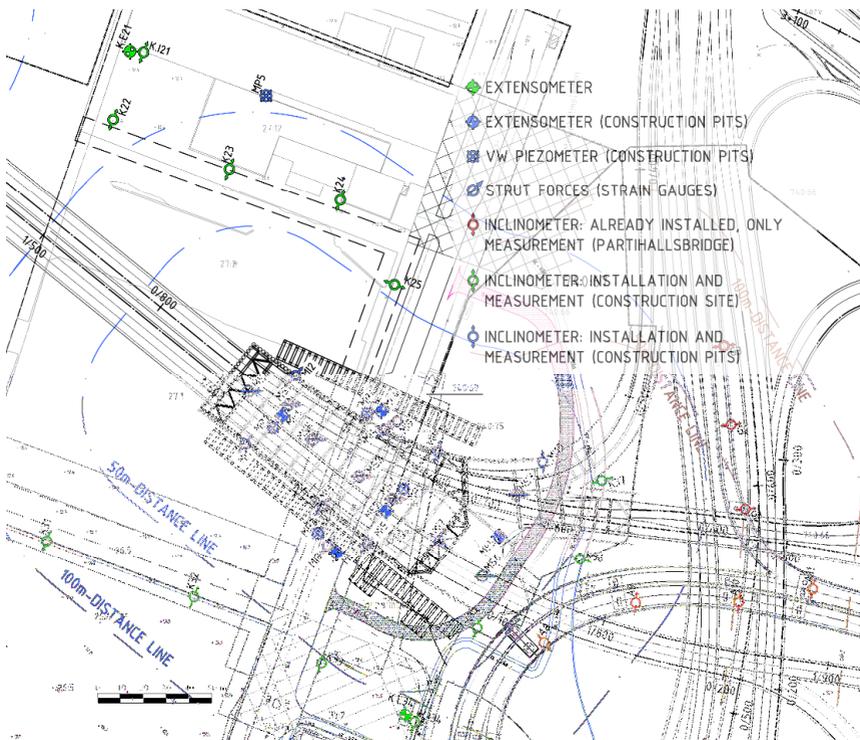


Abbildung 4: Installierte Messpunkte und Messsysteme (Seite Marieholms)

Tabelle 2: Installierte Messsysteme

Messsystem	Anzahl	Typ
Inklinometerrohre	> 1850 m	Solexperts 71 mm
Inklinometerkettenelemente (uniaxial)	ca. 600 Stk	Solexperts ClinoChain, max. Länge 50 m
Inklinometerkettenelemente (biaxial)	ca. 260 Stk	Solexperts ClinoChain
RH-Extensometer	5 Stk	Solexperts M-RHX, 4-fach
Bohrloch Extensometer	4 Stk	Solexperts Modular- Extensometer, 6-fach
Porenwasserdruckgeber	ca. 50 Stk	Geokon (Typ 4500S und 4500DP)
Strain Gages	ca. 50 Stk	Geokon (Typ 4000 und 4911A)
Datenlogger	ca. 60 Stk	Typ Solexperts SDL-G (16fach und 4 fach)
Datenbank / Visualisierung	ca. 10'000 Messpunkte (inkl. berechneter Werte) und 1.8 Mio. Messwerte in 400 Grafiken (Stand Feb. 2016)	Solexperts WebDAVIS
Setzungslothe	4 Stk	Geokon

5.2 Dezentrale Messung mit Datenloggern

Alle automatischen Messungen werden mit SDL-Datenloggern erfasst, die in unmittelbarer Umgebung der Messstelle liegen. Die Daten werden via Mobilfunknetz (GPRS) zur Web-DAVIS-Datenbank übertragen. Diese dezentralen Datenlogger haben zwischen 4 und 256 Kanäle. Das dezentrale Messkonzept bietet folgende Vorteile:

- Das System kann sukzessive auf- und abgebaut werden, Sensoren (z.B. Inclinometerketten) und auch die Datenerfassung lassen sich einfach verschieben
- Die Gefahr von Kabelbeschädigungen ist geringer, Kabel an der Oberfläche können vergleichsweise kurz gehalten werden
- Kabelbeschädigungen haben nur Einfluss auf das betreffende Instrument/System, es sind keine Nachbarsysteme betroffen
- Für jedes Messsystem und jeden Standort kann, je nach Bauphase, ein individuelles Messintervall eingestellt werden.

Die Messdaten werden in einer Datenbank abgelegt, für weitere Berechnungen prozessiert und auf Alarmgrenzen hin untersucht. Alarmierung erfolgt über Email und sms.

Weiter konnte durch die Realisierung des Messsystems durch viele dezentrale, aber vom Konzept gleich aufgebaute SDL-Logger gewährleistet werden, dass Mitarbeiter der Bau-firma vor Ort auf relativ einfache Weise Komponenten des Systems austauschen, verschieben und ersetzen können und somit flexibel und bei Bedarf schnell nach eigenen Bedürfnissen die geotechnische Überwachung organisieren. Wichtige Komponenten liegen auf Lager und können bei Beschädigung oder Defekt sofort getauscht werden.

5.3 Solexperts ClinoChain – automatisch auf Umschlag messend

Eine Neuheit, die bei den Marieholmstunneln zum ersten Mal in grosser Stückzahl zur Anwendung kommt, ist die weiterentwickelte Inclinometerkette Solexperts ClinoChain. In dieser Inclinometerkette werden die in jedem Messelement eingebauten MEMS-Neigungssensoren auf Umschlag gemessen. Die Umschlagmessung wird durch einen präzisen Schrittmotor realisiert und erhöht die Mess- und Wiederholgenauigkeit signifikant. Nullpunktfehler und Drift werden dadurch automatisch eliminiert.

Die Messkette ist so aufgebaut, dass sie in handelsübliche Inklinometerrohre eingebaut werden kann. Somit lässt sich die Kette nach Bedarf ausbauen und an anderen Messorten wieder einsetzen (abhängig von den Anforderungen der Baussmassnahme).

In Ruhephasen der Bauarbeiten konnte gezeigt werden, dass in der Hauptachse eine Messgenauigkeit mit einer Standardabweichung von 0.02 mm/m (1σ) erreicht wird. Besonders bei Ketten von 50 m Länge und nicht stabilem Fusspunkt ist diese Genauigkeit von hoher Relevanz.

Die Stromversorgung wird durch Solarpanels und Lithium-Batterien gewährleistet. Nur im unmittelbaren Umfeld der Baugrube wurde wegen des über längere Phasen sehr kurzen Messintervalls eine Versorgung durch 230V Spannung als wirtschaftlichste Lösung gewählt.

In Abbildung 5 sind Messresultate während einer Ruhephase der Baumassnahme dargestellt (Wasserstandsregulierung in der Baugrube aktiv).

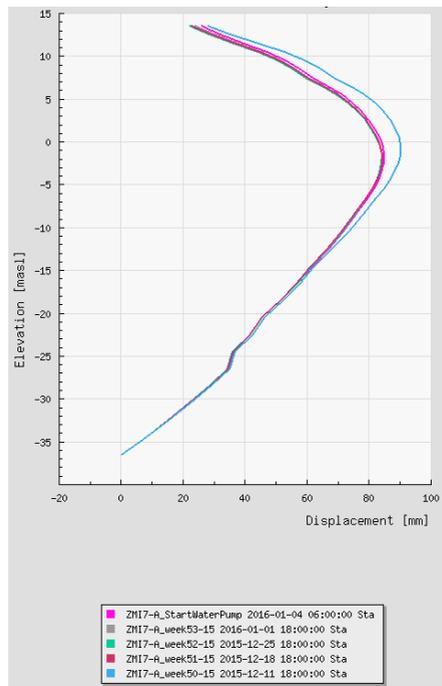


Abbildung 5: Messergebnisse mit Solexperts ClinoChain

5.4 RH-Extensometer

Der Solexperts Reversed-Head-Extensometer (RHX) wurde entwickelt, um im Tunnelbau kontinuierliche, automatische Messungen der Orstbrustdeformation und des noch auszubrechenden Gebirges zu erhalten [STEINER 2008]. Das Gestänge und der Messkopf werden in ein Bohrloch in der Ortsbrust einzementiert. Da der Messkopf, der den Datenspeicher und die Sensoren enthält, sich an der tiefsten Stelle des Bohrlochs befindet, sind Messungen möglich, auch wenn Gestänge und Sensoren des RH-Extensometers während des Vortriebs ausgebrochen und dabei zerstört werden. Es hat sich seit 2004 am Markt etabliert und wird meist in modularer Bauweise (M-RHX, Messelemente aneinander hängend analog einer Extensometerkette) als Mehrfachextensometer eingesetzt (siehe Abbildung 6).

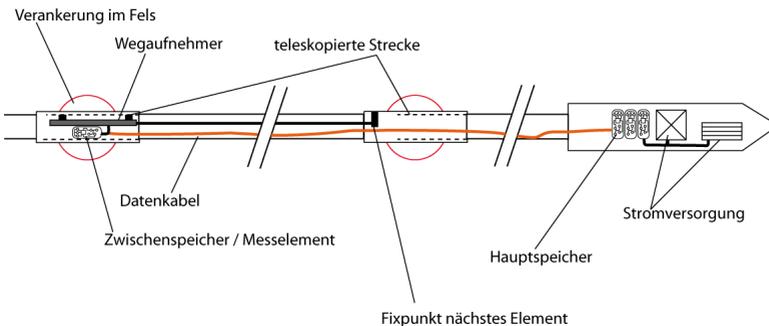


Abbildung 6: Prinzipskizze Modular RHX

Für die Baugruben Marieholmstunneln ist die Überwachung des Bodens unterhalb der Baugrube bei den Be- und Entlastungsvorgängen von grosser Bedeutung. Daher wurde hier ein RH-Extensometer Konzept ausgearbeitet, bei dem die Installation vertikal in einem 50 m tiefen Bohrloch erfolgt. Insgesamt werden vier Messstrecken, die unterhalb der Baugrubensohle liegen automatisch erfasst. Nach der Installation und während des Aushubs ist das Extensometer durch ein steifes Gestänge bis zur Geländeoberkante verlängert und kann dort geodätisch überwacht werden.

Ein Kabel zur Oberfläche erlaubt die automatisierte Messung und sofortige Datenübertragung während den meisten Bauphasen. Als Back-Up und zur Messung während das System nicht von oben zugänglich ist dient ein weiterer Logger im bohrlochtieftesten Punkt.

Abbildung 7 zeigt die Bodenverformungen in der Baugrubenmitte in unterschiedlichen Tiefen (bezogen auf die Geländeoberkante). Ab August 2015 starteten Vorbereitungsarbeiten und der Aushub, Mitte Dezember 2015 wurde die Unterwassersohle betoniert, danach wurde die Baugrube gelenzt. Insbesondere am Messpunkt unmittelbar unter der Baugrubensohle (hellblau) lassen sich diese Arbeitsschritte gut ablesen.

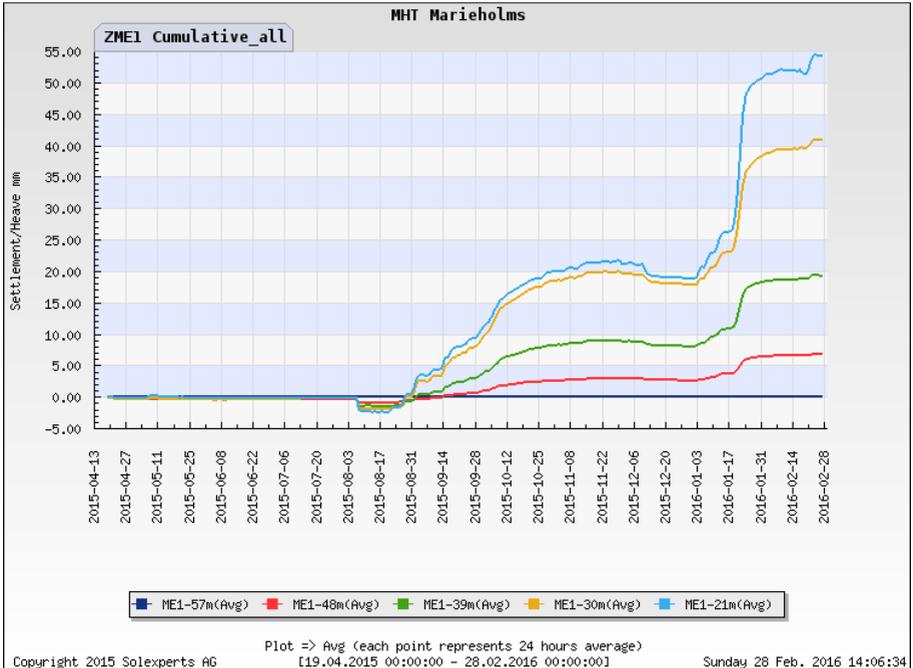


Abbildung 7: Messergebnisse M-RHX unter der Baugrube Marieholms

6 Geotechnische Messungen

Das Design der Baugrube wurde mit Hilfe des Finiten Element Programms Plaxis durchgeführt. Als Stoffmodell wurde das „Hardening Soil Small Strain“ Modell unter Verwendung effektiver Spannungs- und Scherparameter zur Berechnung undrainierten Verhaltens benutzt. Im Rahmen einer Sensitivitätsstudie wurden die Baugruben zusätzlich mit dem

NGI-ADP Modell nachgerechnet, hierbei wird das undrainierte Verhalten des Bodens mit Hilfe von undrainierten Spannungs- und Scherparameter beschrieben.

Die Deformationen der Verbauwände während des Aushubs und der Entwässerung wurden mit den prognostizierten Verformungen verglichen (siehe Abbildung 8). Darauf basierend konnten die verwendeten Stoffparameter verifiziert und wo nötig adaptiert werden. Die prognostizierten Verformungen konnten letztlich gut mit in situ Messungen verifiziert werden.

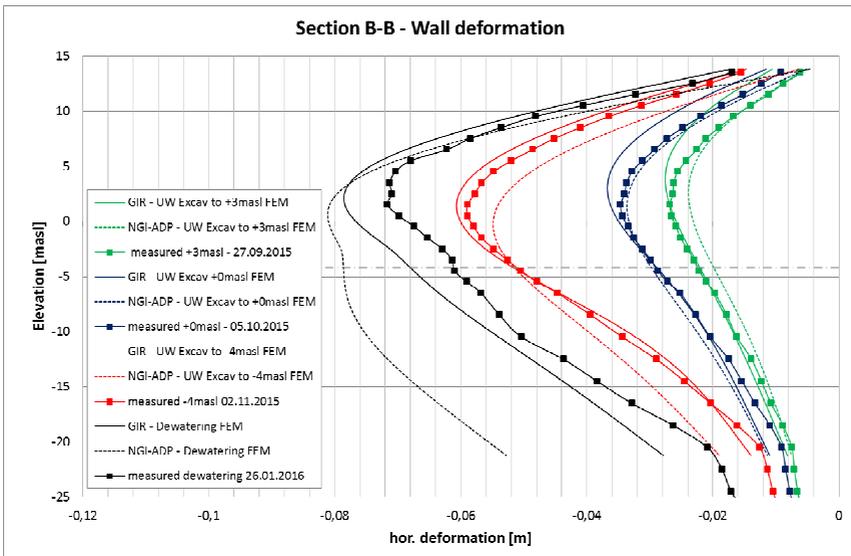


Abbildung 8: Vergleich Verformung Verbauwand gemessen und berechnet, GIR: HSS mit modifizierten Eingangsparametern

Aufgrund der anspruchsvollen Baugrundverhältnisse, konnten jegliche Abweichung vom Bauablauf oder unplanmässige Lastzustände direkt in Verformungsänderungen der Verbauwände nachgewiesen werden. Als Beispiel sei die östliche Querwand der C&C Baugrube genannt. Sie stellt später die Schottwand zwischen der Trograugrube und der C&C Baugrube dar. Im Bereich des Troges wird eine permanente Pfahlgründung mit 39 m langen Pfählen für die Auftriebssicherung hergestellt. Der Bauablauf sieht die Herstellung der permanenten Pfähle zu einem frühen Zeitpunkt vor dem Aushub von der Geländeoberkante bzw. einem Voraushubniveau vor, damit der positive Effekt der Pfähle auf die Hebung

der Aushubsohle während des Trockenaushubs berücksichtigt werden kann. In einem Streifen von 14 m hinter der Querwand wurden die Pfähle vorab vor Beginn des Aushubs in der C&C Baugrube hergestellt, um den negativen Einfluss auf die Schottwand so gering wie möglich zu halten. Um die durch die Pfahlherstellung hervorgerufenen Verformungen zu reduzieren, wurde vor dem Rammen des Pfahls an derselben Stelle Bodenvolumen entzogen. Trotz des Bodenentzugs kam es zu einer starken Vorverformung der Wand, wie in Abbildung 9 zu erkennen ist. Durch ungeplante Materiallagerung wurden die Verformungen noch erhöht. Mit Hilfe des Vergleichs der Inklinometermessungen und geodätischen Messungen der Kopfverformung bei gleichzeitiger Nachrechnung der Verformung der Verbauwand mittels FEM wurde der weitere Bauablauf eng verfolgt und Entlastungsmaßnahmen wie der gezielte Voraushub hinter der stark verformten Wand gesteuert, um eine Überlastung der Verbauwand zu vermeiden.

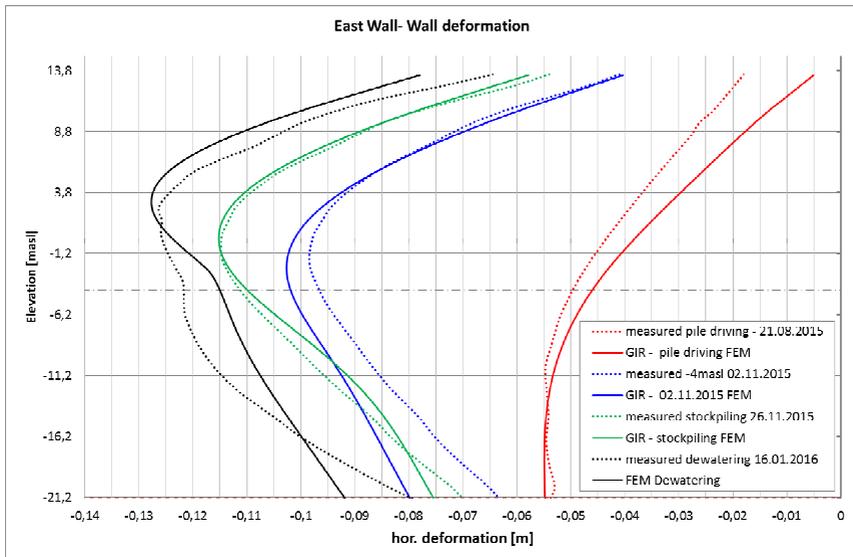


Abbildung 9: Vergleich Verformung Schottwand gemessen und berechnet, GIR: HSS mit modifizierten Eingangsparametern

Das kritischste Element des Baugrubengesamtkonzeptes stellt die unbewehrte Bodenplatte im Zustand der entwässerten Baugrube vor bzw. während der Herstellung der bewehr-

ten Bodenplatte dar. Besonderes Augenmerk wurde diesbezüglich auf den Hebungsverlauf der Sohle gelegt, da die zeitlich veränderliche Hebung des Baugrunds einen massgeblichen Einfluss auf die resultierenden Schnittgrößen in der unbewehrten Betonsohle hat. Ein Teil der Überwachung stellt die kontinuierliche Beobachtung der Hebung mittels der RH-Extensometer dar. In Abbildung 10 ist die Hebung des Baugrunds in zwei Höhenlagen für spezifische Zeitpunkte dargestellt. Anhand der Vergleichskurven ist erkennbar, dass die berechneten Hebungen auf der sicheren Seite liegend deutlich höher sind als die gemessenen Hebungen.

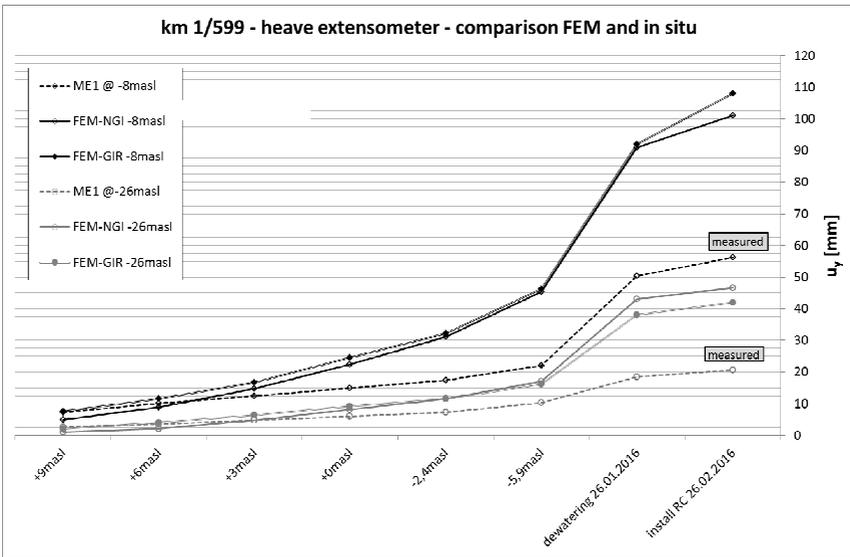


Abbildung 10: Vergleich Hebung unter Baugrubensohle gemessen und berechnet

7 Zusammenfassung

In Göteborg wird mit dem Marieholmstunneln ein neuer Straßentunnel als Absenktunnel unter dem Fluss Göta Älv gebaut. Mit Hilfe eines intensiven Monitoring-Programms ist es möglich, die in ihrer Tiefe im Raum Göteborg noch nie erstellten Baugruben im Rahmen des Marieholmstunnelnprojektes gesichert auszuführen. Besondere Bedeutung kommen

der automatischen Inklinometermessungen (Kettenlänge bis 50m) und den Hebungsmessungen unter der Baugrube zu. Änderungen im Bauablauf sowie sonstige Einflüsse aus den Baustellenarbeiten werden durch das Monitoring zeitnah erkannt und können, wo erforderlich, in ihren Auswirkungen evaluiert werden. Insbesondere bei der Pfahlherstellung wird das Monitoringsystem als Baustein eines aktiven Designs verwendet.

Literatur

Steiner P.; Kontinuierliche Verformungsmessung vor der Tunnelbrust mit dem RH-Extensometer (RHX) und dem Modularen RH-Extensometer (M-RHX), *Messen in der Geotechnik 2008, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2008.*

Autoren

Dr.-Ing. Christiane Hof

christiane.hof@zueblin.se

Züblin Scandinavia AB

Vallgatan 9

www.zueblin.se

SE - 170 07 Solna

Tel.: +46 (0)8 5533 5300

Dr.-Ing. Igor Arsic

igor.arsic@zueblin.de

Ed. Züblin AG

Zentrale Technik

www.zueblin.de

Albstadtweg 3, DE - 70567 Stuttgart

Tel.: +49 (0)711 7883 0

Dipl.-Ing. Markus Stolz

markus.stolz@mesy-solexperts.com

MeSy-Solexperts GmbH

Lindauer Str. 4

www.mesy-solexperts.com

DE - 87439 Kempten

Tel.: +49 (0) 831 960 1267

Dipl.-Ing. Holger Wörsching
Dipl.-Ing. Hans Jakob Becker

holger.woersching@solexperts.com
hansjakob.becker@solexperts.com

Solexperts AG
Mettlenbachstrasse 25
CH – 8617 Mönchaltorf

www.solexperts.com
Tel.: +41 (44) 806 29 29

Anwendung von LiDAR-Technik zum Standsicherheitsnachweis eines Hochwasserrückhaltebeckens

Martin Löwen, Julian Hofmann, Richard A. Herrmann

Universität Siegen, Deutschland

1 Einleitung

Der vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit dem innovativen Einsatz von LiDAR-Systemen (Light Detection and Ranging) unter Hinzunahme von photogrammetrischen Aufnahmen zur Unterstützung von geotechnischen Untersuchungen der Dammbauwerke des Hochwasserrückhaltebeckens Alfhausen-Rieste (HRB A-R) im Rahmen eines vertieften Sicherheitsberichtes. Die mit Unterstützung, der mit optischen Sensoren ausgestatteten Drohnen und Fahrzeugen, erfassten Daten wurden dazu verwendet, eine georeferenzierte Punktwolke zu erstellen, welche wiederum als Basis zur Erzeugung eines digitalen Geländemodells diente. Die Analyse dieser dreidimensionalen, unverzerrten und hochauflösenden Messdaten ermöglichte es mittels spezieller Software, schnell und einfach Querprofile der zu untersuchenden Dämme zu generieren und diese anschließend Böschungsbruchuntersuchungen zu unterziehen. Weiterführend wurden die Punktdaten zur Erstellung von Höhenlinien (Isohypsen) der Dammstrukturen verwendet, um mit deren Analyse mögliche Deformationen zu visualisieren.

2 Veranlassung

Das vom Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) betriebene Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste ist mit seinem Stauraum von bis zu 20,8 Millionen Kubikmetern die zweitgrößte Stauanlage in Niedersachsen und gemäß der [DIN 19700-12, 2004] als „großes Becken“ klassifiziert (s. Abbildung 1). Aufgrund der langen Standzeit von Absperrbauwerken kommt ihrer Dauerhaftigkeit eine große Bedeutung zu. Durch die bestehende Alterung des Bauwerkes kann es zu Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit sowie des Sicherheitsniveaus kommen. Bei fehlender Sicherheitsvorsorge geht deshalb eine erhebliche Gefahr von solchen Stauanlagen aus. Demzufolge fordert die [DIN 19700-10, 2004] Messungen, Beobachtungen und deren Auswertung in engen zeitlichen Abständen in Form von jährlichen Sicherheitsberichten sowie vertiefte Überprüfungen in angemessenen Zeitabständen, gegebenenfalls

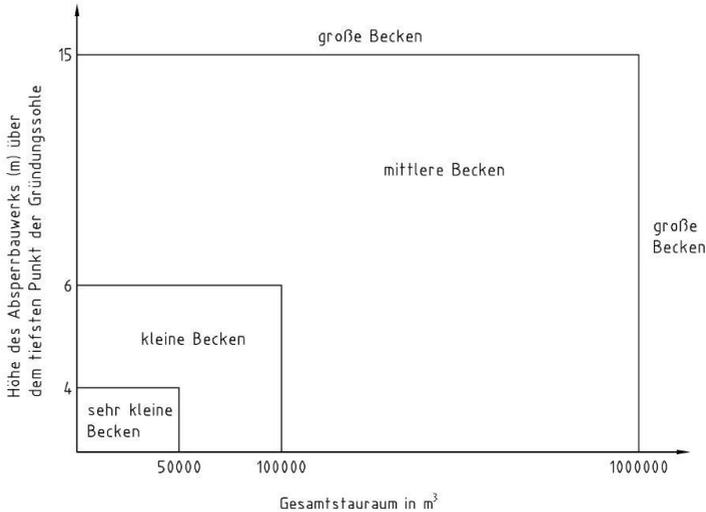


Abbildung 1: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken nach [DIN 19700-12, 2004]

in Abhängigkeit des Gefährdungspotenzials oder außergewöhnlichen Ereignissen.

Gemäß [DVWK-Merkblatt 231 /1995, 1995] sollte alle 10 Jahre eine vertiefte Sicherheitsüberprüfung durchgeführt werden. Im Rahmen dieser vertieften Überprüfung sind die statistischen, hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrundlagen sowie die betrieblichen Vorgaben und das Überwachungskonzept zu analysieren. Gegebenenfalls können dabei auch statische, (hydro-)geologische oder hydrologische Gutachten unter Verwendung neuer Erkenntnisse sowie neuer wissenschaftlicher Methoden erforderlich werden. Daraus können sich auch neue Beurteilungskriterien für verschiedene Messwerte ergeben. [DIN 19700-10, 2004; DVWK-Merkblatt 231 /1995, 1995]

3 Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste

3.1 Allgemeine Angaben

Das Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste befindet sich im Landkreis Osnabrück zwischen Bramsche und Bersenbrück, ca. 20 km nördlich von Osnabrück (s. Abbildung 2).

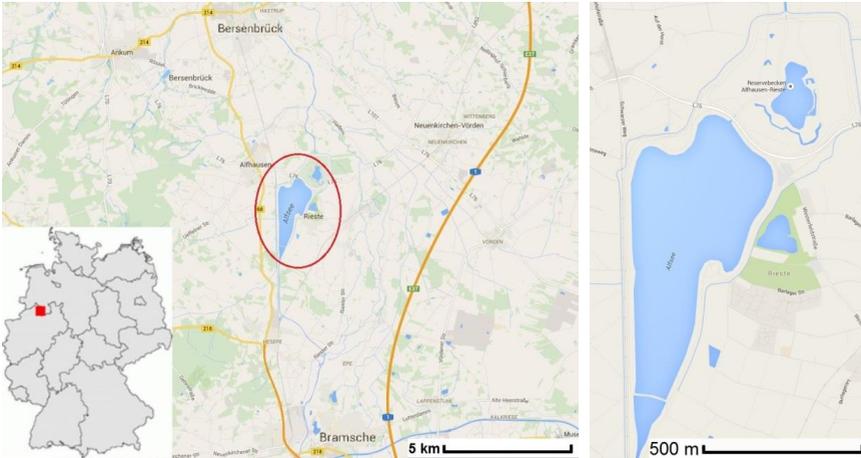


Abbildung 2: links: Lage HRB A-R, rechts: vergrößerter Ausschnitt (verändert aus [Google Maps, 2015])

Die Anlage liegt im Einzugsgebiet der Hase, welche in früheren Zeiten schon bei kleineren Hochwässern über die Ufer trat und weite, teilweise auch besiedelte Landflächen überflutete. Um Abhilfe zu schaffen wurde das HRB A-R gebaut – mit dem Ziel eines wirksamen Hochwasserschutzes für ein 25-30 jähriges Hochwasserereignis für die unterhalb im Hasetal liegenden Siedlungen, Industrieanlagen, Verkehrswege und darüber hinaus landwirtschaftlichen Nutzflächen. Bei Bedarf kann das Bauwerk über einen künstlichen Zuleiter – im Nebenschluss der Hase angeordnet – einen großen Teil des Hasehochwassers aufnehmen und wieder dosiert an das Unterwasser abgeben, sobald das Hochwasserereignis abgelaufen ist. Die Anlage gliedert sich in ein kleines Absetz-, ein großes Haupt- und ein kleineres Reservebecken (s. Abbildung 3). Das Hauptbecken ist ganzjährig eingestaut, wohingegen das Reservebecken trocken ist und nur dann in Anspruch genommen wird, wenn das Hauptbecken erschöpft ist. [NLWKN, 2004]

Im Jahr 1971 begann der Bau des Hochwasserrückhaltebeckens, wobei die wesentlichen Anlagen des Zuleitersystems und des Hauptbeckens 1982 fertiggestellt werden konnten. Der Probestau für das Hauptbecken wurde im Frühjahr 1983 erfolgreich durchgeführt. Das an das Hauptbecken anschließende Reservebecken wurde 1989 fertiggestellt und bestand mit dem Hochwasserereignis im Oktober/November 1998 erfolgreich den Probestau. Zu weiteren Kenngrößen des HRB A-R s. Tabelle 1. [NLWKN, 2010]

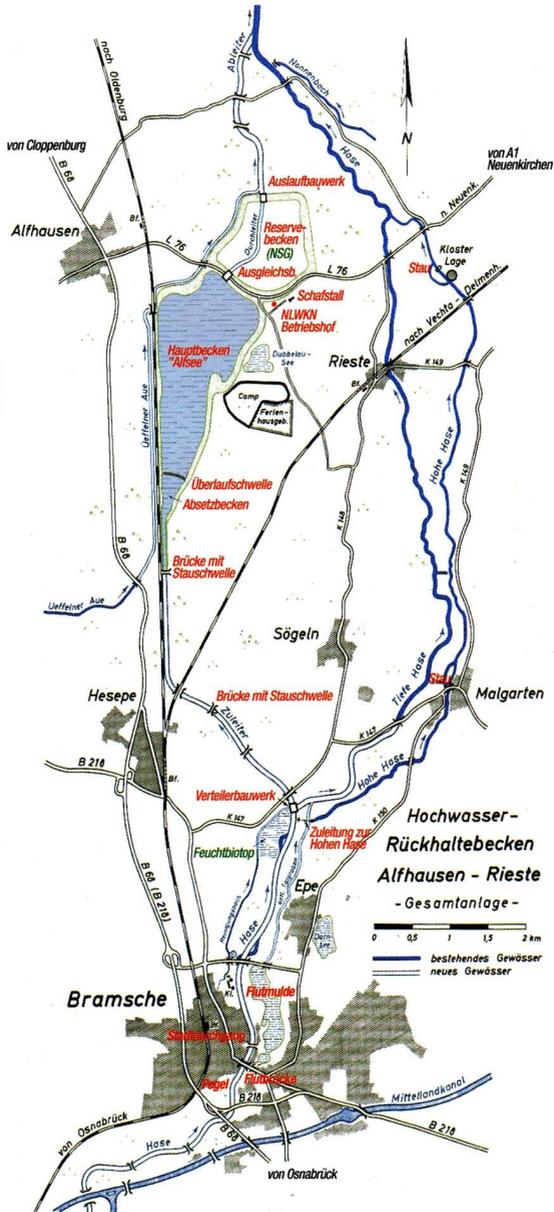


Abbildung 3: Deklaration Gesamtanlage des HRB A-R [NLWKN, 2004]

Tabelle 1: Zusammenfassung der Kenngrößen des HRB A-R (nach [HERRMANN ET. AL., 2015])

Absetz- becken	Dauerstauziel	39,00 mNN	Dauerstauraum	430.000 m ³
Haupt- becken	Dauerstauziel	37,75 mNN	Dauerstauraum	3,10 Mio. m ³
	Vollstauziel ZH ₁	42,25 mNN	Vollstauraum	12,70 Mio. m ³
	Extremstauziel ZH ₂	42,75 mNN	Extremstauraum	14,30 Mio. m ³
	Dammkrone	44,35 mNN		
Reserve- becken	Vollstauziel ZH ₁	41,25 mNN	Vollstauraum	7,25 Mio. m ³
	Extremstauziel ZH ₂	41,75 mNN	Extremstauraum	8,10 Mio. m ³
	Dammkrone	44,00 mNN		

3.2 Untergrundverhältnisse

Über das gesamte Areal des HRB A-R (Verteilerbauwerk, Zuleiter, Absetzbecken, Hauptbecken und Reservebecken) steht ein ca. 50 m mächtiges Schichtpaket aus Sand und Kies mit schluffigen und torfigen Beimengungen über Mergel an.

Das Bodenprofil N4 (s. Abbildung 4) gibt exemplarisch einen Überblick über die Untergrundverhältnisse im gesamten Beckenbereich:

- Oberflächennah stand ein reines Torflager mit einer Mächtigkeit von 1,40 m an. Diese wurden beim Aushub des Beckens vollständig entfernt und als unbrauchbarer Boden abgelagert.
- Restliche, nicht ausgeräumte Torfschichten in dünnerer Mächtigkeit sind weiterhin vereinzelt im Untergrund anzutreffen.
- Sandschichten mit schluffigen Beimengungen stehen in der Beckensohle an.
- Kiesige Schichten stehen oberflächennah nicht an.

Die Auswertung der Körnungslinie zeigt, dass die bindigen Schichten, welche als Oberflächenabdichtung verbaut wurden, aus schwachtonigem Schluff mit sandigen Anteilen bestehen. Dazu wurden vor allem die oberflächennah angetroffenen Schluffschichten im nordwestlichen Hauptbecken verwendet. Die nichtbindige Schicht – Baumaterial des Stützkörpers – besteht aus Sand mit kiesigen Anteilen.

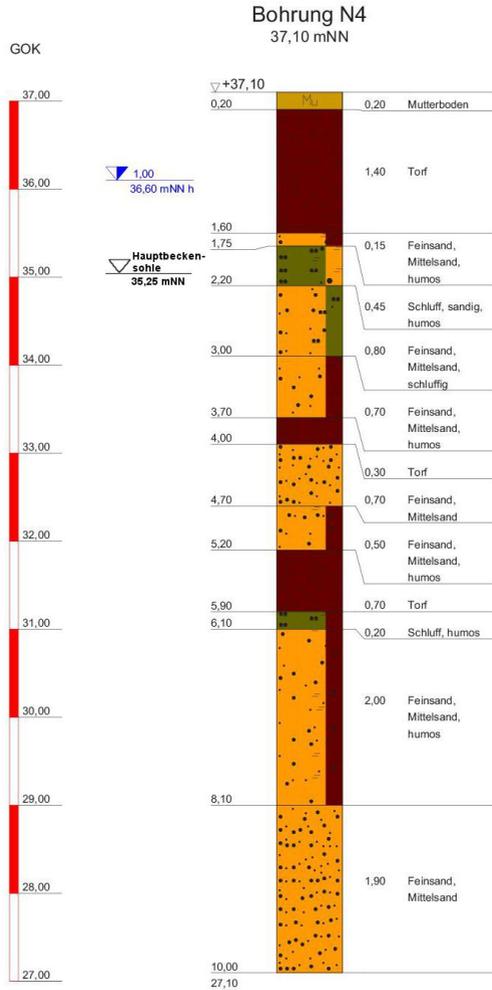


Abbildung 4: Bohrprofil N4 [Erdbaulabor Naujoks, 1964]

Des Weiteren ist aus den vorliegenden Unterlagen zu entnehmen, dass im Reservebecken nicht ausgehoben wurde. Hier wirken die natürlichen oberflächlichen Schichten mit schluffigen Beimengungen im Einstaufall versickerungsbremsend.

4 Vermessung

4.1 Kinematische Vermessung und Datenerfassung

Das von Trimble entwickelte terrestrische LIDAR-System Trimble MX-8 – ein „Mobile Spatial Imaging System“ (s. Abbildung 5) liefert voll synchronisierte, sehr dichte georeferenzierte Punktwolken und hochaufgelöste digitale Messbilder.

Die von Trimble entwickelte Positionstechnologie liefert extrem schnelle und verlässliche Positionsbestimmungen (bis zu 200 Mhz). Der 360° Grad Scanwinkel und die immense Abtastrate ermöglichen eine sehr dichte und lückenlose Erfassung der Oberfläche während einer regulären Fahrgeschwindigkeit. Zum Zeitpunkt der Aufnahme des HRB A-R war das MX-8-System der Firma GIL GmbH folgendermaßen ausgestattet:

- 2 x 360 ° (Helix Modus) Riegl- Laserscanner Serie V250 in „Schmetterlingsanordnung“ mit je 300.000 Pkt./sec - Laserklasse 1, Reichweite bis 500m, kinetische Messgenauigkeit Scanner (<0,5 cm).
- 7 x Grashopper CCD 53° x 45° Kameras – 360 ° Kameraanordnung, 2448 x 2048 Pixel, Photogrammetrische Auswertung, Colorierung der Scanpunktwolke.
- Applanix IMU – „Inertial Measurement Unit“ zur Erfassung der Achsbewegungen, der Beschleunigung sowie der Neigung.
- 2 x Trimble GNSS-System.
- Präzisionsodometer – Radsensor für Wegbestimmung in GNSS-Abschattungen.



Abbildung 5: Fahrzeug mit Trimble MX-8 System (links) und 360° Scanradius (rechts) [GIL GmbH, 2015]

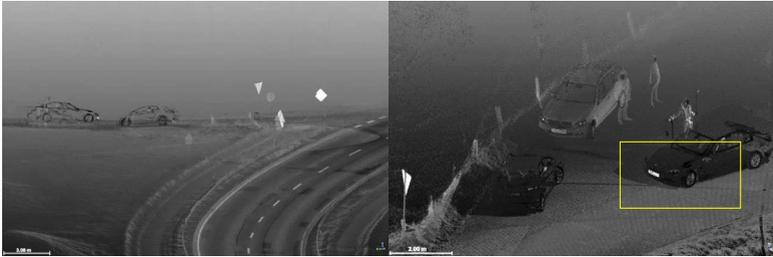


Abbildung 6: links: L76 Alfhausen Rieste, rechts: Seitenstraße mit Personen und Autos

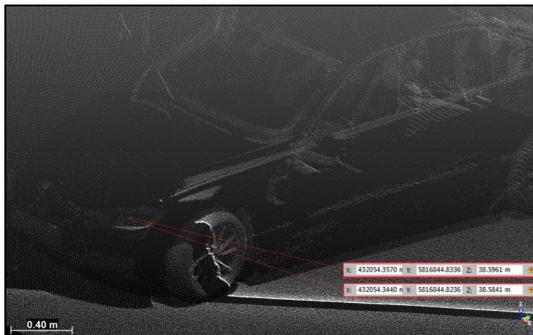


Abbildung 7: vergrößerter Ausschnitt Auto mit XYZ-Angabe zweier Einzelpunkte

Zur Verdeutlichung der Aufnahmegenaugigkeit zeigt Abbildung 6 einen Punktwolkenausschnitt, der während der Vermessung des HRB A-R bei einer Geschwindigkeit von 40 km/h entstanden ist. Die Abbildung 7 zeigt den vergrößerten Ausschnitt. Autos, Schilder, Straßen und Umgebung sind klar zu erkennen. Selbst Personennumrisse aus einer Entfernung von bis zu 40 m sind deutlich abgebildet.

4.2 Luftbildphotogrammetrie

Die Aufnahmen des Absetzbeckens, sowie für das Ausgleichs- und Auslaufbauwerk, wurden mittels Quadrocopterbefliegung durchgeführt. Bestückt war die Drohne mit einem GPS Way Point Navigation System und einer Sony, Kameratyp: Alpha 5100 mit 2.8/20-Mount Sony Objektiv, 24,3 Megapixeln, Autofokus mit 179-Punkte-Phasendetektion und integriertem Wi-Fi.

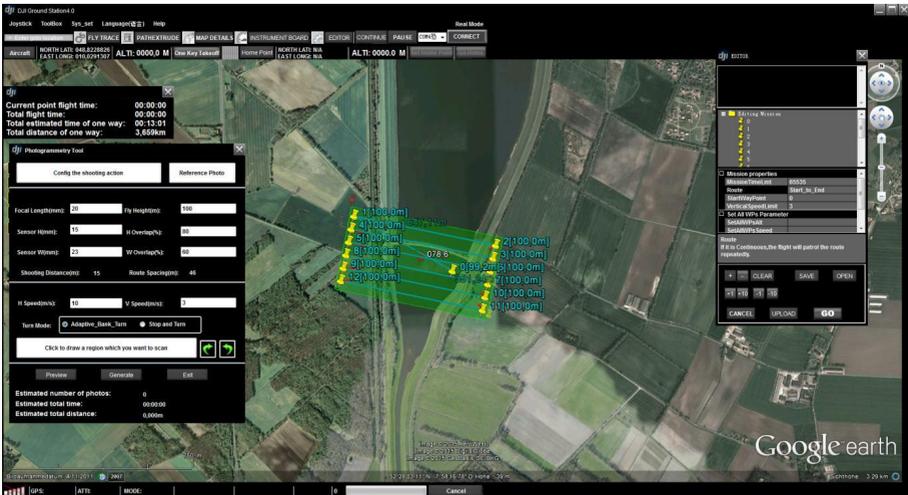


Abbildung 8: Bestimmung der Wegpunkte mittels Softwareprogramm DJI Ground Station

Die Steuerung des Quadrocopters erfolgte autonom. Als Basis für die automatische Steuerung und Routenberechnungen wurde die Software DJI Ground Station (s. Abbildung 8) benutzt. Für die anschließende Transformation und Georeferenzierung der Punktdaten aus den Bildern wurde das Programm Trimble UAS Master verwendet.

4.3 Digitales Geländemodell

Das Ergebnis der Aufnahmen ist eine Punktwolke im LAS-Format mit ca. 1,1 Mrd. Punkten und einer Dateigröße von etwa 22,2 GB. Eine Draufsicht des gesamten Hochwasserrückhaltebeckens als digitales Geländemodell zeigt Abbildung 9. In Hinblick auf die durchgeführten Profil-Untersuchungen wurden hier die wesentlichen Stationierungen sowie die Lage der Becken und der Absperrbauwerke eingezeichnet.

Die Punktwolke des Absetzbeckens (> 21. Mio Punkte) wird als einziger Teil des Modells mit ihrer RGB-Information wiedergegeben (s. Abbildung 10). Bei den restlichen Aufnahmen wurde diese Farbinformation, aufgrund der Datenmenge, entfernt. Die Abbildungen 11 und 12 zeigen weitere Aufnahmen des östlichen Hauptbeckendamms.

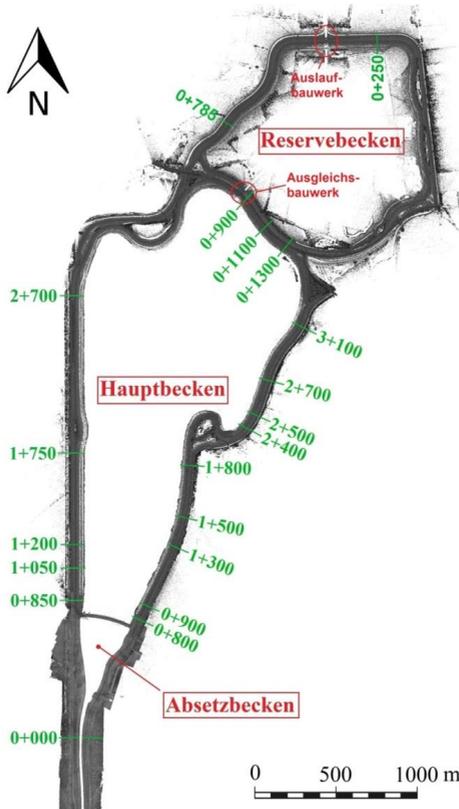


Abbildung 9: Gesamte Punktwolke des HRB A-R mit Stationierung maßgebender Profile

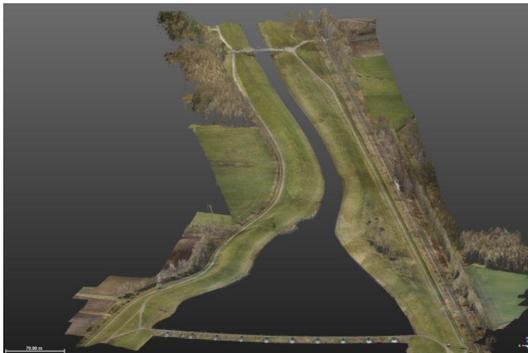


Abbildung 10: Punktwolke (mit RGB-Information) des Absetzbeckens mit Zuleiter

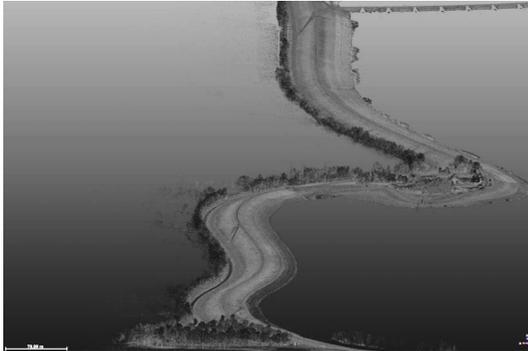


Abbildung 11: Punktwolke des östlichen Hauptbeckendamms



Abbildung 12: Vergrößerte Ansicht der Punktwolke des östlichen Hauptbeckendamms

5 Deformationsanalyse

5.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt behandelt die durchgeführte Deformationsanalyse, bei welcher die Dammbauwerke auf mögliche geometrische Veränderungen wie Rutschungen oder Setzungen mit Hilfe des digitalen Geländemodells untersucht wurden. Im Rahmen dieser Analyse wurde ein Soll-Ist-Vergleich der Querschnittsprofile des Hauptbeckendamms durchgeführt, in dem stichprobenartig die Ist-Profile der Dammbauwerke den Soll-Profilen (gemäß Ausführungszeichnung) gegenübergestellt wurden. Erstmals konnte somit eine Aussage über die aktuelle Geometrie der Dämme getroffen werden. Zudem konnten im

weiteren Verlauf der Analyse die Querschnitte lokalisiert werden, die als maßgebendes Profil für die anschließenden Böschungsbruchuntersuchungen dienen.

Der zweite Teil der Untersuchungen beinhaltet die Analyse der Höhenlinien im Dammverlauf. Dafür wurden aus den XYZ-Koordinaten der Punktwolke Isohypsen erstellt, auf deren Grundlage der Damm auf mögliche Verformungen im Dammkörper untersucht wurde.

5.2 Querschnittsanalyse (Soll-Ist-Vergleich)

Das Leitmotiv dieser Analyse ist der systematische Vergleich der Querschnittsprofile der Dammbauwerke in Abständen von jeweils ca. 100 m. Durch die digitalisierte Geländeoberfläche in dem generierten dreidimensionalen Modell können alle Höhenpunkte an jedem beliebigen Oberflächenbereich bestimmt und durch einen virtuell gesetzten Schnitt in einem Profil dargestellt werden. Die extrem hohe Auflösung der georeferenzierten Punktwolke ermöglicht dabei ein äußerst detailgetreues Abbild der Oberfläche im Ist-Zustand.

Für die durchgeführte Vergleichsanalyse war es zunächst notwendig, die Dammprofile von dem umliegenden Gelände freizustellen und zu isolieren. Ein Dammprofil des Hauptbeckens besteht aus durchschnittlich ca. 3.500 Punkten und ist durch deren XYZ-Information im globalen System eindeutig orientiert. Um die Profile vergleichbar zu machen, mussten die Koordinaten von dem globalen System in ein lokales System übertragen werden.

Die vorliegenden Ausführungszeichnungen der Regelquerschnitte des östlichen Hauptbeckendamms Stat. 1+500, des westlichen Hauptbeckendamms Stat. 1+050 und des Trenndammes Stat. 1+100 dienen hier als Referenz (Soll-Zustand). Durch eine Überlagerung mit diesen Soll-Profilen konnte festgestellt werden, ob die derzeitigen Dammprofile den Vorgaben entsprechen oder bestimmte Abschnitte des Damms geometrische Veränderungen aufzeigen.

Zudem gibt eine Überlagerung der Ist-Profile in bestimmten Abschnitten eine erste Auskunft über das Kongruenzverhalten der Dammbauwerke.

5.3 Auswertung am Beispiel des westlichen Hauptbeckendamms

Das Ergebnis (s. Abbildung 13) zeigt einen ausgeprägt deckungsgleichen Dammquerschnitt bei Stat. 1+050 mit sehr geringen Abweichungen zum Soll-Profil in einer Größenordnung von 5 bis 20 cm. Einen größeren Querschnitt weist das Ist-Profil im gesamten

oberen Bereich des Dammes mit einer Stärke von ca. 15 cm auf, wohingegen am wasserseitigen Dammbereich Abschnitte mit einem kleineren Querschnitt von etwa 10 cm im Vergleich zum Soll Profil vorhanden sind.

Diese geometrischen Abweichungen sind eindeutig auf die Vegetation (teils unterschiedlich hoher Grasbewuchs) zurückzuführen. Der Dammquerschnitt Stat. 1+050 entspricht damit den Vorgaben der Planung. In der weiterführenden Analyse wurde der westliche Damm entlang seiner Nord-Süd-Achse analysiert und in 100 m-Abschnitte unterteilt, von denen daraufhin jeweils Querprofile erstellt wurden. Die Abbildung 14 zeigt in diesem Zusammenhang den Vergleich von drei Profilen mit dem Soll-Profil: Profil Stat. 0+850, Profil Stat. 1+750 und Profil Stat. 2+700. Die direkte Überlagerung zeigt dabei eine hohe Kongruenz aller untersuchten Profile in Form und Geometrie. Die größte Abweichung zueinander weisen Stat. 0+850 und Stat. 1+750 wasserseitig zwischen 38 mNN und 40 mNN

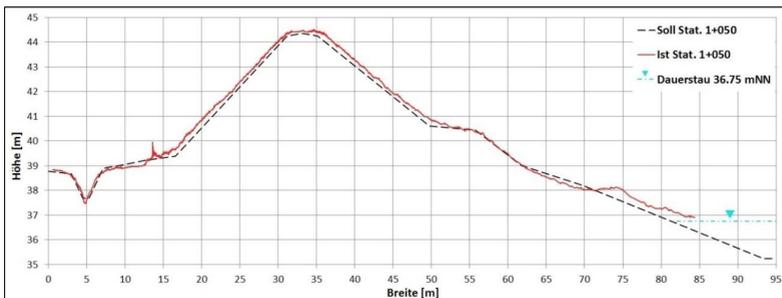


Abbildung 13. Soll-Ist-Vergleich Querprofil Station 1+050 westl. Hauptbeckendamm (überhöhte vertikale Achse)

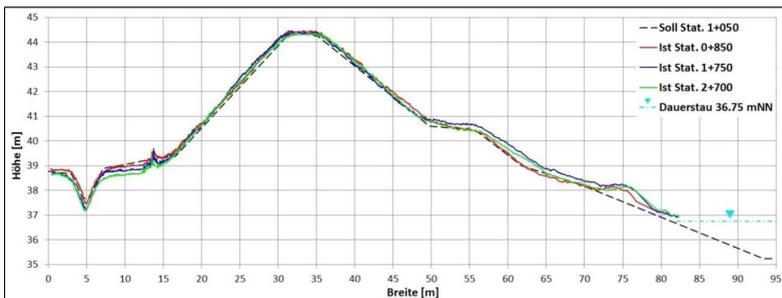


Abbildung 14: Vergleich der Querprofile 0+850, 1+700 und 2+700 westl. Hauptbeckendamm (überhöhte vertikale Achse)

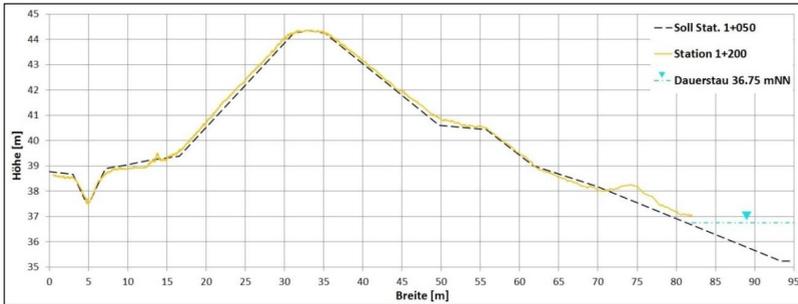


Abbildung 15: Schwächstes Querprofil Stat. 1+200 westl. Hauptbeckendamm (überhöhte vertikale Achse)

mit einer Differenz von ca. 40 cm auf. Das Soll-Profil wird von keinem der drei Querprofile „unterschritten“. Die ausgeprägte Deckungsgleichheit stärkt die Annahme, dass die positiven Abweichungen auf Vegetationseinflüsse zurückzuführen sind. In einem weiteren Schritt wurden alle Profile im Abstand von 100 m verglichen, um den schwächsten Querschnitt zu lokalisieren. Das Ergebnis des Vergleiches zeigt, dass der westliche Hauptbeckendamm an Stat. 1+200, mit sehr geringen Abweichungen zu den anderen Profilen, den schwächsten Querschnitt aufzeigt (s. Abbildung 15).

Aus diesem Grund wurde das Profil Stat. 1+200 für die später folgende Böschungsbruchuntersuchung für den Abschnitt westlicher Hauptbeckendamm ausgewählt. Große geometrische Unterschiede zum Soll-Profil zeigt jedoch auch dieses Querprofil nicht.

5.4 Isohypsen-Analyse

5.4.1 Erstellung von Isohypsen aus dem digitalen Geländemodell

Um die Höhenlinien von einem bestimmten Abschnitt zu erstellen, mussten diese Abschnitte zuerst vom restlichen Geländemodell freigestellt und isoliert werden. Die Abbildung 16 zeigt dazu einen freigestellten Abschnitt des Absetzbeckendamms (ca. Stat. 725–400). Dieser Abschnitt besteht aus ca. 1,5 Mio. Punkten und ist zusammen mit der RGB-Information dargestellt. Im ersten Schritt wird hierbei der gewünschte Höhenbereich zusammen mit dem Intervall definiert. Für den Abschnitt des Absetzbeckens wurde dafür eine Höhe von 36,75 m bis 44,50 m mit einem Intervall von 0,25 m gewählt, was eine Anzahl von 33 Höhenlinien ergibt. Das Ergebnis (s. Abbildung 17) zeigt, die parallel dem Dammverlauf verlaufenden Isohypsen. Deutlich zu erkennen sind die Bewirtschaftungs-

wege, die sich durch einen gleichförmigen Versatz und Verlauf im Höhenlinienmuster darstellen. Bäume und Autos sind ebenfalls erkennbar, da sich diese durch in sich geschlossene Isohypsen vom Rest der Linien abheben. Die nicht ausgebaute Dammkrone zeigt sich mit einer annähernd gleichbleibenden Breite.



Abbildung 16: Isolierter Abschnitt des östlichen Absetzbeckendamms (ca. Stat. 725-400)

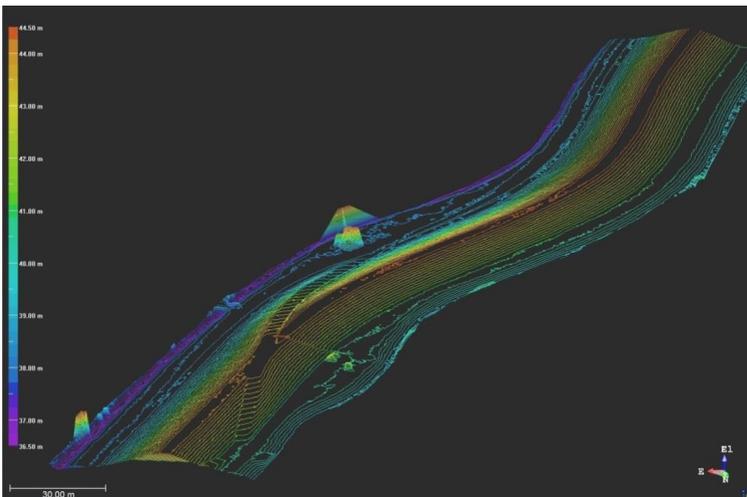


Abbildung 17: Isohypsen des isolierten Abschnitts (ca. Stat. 725-400)

5.4.2 Ergebnis der Isohypsen-Analyse

Die Analyse des Höhenlinienverlaufs der gesamten Dammbauwerke zeigte keinerlei Anzeichen von großflächigen Verformungen, in Form von Geländeabbrüchen, gerutschten Bereichen, Erosionsrinnen, Absenkungen o.a.. Die Dammbauwerke zeigen eine gleichmäßige, kongruente Geometrie auf – die Isohypsen verlaufen in parallelen Abständen. Als Beispiel sind die Höhenlinien des östlichen Hauptbeckendamms (ca. Stat. 0+800-Stat.2+100) in Abbildung 18 dargestellt. Geringfügige Veränderungen im Höhenlinienmuster, die auf eine mögliche Geländeverformung hindeuten könnten, konnten nur an sehr

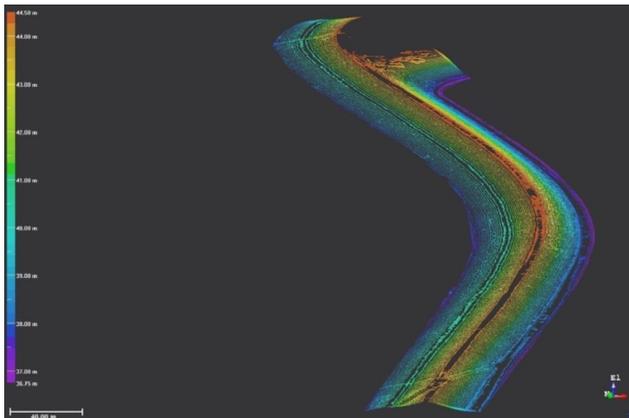


Abbildung 18: Höhenlinien des östlichen Hauptbeckendamms (ca. Stat. 0+800-Stat. 2+100)

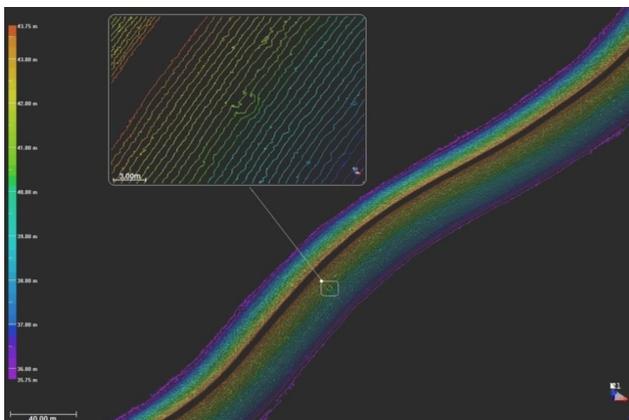


Abbildung 19: Verformung im Höhenlinienmuster westlicher Reservebeckendamm (ca. Stat. 0+785)

wenigen Stellen des Hauptbecken- und des Reservebeckendamms festgestellt werden. Die Abbildung 19 zeigt hierzu die größte visuell erkannte Verformung am westlichen Reservebeckendamm an Stat. 0+785. Diese Verformung erstreckt sich oberflächennah über eine Fläche von ca. 3,20 x 2,60 m. Der Grund für diese Anomalie könnte eine Rutschung sein, jedoch wird hier eher ein oberflächennah befindlicher Busch die Ursache sein. Eine Auswertung des Querschnitts in diesem Bereich (s. Abbildung 20) würde auf den ersten Blick diese Annahme bestätigen. Eine plastische Punktdaten-Visualisierung der lokalisierten Fläche zeigt jedoch, dass es sich hierbei sehr wahrscheinlich um eine Anhäufung von Bodenmaterial handelt (s. Abbildung 21). Damit zeigt die Isohypsen-Analyse eine tatsächlich hervorragende Möglichkeit oberflächliche, geometrische Veränderungen zu lokalisieren und grafisch auszuwerten.

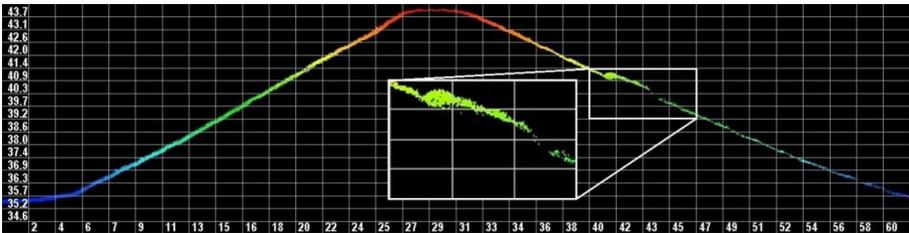


Abbildung 20: Querschnitt Profil Stat. 0+785 (Profile Depth 250cm) mit markierter vergrößerter Verformung

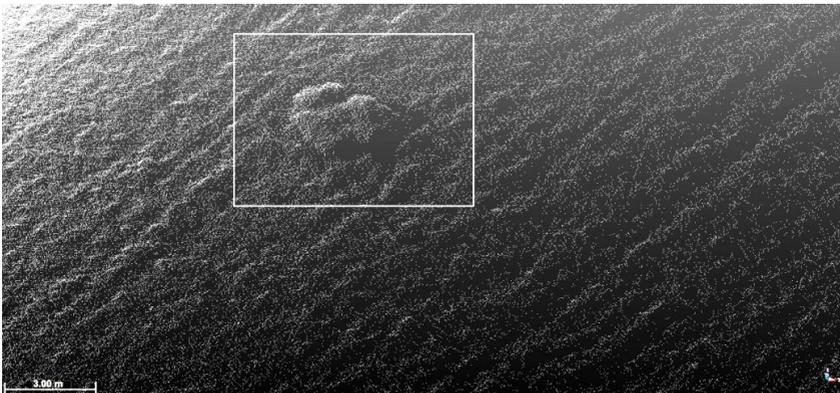


Abbildung 21: 3D-Visualisierung der Fläche mit Markierung der geometrischen Verformung Stat. 0+785

6 Böschungsbruchuntersuchungen

6.1 Westlicher Hauptbeckendamm

Diese Untersuchungen wurden wie bereits erwähnt am Profil der Station 1+200 durchgeführt. Eine Zusammenstellung der Ergebnisse ist in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Zusammenfassung der Standsicherheiten (westl. Hauptbeckendamm Profil 1+200)

Lastfall	Bemessungssituation	Gesamtstandsicherheit μ [$E_{Md}/R_{Md} = \mu \leq 1$]	
		Wasserseite	Luftseite
LF 1.1	BS-P	-	0,44
LF 2.2	BS-T	0,42	-
LF 3.1a	BS-A	-	0,67
LF 3.1b	BS-A	0,45	

7 Zusammenfassung

Die Dämme des Hochwasserrückhaltebeckens Alfhausen-Rieste weisen nach den durchgeführten Untersuchungen aus grundbautechnischer Sicht keine standsicherheitsgefährdenden Mängel auf. Die Auswertungen des digitalen Geländemodells bestätigen eine ausgeprägte Formbeständigkeit und hohe Kongruenz der Dammbauwerke zwischen Entwurfs-/ Ausführungsplanung und Bauausführung. Deformationen oder großflächige geometrische Veränderungen konnten nicht festgestellt werden. Positive geometrische Abweichungen ließen sich vor allem an den wasserseitigen Böschungen feststellen. Diese Abweichungen und Unregelmäßigkeiten in den gemessenen Dammprofilen sind größtenteils auf übermäßige Vegetation, sowie möglichen Materialtransport bzw. Materialumlagerung durch wechselnde Wasserstände zurückzuführen.

LiDAR-Systeme und photogrammetrische Aufnahmen stellen zwei Technologien dar, die zur Unterstützung bei Böschungsbruchuntersuchungen und allgemein bei geotechnischen und geomechanischen Analysen angewendet werden können. Die Erstellung eines digitalen Geländemodells auf der Basis einer hochaufgelösten Punktwolke ergibt eine hervorragende plastische und unverzerrte dreidimensionale Aufnahme einer Geländeoberfläche.

Zur Analyse von oberflächigen Deformationen und Standsicherheiten von Böschungen liefert das digitale Geländemodell sehr wertvolle Geländeinformationen. Durch die hohe Genauigkeit der Datenpunkte ergaben sich für die Querschnittsanalyse aussagekräftige Profile mit sehr guter Vergleichbarkeit. Standsicherheitsberechnungen wurden zuvor nur mit Planangaben oder zumeist nur spärlich und linienhaft aufgenommenen Punkten durchgeführt wohingegen die Standsicherheitsberechnungen mit Ist-Profilen deutlich genauere und aussagekräftigere Ergebnisse liefern.

Die Auswertungsqualität der Isohypsen-Analyse zur Prüfung und Erfassung von oberflächlichen Deformationen an Dammbauwerken ist nach dem jetzigen Ergebnisstand sehr hoch. Die grafischen Auswertungen zeigen, dass selbst bei einer Weitwinkel-Aufnahme Abweichungen im Höhenlinienmuster leicht und schnell zu erkennen sind. Es bietet sich somit die Möglichkeit Veränderungen in der Oberflächenstruktur über eine groß aufgenommene Fläche zu lokalisieren. Eine ausreichende Auflösung ist gleichwohl eine klare Voraussetzung einer solchen Analyse. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass es sich hier um eine eigene Studie bzw. eine Konzeption zur Prüfung von Deformationen handelt.

Die hier dargestellte erste Punktdatenerfassung der Geländeoberfläche der Dämme des Hochwasserrückhaltebeckens Alfhausen-Rieste soll durch eine zukünftige erneute Folge-messung, bestenfalls nach bzw. während dem Einstau eines großen Hochwassers, ergänzt werden, womit sich die Möglichkeit ergäbe, den Versatz von Millionen Punkten zu berechnen und damit Verformungen im Millimeterbereich festzustellen wodurch eine eindeutige Aussage über stattfindende Bewegungen in den Dammbereichen getroffen werden könnte.

Literatur

DIN 19700-12:2004-07: Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken. *Berlin: Beuth Verlag, 2004.*

DIN 19700-10:2004-07: Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen. *Berlin: Beuth Verlag, 2004.*

DVWK Merkblatt 231/1995: Sicherheitsbericht Talsperren – Leitfaden. *Bonn: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., 1995.*

Erdbaulabor Naujoks: Baugrunduntersuchung Rückhaltebecken Rieste. *Osnabrück: Ingenieurbüro für Erd- und Grundbau, 1964.*

GIL GmbH – Vermessung & mobile GIS-Datenerfassung: *Trimble MX8. Dettelbach: Trimble Navigation, 2015.*

Google Maps: *http://maps.google.de; online; 6. April 2015.*

Hermann, Richard A., Jensen, Jürgen, Hofmann, Ernst-Heinrich, Mudersbach, Christoph und Wieland, Jörg: Auswertung bzw. Sichtung des vorhandenen Beckenbuch-Datenbestandes zum Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste (HRB A-R) mit Empfehlung zu Untersuchungen für eine vertiefte Sicherheitsprüfung. *Siegen. Institut für Geotechnik (IfG) und Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen, 2014.*

Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN): Informationsblatt – Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste ("Alfsee"). *Cloppenburg: Betriebsstelle Cloppenburg, 2004.*

Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN): Talsperrensicherheitsbericht – Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen-Rieste. *Cloppenburg, Niedersachsen: Betriebsstelle Cloppenburg, 2010.*

Autoren

Dipl.-Ing. Martin Löwen	martin.loewen@uni-siegen.de
B. Sc. Julian Hofmann	julian.hofmann@uni-siegen.de
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann	richard.herrmann@uni-siegen.de

Institut für Geotechnik

Universität Siegen

Paul-Bonatz-Str. 9-11, 57076 Siegen

www.geo.uni-siegen.de

Tel.: 0271 740 2639

Entwicklung eines Monitoringsystems zur Qualitätskontrolle und 3D-Visualisierung von Abdichtinjektionen bei der Kombilösung Karlsruhe

Dipl.-Ing. Christian Kuhn, Dipl.-Ing. Benedikt Bruns

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig

Dipl.-Ing. Filippo Antonio Memmi, Dipl.-Ing. Peter Klöckl

Rodio GmbH Spezialtiefbau, Neusäß

1 Einleitung

Im Rahmen des Ausbaues des innerstädtischen Nahverkehrs in Karlsruhe kommt im Bereich zwischen Marktplatz und Ettlinger Tor die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) zum Einsatz. Da dieser Bereich unter Einsatz einer Druckluftwasserhaltung mit geringer Überdeckung hergestellt wird, ist der Baugrund zunächst durch eine umfangreiche Injektionsmaßnahme auf Zement- und Weichgelbasis hinsichtlich der Dichtigkeit zu verbessern. Den Auftrag für die Injektionsarbeiten erhielt die Rodio GmbH Spezialtiefbau für den 250 m langen Abschnitt unterhalb der Karl-Friedrich-Straße. Zur Qualitätskontrolle und Visualisierung der Injektionserfolge wurde ein umfangreiches Monitoringsystem entwickelt. Mit Hilfe dieses Systems konnten die Injektionsvorgänge geplant, erfasst und ausgewertet werden um diese anschließend zu dokumentieren und zu visualisieren.

2 Projektbeschreibung und Geologie

Die Kombilösung Karlsruhe ist eines der größten Bauvorhaben, das in der noch jungen Geschichte der Stadt verwirklicht wird. Sie besteht aus zwei Teilprojekten und einem gemeinsamen Knotenpunkt. Zum einen entsteht in der Kaiserstraße ein Stadtbahntunnel mit einem Südbzweig. Zum anderen wird in der Kriegsstraße an der Oberfläche eine begrünte Straßenbahntrasse geschaffen. Der Autoverkehr soll in Zukunft dann unterirdisch verlaufen.

Im Zuge dieser Lösung entstehen im Stadtbahntunnel sieben unterirdische Haltestellen auf dem neusten Stand der Sicherheit, die alle Fahrgäste ab 2018 schneller an ihr Ziel bringen werden. Die Bahntrasse und der Straßentunnel sollen 2019 eröffnet werden. Somit wird durch die Kombilösung nicht nur die Kaiserstraße entlastet, sondern auch das Netz des Karlsruher Verkehrsverbundes (KVV) für die Zukunft auf den neusten Stand der Technik gebracht. Die folgende Abbildung 1a zeigt die einzelnen Bauabschnitte der Kombilösung.

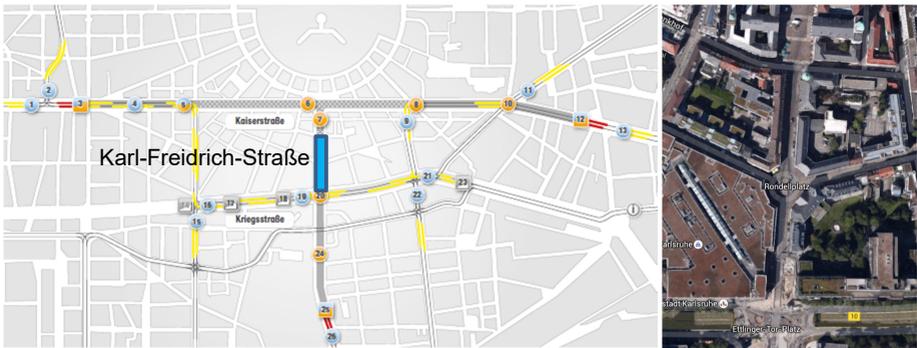


Abb. 1: a) Kombilösung Karlsruhe, Übersicht b) Injektionsbereich Karl-Friedrich-Straße

Der in Ost-West-Richtung verlaufende Stadtbahntunnel in der Kaiserstraße wird mit Hilfe einer Schildvortriebsmaschine mit 9,3 m Durchmesser aufgeföhren. Die sieben Haltestellen werden in Deckelbauweise mit Düsenstrahlsohlen und Bohr- bzw. Schlitzwänden errichtet, um Beeinträchtigungen an der Oberfläche zu minimieren. Der ebenfalls in Ost-West-Richtung verlaufende Straßentunnel in der Kriegsstraße wird in einem Wannengebäude mit Injektionssohle und rückverankerten Bohrföhlwänden gebaut.

Der Südabzweig von der Haltestelle Marktplatz Richtung Süden unterhalb der Karl-Friedrich-Straße wird aufgrund der geringen Länge von 250 m in bergmännischer Weise aufgeföhren. Der zu erstellende Tunnel liegt unterhalb des Grundwasserspiegels und benötigt zur Herstellung eine Druckluftwasserhaltung. Die Sicherung des röhrenföhrmigen Hohlraums erfolgt mit Spritzbeton in Verbindung mit Ankern, Bewehrungsmatten und Tunnelbögen.

Das Projektgebiet befindet sich auf dem Hochgestade, der höher gelegenen Fläche der Rheinebene außerhalb der ursprünglichen Rheinauen. Die Baugrundverhältnisse sind durch quartäre Kiese und Sande silikatisch-quarzitische Mineralogie in mitteldichter bis dichter Lagerung geprägt, die in Wechsellagerung bis in größere Tiefen anstehen [GHJ, 2008]. Eine bindige Schicht mit einer Mächtigkeit von 1,0 bis 1,5 m befindet sich im unteren Bereich des vorgesehenen Injektionskörpers. Für die Injektionsarbeiten wird ein Porenanteil von 25 % angesetzt [Rodio, 2015].

3 Injektionsarbeiten im Bereich der Karl-Friedrich-Straße

Um den Tunnel im Bereich der Karl-Friedrich-Straße bergmännisch auffahren zu können, müssen die Ausbrucharbeiten unter Druckluft ausgeführt werden. Um dies in rolligen Böden gewährleisten zu können, muss der Boden vorab verbessert werden. In sandigen bzw. kiesartigen Böden erfordert dies eine spezielle Präparierung des Untergrundes. Der Baugrund ist im Bereich eines vollständig geschlossenen Ringbereiches von 2,0 m Stärke um den Ausbruchquerschnitt herum vor Beginn des Vortriebes durch Primär- und Sekundärinjektionen zu verbessern. Dabei sind die Primärinjektionen dafür zuständig, dass die Luftdurchlässigkeit verringert wird, die Baugrundschichten verkittet werden und die Erhöhung der Standsicherheit der Ortsbrust gewährleistet wird. Primärinjektionen verfüllen die Poren der grobdurchlässigen quartären Kiesschichten mit einer Suspension auf Zementbasis. In einem zweiten Injektionsvorgang wird Weichgel injiziert (Sekundärinjektionen), um Ausbläser durch den Druckluftvortrieb verhindern. Die Bohrungen für diese Injektionen sollen aus der Karl-Friedrich-Straße vertikal sowie geneigt ausgeführt werden.

Obwohl für den Baugrund ein Porenanteil von 25% [Kolymbas, 2011] angenommen wird, erfolgt die Berechnung des maximalen Injektionsvolumens unter Annahme einer maximalen Injektionsaufnahme von 35 %. Die Injektionsaufnahme gibt somit das Verhältnis von maximal einbringbarem Injektionsvolumen zum entsprechenden Volumen des zu vergütenden Baugrundes an.

Aus Abbildung 2 sind die Anwendungsgrenzen der Zementsuspension auf Kiese und Grobsande beschränkt. Die Feinsande sind mit Hilfe der Silikatgele zu vergüten.

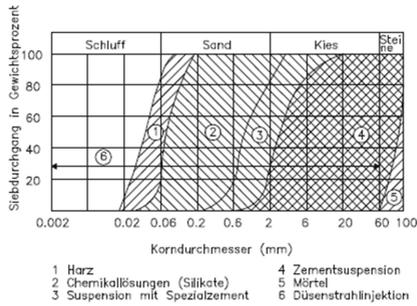


Abb. 2: Anwendungsgrenzen von Injektionsmitteln [Kutzner, 1991]

4 Bohrverfahren, Injektionsverfahren

Die Herstellung der Bohrlöcher für die Manschettenrohre erfolgt nach dem Prinzip des Drehbohrverfahrens unter Einsatz von Suspensionsspülung mit einem Bohrlochdurchmesser von 114 mm. Die Position jedes Bohransatzpunktes wird dazu eingemessen und auf dem Planum markiert. Die Neigung der Bohrlafette wird mit Hilfe eines am höchsten Punktes der Lafette montierten Reflektors mit einem Tachymeter eingemessen. Nach Ziehen des Bohrrohres wird das Manschettenrohr mit Federkorbandhaltern in die Stützsuspension eingebaut. Zur Auftriebssicherung wird das Manschettenrohr dabei mit Wasser gefüllt.

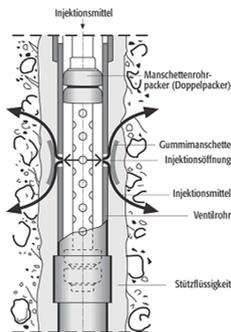


Abb. 3: Manschettenrohr mit Doppelpacker [Kolymbas, 2011]

Zum Einsatz kommen 2 Zoll Manschettenrohre aus PVC mit 33 cm Manschettenabstand (vgl. Abb. 3). Das Injektionsrohr ist unter jedem Gummiventil mit vier Löchern perforiert. Nach dem Aushärten der Mantelmischung werden die Manschettenrohre gesäubert und es wird mit der Primärinjektion fortgefahren. Dazu wird ein Doppelpacker in Höhe der zu injizierenden Manschette platziert und aufgespannt. Das Injektionsgut gelangt über den Packer, die Öffnungen im Rohr, die Manschette und die aufgesprengte Mantelmischung in den Boden. Dabei wird Reihenweise und innerhalb einer Reihe (Fächer) im Pilgerschritt injiziert. Die Reihenfolge der Injektion erfolgt dabei von der bohrlochtiefsten Manschette in Richtung des Bohrlochmundes. Für jeden Fächer wird dieselbe Sequenz wiederholt. Dieses Prinzip erfolgt sowohl für die Primärinjektion, als auch für die Sekundärinjektion. Somit wird das Grundwasser innerhalb des Injektionsbereiches progressiv durch das Fortschreiten der Injektionsmaßnahmen in eine Richtung verdrängt. Die parallele Ausführung der Bohr- und Injektionsarbeiten ist in Abbildung 4 zu sehen.



Abb. 4: Parallele Bohr- und Injektionsarbeiten

Mit Hilfe von Kolbenpumpen kann dabei der Injektionsdruck zwischen 0 und 30 bar und der Durchfluss zwischen 200 und 400 l/Std. reguliert werden. Nach jeder Injektionsphase wird das Manschettenrohr mit Wasser freigespült, um Sekundärinjektionen oder ggf. Nachinjektionen durchführen zu können.

5 Anordnung der Manschettenrohre

Die Reichweite der Suspension kann nach [Kutzner, 1991] bei Suspensionen aus Bindemitteln mit 1,5 m und von Weichgelen mit 3,0 m angenommen werden. Für das vorliegende Projekt wird eine maximale Reichweite von 1,5 m festgelegt. Die Positionierung der Manschettenrohrbohrungen orientiert sich an dieser Forderung, so dass die planmäßig erforderliche Reichweite geringer ist als die angenommene maximale Reichweite. Dabei ist die planmäßig erforderliche Reichweite die Entfernung zwischen dem Ort des Injektionsaustrittes und dem entferntesten Punkt im Boden, der von dieser Injektionsstelle noch erreicht werden soll. Das zu injizierende Volumen wird als Rechteck angenommen, dessen Abmessungen dem Abstand zu den benachbarten Injektionsorten entsprechen (vgl. Abb. 5).

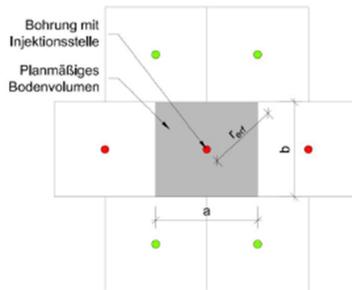


Abb. 5: Darstellung des planmäßig zu vergütenden Bodenvolumens [Rodio, 2014]

Für das beschriebene Projekt wird ein planmäßiges Injektions- und Bohrraster von 1,3 m x 1,2 m gewählt. Daraus ergibt sich eine maximale Entfernung von:

$$r_{erf} = \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2 + \left(\frac{0,33}{2}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{1,3}{2}\right)^2 + \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 + \left(\frac{0,33}{2}\right)^2} = 0,94 \text{ m}$$

Ein beispielhaftes Querprofil mit der Lage der Bohrungen und der Manschetten ist in Abbildung 6 zu sehen. Darin sind zwei versetzt angeordnete Reihen von Bohrungen zu erkennen (grün und rot). Die Manschetten für die Primärinjektionen sind als dunkelgraue Punkte dargestellt. Im direkten Ring um den Ausbruchsquerschnitt (grau) sind die zusätzlichen Sekundärinjektionen (blaue Punkte) zu erkennen. Im Bereich des Mittelkanals sind geneigte Zusatzbohrungen (violett) angeordnet, um die Injektionsschatten zu minimieren.

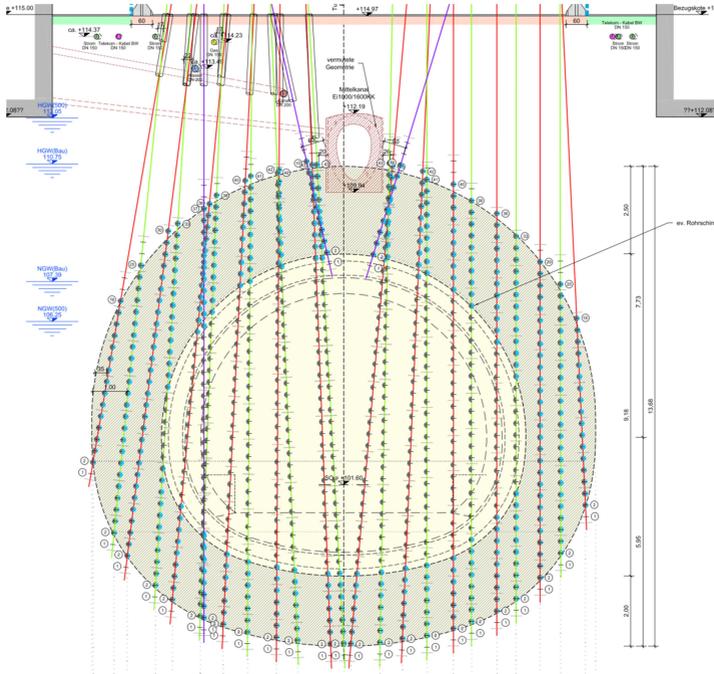


Abb. 6: Querprofil mit zwei Reihen von Bohrungen

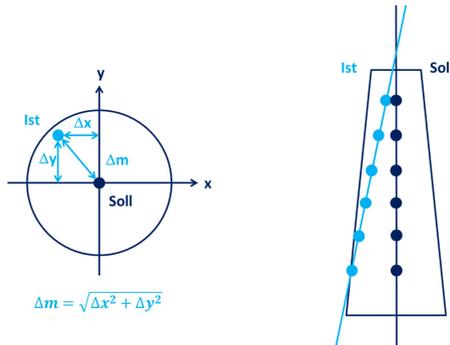
Anhand der Pläne werden für jede Manschette das zu vergütende Bodenvolumen und die erforderliche Soll-Injektionsmenge bestimmt. Die maximale Injektionsaufnahme wird dazu aufgeteilt in 15% Primärinjektion und 20% Sekundärinjektion. Somit ergeben sich für ein planmäßiges Injektionsvolumen:

$$V_{PI,max} = 1,3 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 0,33 \text{ m} \times 15\% \times 1000 \frac{l}{m^3} = 78 \text{ l}$$

$$V_{SI,max} = 1,3 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 0,33 \text{ m} \times 20\% \times 1000 \frac{l}{m^3} = 103 \text{ l}$$

Nach Erhärten der Mantelmischung wird die Ist-Lage der Manschettenrohre ermittelt. Dazu wird zunächst der Kopfpunkt des Manschettenrohres eingemessen. Der Ist-Verlauf des Manschettenrohres wird mit Hilfe eines Shape-Accel-Arrays (SAA) ermittelt, um die genaue Ist-Lage der Manschetten im Raum zu ermitteln. Auf Grundlage der so ermittelten

Abweichung von der Soll-Lage wird für jede Manschette die zu injizierende Ist-Injektionsmenge ermittelt. Die Abweichung Δm ist in Abbildung 7 dargestellt.



$$\Delta m = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$$

Abb. 7: Zu vergütendes Bodenvolumen bei ungünstigen Bohrabweichungen

Bei ungünstigen Bohrabweichungen ergeben sich damit größere zu vergütende Bodenvolumen. In Abhängigkeit der gemessenen Bohrabweichungen werden die Mehrmengen für jede Manschette nach Tabelle 1 bestimmt.

Tab. 1: Ermittlung der Injektionsvolumen bei Bohrabweichung

Bohrabweichung			Maßnahme	
Abweichung Manschette	Horizontale Abweichung Bohransatzpunkt		Mittelbohrung	Randbohrung
$\Delta m \leq 1,5\%$	und	$\Delta s \leq 10 \text{ cm}$	$V_{\max, \text{Soll}}$	$V_{\max, \text{Soll}}$
$1,5\% < \Delta m \leq 2,0\%$			$V_{\max, \text{Soll}} + 10,0\%$	$V_{\max, \text{Soll}} + 15,0\%$
$2,0\% < \Delta m \leq 2,5\%$			$V_{\max, \text{Soll}} + 25,0\%$	$V_{\max, \text{Soll}} + 37,5\%$
$2,5\% < \Delta m \leq 3,0\%$			$V_{\max, \text{Soll}} + 40,0\%$	$V_{\max, \text{Soll}} + 60,0\%$
$\Delta m > 3,0\%$	und / oder	$\Delta s > 10 \text{ cm}$	Ermittlung Injektionsvolumen V_{\max} aufgrund der Ist-Position der Bohrung und der angrenzenden Bohrung und bei Notwendigkeit Ausführung von Zusatzbohrungen	

6 Datenerfassung während der Injektionsarbeiten

Während der Injektionsarbeiten werden der Injektionsdruck und der Durchfluss ständig registriert und die Daten von einer Erfassungseinheit gespeichert. Dies kann parallel für bis zu zehn unabhängige Injektionsvorgänge durchgeführt werden. Der Injektionsdruck wird dazu in der Nähe des Bohrlochmundes registriert, der Durchfluss direkt an der Pumpe. Sowohl für die Primär- als auch für die Sekundärinjektionen wurde der Grenzwert des wirksamen Injektionsdruckes bei den vorhandenen mittleren Tiefen auf 8 bar festgelegt.

Sowohl für die Primär- als auch für die Sekundärinjektionen wurden folgende Abbruchkriterien festgelegt:

- Erreichen des maximalen Injektionsvolumens V_{\max}
- Erreichen des wirksamen Injektionsdruckes p_{\max}

Weiterhin gilt:

Liegt bei Erreichen des maximalen Injektionsvolumens V_{\max} der Enddruck unter 50% des wirksamen Injektionsdruckes p_{\max} , wird die Injektion fortgesetzt bis entweder das doppelte Injektionsvolumen $2 V_{\max}$ oder der wirksame Injektionsdruck p_{\max} erreicht ist. Liegt bei Erreichen des doppelten Injektionsvolumens $2 V_{\max}$ der Injektionsdruck weiterhin unter 50 % des wirksamen Injektionsdruckes p_{\max} , wird die Injektion abgebrochen und eine Nachinjektion ausgeführt [Rodio 2014].

7 Injektions-Monitoringsystem (IMS)

Während der Bohr- und Injektionsarbeiten wurden mit dem Injektions-Monitoringsystem bisher zahlreiche Bohrungen, Manschetten und Injektionsvorgänge erfasst. Eine grobe Übersicht zeigt Tabelle 2:

Tab. 2: Übersicht der Injektionen

Erfasste Bohrungen		2.800
Erfasste Manschetten		96.000
Erfasste Injektionen	DIWA-Mix	87.000
	Weichgel	47.000
	Gesamt	134.000

Aufgrund der großen Anzahl an Injektionsvorgängen wurde ein System zur Verwaltung und Monitoring der durchgeführten Arbeiten geschaffen. Einen Überblick über das System gibt Abbildung 8.

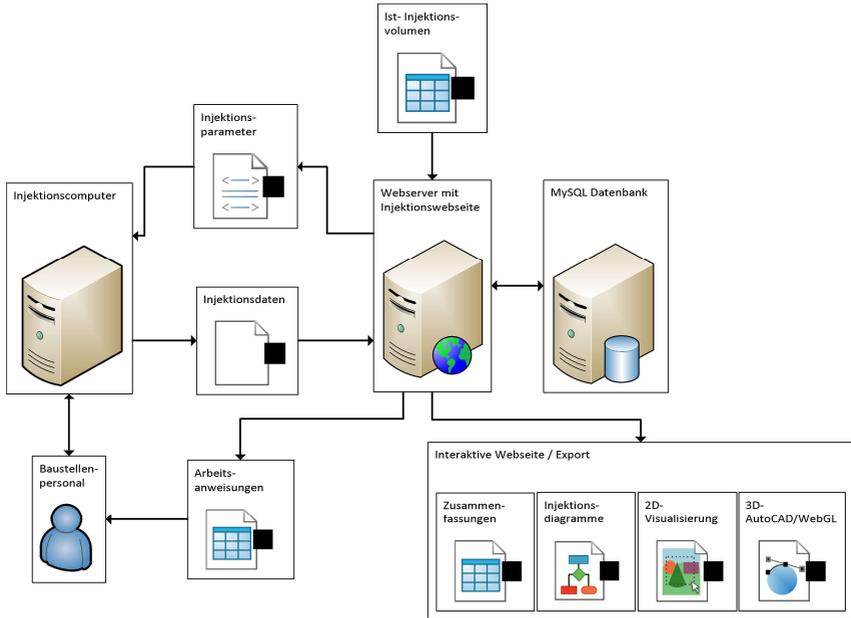


Abb. 8: Datenfluss im Injektions-Monitoringsystem (IMS)

Zunächst werden die 3D-Koordinaten jeder Manschette in der Datenbank abgelegt. Neben den Manschetten werden ebenso die übergeordneten Strukturen (Manschettenrohre, Fächer, Querprofile) erfasst.

Im nächsten Schritt werden die ermittelten Ist-Injektionsvolumina an den Webserver gesendet, welcher die Webpräsenz des IMS bereitstellt und den Datenaustausch mit einer MySQL-Datenbank organisiert. Die Ist-Injektionsdaten werden zunächst in der MySQL-Datenbank abgelegt. Bei Bedarf lassen sich daraus beliebige Manschetten, Manschettenrohre oder noch größere Einheiten auswählen, um Protokolle (vgl. Abb. 9) mit den Arbeitsanweisungen für das Baustellenpersonal zu generieren. Gleichzeitig werden die Injektionsparameter an den Injektions-PC übertragen.

Das Baustellenpersonal wählt nach Platzierung des Packers die zu injizierende Manschette im Injektionscomputer aus und führt die Injektion durch. Die dabei aufgezeichneten Injektionsdaten werden an den Webserver gesendet und in der Datenbank abgelegt.

Im Einzelnen werden dabei folgende Daten erfasst:

- Bohrparameter
- Injektionsmenge
- Injektionsdruck
- Injektionszeiten
- Kontinuierlicher Injektionsverlauf (Druck und Menge vs. Zeit)

Anhand der Injektionsdaten lassen sich die Injektionserfolge für registrierte Nutzer auf verschiedenen Arten darstellen. Neben einer Übersicht der Injektionen in tabellarischer Form, werden Injektionsdiagramme generiert, die neben einer Übersicht die Verläufe von Injektionsdruck, Durchfluss und Injektionsmenge über die Zeit anzeigen (vgl. Abb. 9).

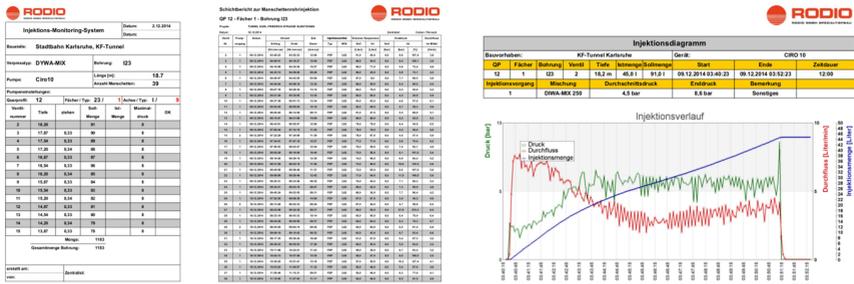


Abb. 9: Protokoll, Zusammenfassung und Injektionsdiagramm einer Injektion

Zusätzlich bietet das IMS die Möglichkeit die Injektionserfolge auf der Webseite in grafischer Form anzuzeigen. Dazu lassen sich die Ist-Injektionsmengen im Verhältnis zu den Soll-Injektionsmengen sowie die erreichten Enddrücke visualisieren. Neben einer größenabhängigen Darstellung zeigt ein Farbcode die erreichten Injektionserfolge übersichtlich an (Abb. 10).

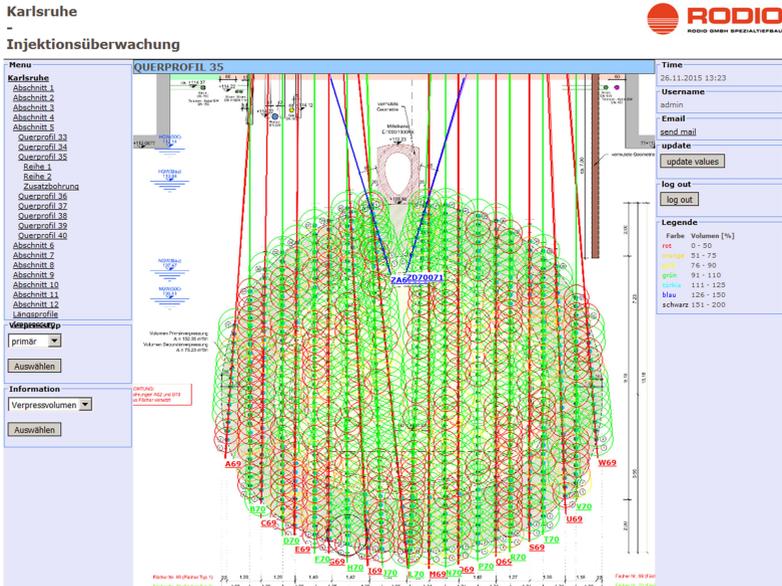


Abb. 10: Webseite mit Visualisierung der Injektionserfolge.

Da neben den eigentlichen Injektionsdaten auch die 3D-Koordinaten hinterlegt sind, lassen sich die Injektionserfolge auch als 3D-Modell darstellen. Mit Hilfe einer selbst erstellten Auto-LISP-Funktion [Pozorska, 2015] können dreidimensionale Geometriedaten in AutoCAD eingelesen werden (vgl. Abb. 11).

Diese Funktion wird benutzt, um an jeder Manschettenposition einen Injektionsparameter darzustellen. So lassen sich neben den injizierten Volumina auch die Drücke o.ä. mit Hilfe von Zylinderscheiben oder Kugeln visualisieren. Neben der geometrischen Form können verschiedene Darstellungsmodi ausgewählt werden:

Typ 1: Einfarbig, verschieden groß

Typ 2: mehrfarbig, gleich groß

Typ 3: mehrfarbig, verschieden groß

In Abbildung 12 sind die Darstellungsmodi für ein Querprofil dargestellt.

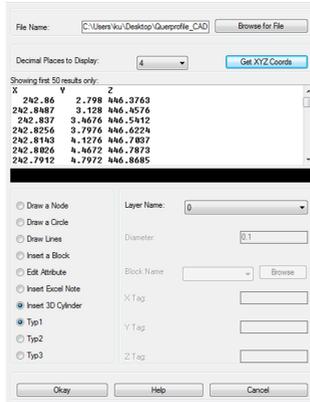


Abb. 11: AutoCAD Importfunktion

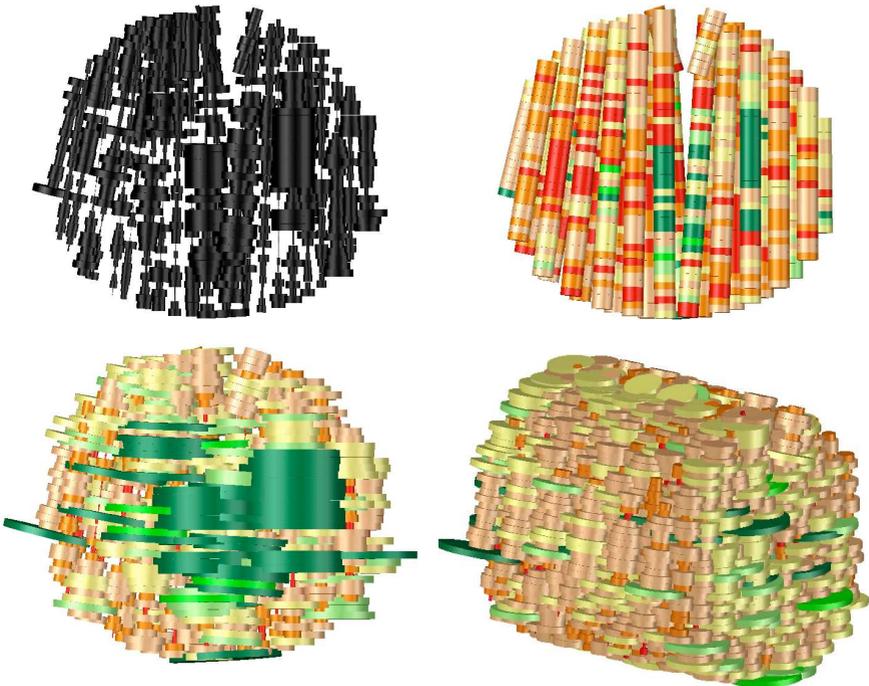


Abb. 12: Darstellungsmodi des 3D-Visualisierungstools: Typ 1, Typ 2, Typ 3, perspektivisch

Ein 3D-AutoCAD-Modell aller Injektionen ist in der Abbildung 13 dargestellt. Entlang der Tunnelachse sind die Sekundärinjektionen farbig visualisiert. Neben dem Startblock für die Auffahrung (links) ist in der Mitte des Tunnels ein noch nicht injizierter Bereich zu erkennen.

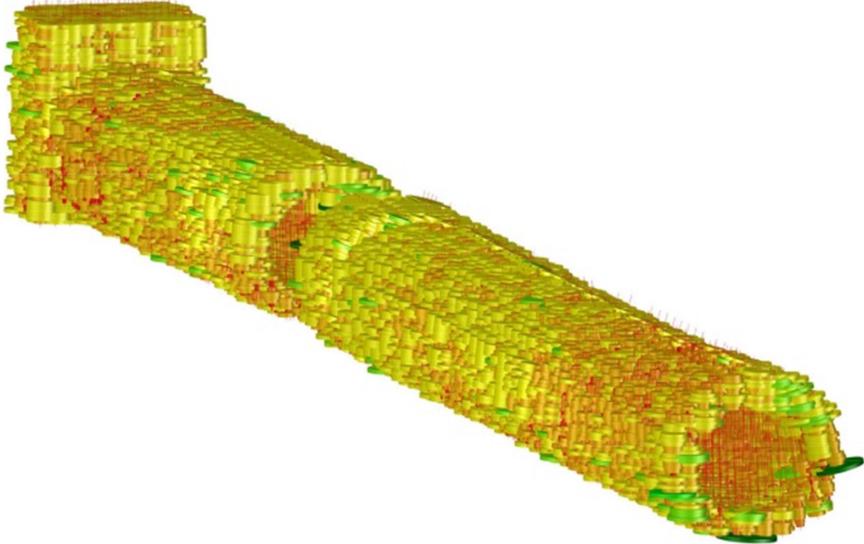


Abb. 13: 3D-AutoCAD-Modell der Injektionen entlang der Tunnelachse

8 Zusammenfassung und Ausblick

Neben den standardmäßigen Qualitätskontrollen an Rückstellproben des Injektionsgutes, wurde bei dieser Baumaßnahme ein umfangreiches Überwachungssystem der Injektionserfolge realisiert. Mit Hilfe des Injektions-Monitoringsystems (IMS) wurden alle Injektionen automatisiert in einer Datenbank erfasst, um umfangreiche Nachauswertungen zur Qualitätskontrolle durchzuführen. Neben tabellarischen Zusammenfassungen wurden auch die Injektionsverläufe erstellt und auf einer projektspezifischen Webseite hinterlegt. Das IMS ist damit ein integraler Bestandteil der Qualitätskontrolle und intensiv in die Bauausführung integriert (vgl. Abb. 13).

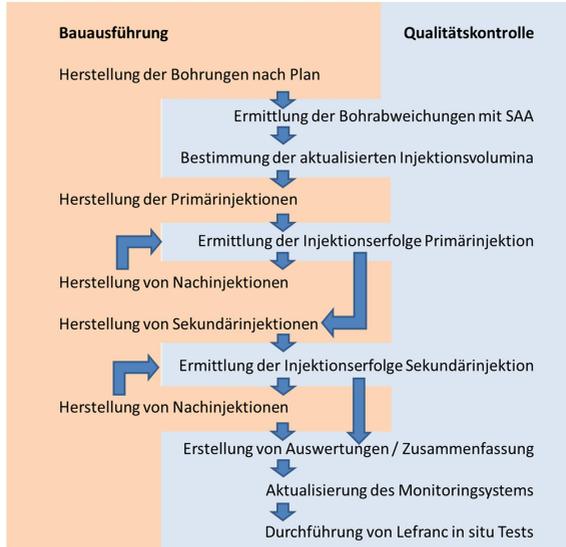


Abb. 13: Interaktion zwischen Bauausführung und Qualitätskontrolle

Neben der 3D-Visualisierung in AutoCAD ist eine Darstellung im Webbrowser geplant. Als Schnittstelle kann hierbei auf WebGL oder ähnliche Umsetzungen zurückgegriffen werden. Damit wäre die Möglichkeit gegeben, die Injektionsfortschritte dreidimensional im Browser oder auch in der First-Person-View (FPV) mit einer geeigneten Hardware zu betrachten.

Literatur

Rodio GmbH Spezialtiefbau; BV Kombilösung Karlsruhe Karl-Friedrich Tunnel, Abdeckinjektionen zur Verminderung der Luftdurchlässigkeit im quartären Kies für den Druckluftvortrieb, Konzept FEP und Weichgelinjektion, Erläuterungsbericht, 2014

GHJ Ingenieurgesellschaft für Geo- und Umwelttechnik mbH & Co. KG;
Geotechnisches Gutachten, 1. Bericht – Streckengutachten, 2008

Kutzner, C.; Injektionen im Baugrund. Stuttgart: *Ferdinand Enke Verlag, 1991*

KASIG - Karlsruher Schieneninfrastruktur-Gesellschaft mbH

<http://www.unserebroschuere.de/diekombiloesung/WebView/>

Roberti, P.; DSV und TAM Injektion für den Karl-Friedrich Strasse Tunnel

Präsentation der Firma Rodio GmbH Spezialtiefbau, Stadtbahntunnel Karlsruhe, 2014

Kolymbas, D.; Geotechnik; Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, 3., *neu bearbeitete Auflage, Springer-Verlag, 2011*

Pozorska, K.; Erstellung eines 3D-Visualisierungs-Tools zur Auswertung der Injektionserfolge im Lockergestein am Beispiel der Kombilösung Karlsruhe, *Studienarbeit, unveröffentlicht, 2015*

Autoren:

Dipl.-Ing. Christian Kuhn	c.kuhn@tu-braunschweig.de
Dipl.-Ing. Benedikt Bruns	b.bruns@tu-braunschweig.de
Institut für Grundbau und Bodenmechanik	
Technische Universität Braunschweig	www.IGB-TUBS.de
Beethovenstr. 51 b, 38106 Braunschweig	Tel.: 0531 391-62000

Dipl.-Ing. Filippo Antonio Memmi	memmi@rodio.ch
Dipl.-Ing. Peter Klöckl	kloeckl@rodio.de
Rodio GmbH Spezialtiefbau	
Siemensstraße 2A, 86356 Neusäß	www.rodio.de

Tunnel Uretamendi – Kabellose geotechnische Überwachung

Juan Estada Kauert – Juan Pérez – Clàudia Abancó



Abbildung 1: Verankerung, Ankerkraftmessgeber und Wireless-Datenlogger

INHALT

1. Das Projekt
2. Ankerkraftmessgeber und Wireless-Datenerfassung
3. Lage der Gateway
4. Messdaten der Anker
5. Übertragungssicherheit
6. Schlussfolgerungen

1. DAS PROJEKT

Der Tunnel Uretamendi ist das Hauptbauwerk vom neuen Autobahzubringer der Stadt Ermua im spanischen Baskenland. Der Tunnel wird 589 m lang und die direkte Anbindung von Ermua an die Autobahn AP-8 sein.



Abbildung 2: Luftansicht von dem Tunnelprojekt Uretamendi

Um die Baufläche am Südeingang zu erstellen, soll ein Aushub stattfinden. Da bei dem Gesamten Hang Rutschungsgefahr besteht, wird der Hang mit Grundankern gesichert. Diese Anker werden mit Ankerkraftmessgebern und Wireless-Datenerfassung versehen, um den Halt der Absicherung zu gewährleisten.

Das Ziel der Messung in dieser ersten Testphase des LS-G6 drahtlosen Netzwerk, ist die Last in den Verankerungen des Südeingangs des Uretamendi Tunnels zu überwachen und zu bewerten. Der Zeitraum umfasste drei Monate von Juli bis Oktober 2015. Die Messfrequenz lag bei einer Messung pro Stunde.

2. ANKERKRAFTMESSGEBER UND WIRELESS-DATENERFASSUNG

2.1 Ankerkraftmessgeber

An einigen Ankern wurden Ankerkraftmessgeber angebracht. Diese Ankerkraftmessgeber waren mit einem Schwingsaitensensor (VW = vibrating wire) bestückt und für eine Belastung von 2000 KN vorgesehen.



Abbildung 3: Vorspannung eines Ankers mit Ankerkraftmessgeber

Insgesamt wurden 10 Anker mit einem VW Ankerkraftmessgeber und 1 Kanal VW Funk-Datenlogger stündlich überwacht.

2.2 Automatische kabellose Datenerfassung der eingebauten Sensoren

Die Sensor-Datenerfassung erfolgte mit dem Loadsensing LS-G6, von Worldsensing. Es ist ein Datenloggersystem und eine Gateway (Sammel- oder Basisstation) mit einer sehr weitreichende drahtlosen Kommunikation. Die Datenlogger sind entwickelt worden, um Daten von einer Vielzahl von Sensoren verschiedener Arten zu erhalten (Spannung, digitale, Schwingsaite, usw.). Die Daten werden drahtlos per Funk an eine Gateway übertragen und stehen dann dem Kunden jederzeit im Internet zur Verfügung.



Abbildung 4: Wireless-Technologie

Die LoadSensing-Datenlogger-Netzwerke werden rund um die Gateway sternförmig positioniert (Abbildung 5). Im Gegensatz zu anderen wireless Lösungen, in dem die Datenlogger netzförmig positioniert werden, sind keine Signalrepeater zwischen den Sensoren und der Gateway notwendig, jeder Datenlogger kommuniziert und sendet direkt die Daten. Dies ist möglich dank der Fähigkeit zur Übertragung der Langstrecken-Funksystem Sub 1 GHz

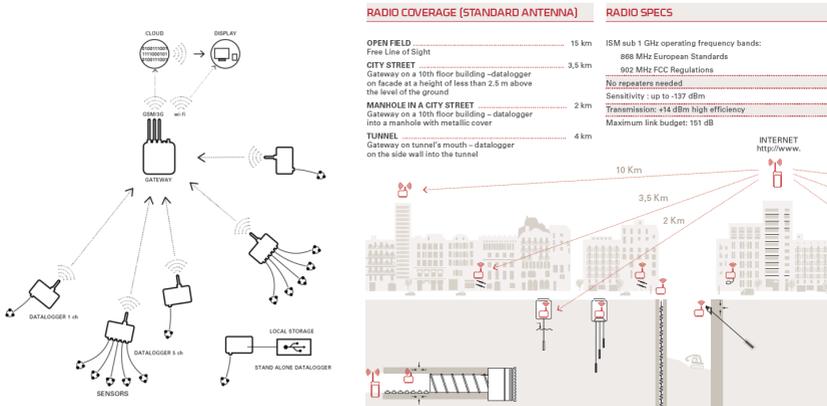


Abbildung 5, Sternförmige Positionierung des Wireless-Systems

Dank der Langstrecken-Radio Technologie, ist die Gateway-Datenlogger Positionierung kein bestimmender Faktor für die Installation. Daher ist es am besten, die Gateway in einem Bereich zu installieren, bei dem es eine optimale Versorgung und einen Internetanschluss gibt.

Die Software Loadensing Dataserver erhält die Daten vom Datenlogger, verarbeitet diese und sendet die gesammelten Daten dem Benutzer, der mit jedem internetfähigem Gerät sicher betrachtet werden kann.

Diese Software (Abbildung 6) läuft in der Gateway oder in der Cloud und bietet dem Kunden verschiedene Aktionen an:

- wandelt die Sensordaten in physikalische Einheiten um
- sendet sie zu einem FTP Server
- als .csv Datei direkt herunter laden
- erlaubt auch die Messfrequenz der Datenloggern zu wählen und zu ändern,
- zeigt das Empfangsverhältnis der per Funk erhaltenen Daten, im Vergleich zu den gesendeten
- sendet eine Email, wenn es zwischen Datenlogger oder Gateway keine Kommunikation gibt

The screenshot shows the Loadensing software interface. At the top, there is a red navigation bar with the Loadensing logo and the text 'WIRELESS WHERE IT REALLY MATTERS'. Below the navigation bar, the page title is 'Network: 13030 Variante Sur de Ermua. Bocas túnel Uretamendi'. Underneath, there is a section for 'Comments' with two entries: 'Compacted readings CSV files' and 'Compacted engineering units CSV files', each with a download icon and a link to a .dat file. Below this is a 'Signal coverage test map' section. The main part of the screenshot is a table titled 'Nodes' with a search icon. The table has five columns: 'Id', 'Name', 'Status', 'Model', and 'Serial'. It contains 12 rows of data, all with a green 'OK' status.

Id	Name	Status	Model	Serial
1288	BSur. Anclaje cable 328. Cél. 509287	OK	LS-G6-VW-5-EU	1288
1323	BSur. Anclaje barra 514bis. Cél. 509290	OK	LS-G6-VW-5-EU	1323
1368	BSur. Anclaje barra 520. Cél. 509291	OK	LS-G6-VW-5-EU	1368
1424	BSur. Anclaje barra 112. Cél. 15046135	OK	LS-G6-VOLT-4-EU	1424
1492	BSur. Anclaje barra 122. Cél. 15046032	OK	LS-G6-VOLT-4-EU	1492
1557	BSur. Anclaje cable 320. Cél. 509289	OK	LS-G6-VW-5-EU	1557
1567	BSur. Anclaje barra 509bis. Cél. 509288	OK	LS-G6-VW-5-EU	1567
1581	Boca Sur. Anclaje cable.303. 509294 15 m cable	OK	LS-G6-VW-5-EU	1581
1583	BSur. Anclaje cable 212. Cél. 509293	OK	LS-G6-VW-5-EU	1583
1606	BSur. Anclaje barra 615. Cél. 509292	OK	LS-G6-VW-5-EU	1606

Abbildung 6: Software in der Gateway

3. LAGE DER GATEWAY

Während der vorübergehenden Test-Periode wurde die Gateway am Fenster des Baubüros am Südeingang in 2000 m Entfernung unterhalb der Höhe der Datenlogger positioniert.



Abbildung 7: Lage der Gateway bei der Testphase

Die endgültige Lage der Gateway soll so hoch wie möglich sein. Am besten auf dem Bergkamm (roter Bereich), denn von diesem Standort könnte die gesamte Messtechnik von beiden Eingängen des Tunnels erfasst werden und bei optimalen Funksignal sogar die Geomesstechnik innerhalb des Tunnels.



Abbildung 8: Endgültige Lage der Gateway

4. MESSDATEN DER ANKER

Vor dem Aushub der Fläche, der für den Bau des Südeingangs des Tunnels von Uretamendi nötig ist, musste die Böschung mit Verankerung gesichert werden. Die 10 Anker wurden mit Ankerkraftmessgebern versehen. Das Vorspannen der Anker auf 500 KN ist auf Abbildung 9 gut zu erkennen.

Nach dem Aushub konnte, dank der Ankerkraftmessgeber, festgestellt werden, dass diese ersten Ankerreihen, die Verschiebung der Böschung nicht standhalten konnte. Die Kraftaufzeichnung der Ankerkraftmessgeber stieg kontinuierlich (Abbildung 10), so dass die Entscheidung getroffen werden musste, den Aushub rückgängig zu machen und den Südeingang mit weitere Ankerreihen zu versehen.

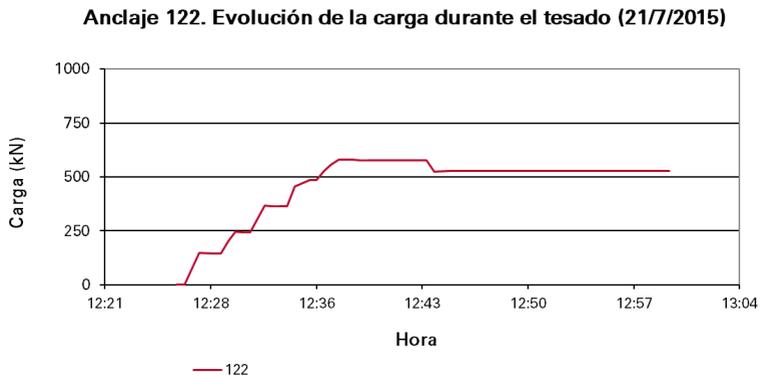


Abbildung 9: Anker 122. Entwicklung der Kraft während der Vorspannung (21/Jul/2015)

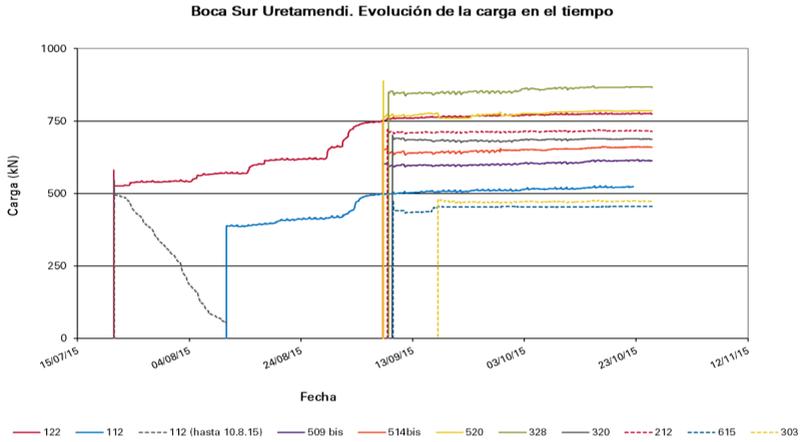


Abbildung 10: Uretamendi Südeingang. Entwicklung der Kraft/Zeit während und nach dem Aushub

5. ÜBERTRAGUNGSSICHERHEIT

Prozentsatz der erhaltenen Daten während der 3-Monatigen-Testphase.

Logger	Anchor	Start monitoring	End monitoring	Readings total	Readings received	%
1288	328	8/9/2015 15:00	25/10/2015 20:00	1134	1133	99,91
1323	514bis	7/9/2015 17:00	25/10/2015 20:00	1152	1147	99,56
1368	520	7/9/2015 19:00	25/10/2015 20:00	1154	1152	99,83
1424	112	10/8/2015 16:00	22/10/2015 12:00	1749	11749	100,00
1492	122	21/7/2015 14:00	25/10/2015 20:00	2310	2308	99,91
1557	320	9/9/2015 8:00	25/10/2015 20:00	1117	1116	99,91
1567	509bis	7/9/2015 16:00	25/10/2015 20:00	1157	1156	99,91
1581	303	17/9/2015 20:00	25/10/2015 20:00	920	917	99,67
1583	212	8/9/2015 11:00	25/10/2015 20:00	1137	1135	99,82
1606	615	9/9/2015 11:00	25/10/2015 20:00	1114	1113	99,91

6. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Das Wireless-System LS-G6 hat sich als sehr zuverlässig und robustes drahtloses Datenerfassungssystem bewiesen.

Von dem Ingenieurbüro aus war der Zugriff auf die Daten quasi in Echtzeit.

Die Übertragungssicherheit der Daten lag bei über 99.5% an allen Messpunkten.

Dank des Wireless-Systems gab es keine störenden Kabel entlang der gesamten Baustelle, die die Bauarbeiten behindern könnten.

Die Low-Power-Funktionen mit kleinen internen Batterien ermöglichen das Überwachungssystem während des gesamten Projektes wartungsfrei ohne elektrische Energie laufen zu lassen.

Der Langstreckenfunk erlaubte, dass die Gateway in 2000 m Entfernung von der Baustelle in einer Höhe unterhalb der Datenlogger installiert werden konnte.



Autoren

Dipl.-Ing. Juan Pérez

jperez@worldsensing.com

Dr.-Ing. Clàudia Abancó

cabanco@worldsensing.com

Juan Estada Kauert

jestada@worldsensing.com



Worldsensing

www.worldsensing.com

Aragó, 383, 4th floor, 08013 Barcelona, Spain

9-10 Carlos Place, Mayfair, London W1K 3AT, UK

Tel.: +34 93 418 05 85

GEOLOGICAL SURVEY OF THE EXCAVATION-INDUCED FRACTURE NETWORK IN THE FRENCH UNDERGROUND RESEARCH LABORATORY (URL): FROM OBSERVATIONS TO 3D MODELLING

Apolline ARNOULD¹, Lucie BAUDOUY¹, Antoine TOUSSAINT¹,
Anthony DOTTESI², Rolf BALTHES³

¹ GEOTER SAS/Fugro GROUP, France

² FUGRO GEOID SAS, France

³ FUGRO Consult GmbH, Germany

ABSTRACT – As part of a feasibility study for a deep repository on the underground research laboratory (URL) of Andra (French national radioactive waste management agency), GEOTER performed a geological survey of both drifts and drilling in order to characterize the excavation-induced damages on the surrounding claystone. Due to security and technical issues, GEOTER developed a new method of geological survey, which combined naturalistic observations of the drift faces and a high-resolution topographical survey by 3D laser scanning. Integration of structural observations of drift faces and core drilling were used to build, with high precision, a 3D structural model for these drifts, which are parallel to the main horizontal stress axis (N155°E). After a presentation of the methodology used for the 3D laser scanning geological survey and the structural analyses on core drillings, this paper discusses the data analysis and the resulting 3D excavation-induced fracture network model built for N155°E-oriented drifts.

1. Introduction

The underground research laboratory (URL) of Andra (French national radioactive waste management agency) is located 230 km east of Paris in the eastern part of the Paris basin.

The drifts are located 490 meters below ground level (-124 m NGF) within Callovo-Oxfordian claystone.

Excavation of underground drifts causes damage to the rock in the vicinity of the openings. This fracturing requires an important geological survey which is performed by GEOTER for over 15 years at the URL. Due to security and technical issues, GEOTER and FUGRO-GEOID developed a new geological survey method, which combines naturalistic observations of the drift faces and walls with a high-resolution topographical survey made by 3D laser scanning. This new method improves our understanding of the excavation-induced fracturing.

Drift orientation is based on the in situ stress field (Figure 1). Previous studies show that this tectonic stress field plays an important role on the shape of fractures network [ANDRA, 2012].

This paper focuses on the case study of the N155°E oriented drifts, which are parallel to the main horizontal stress axis that ranges from 12.7 to 15.4 MPa.

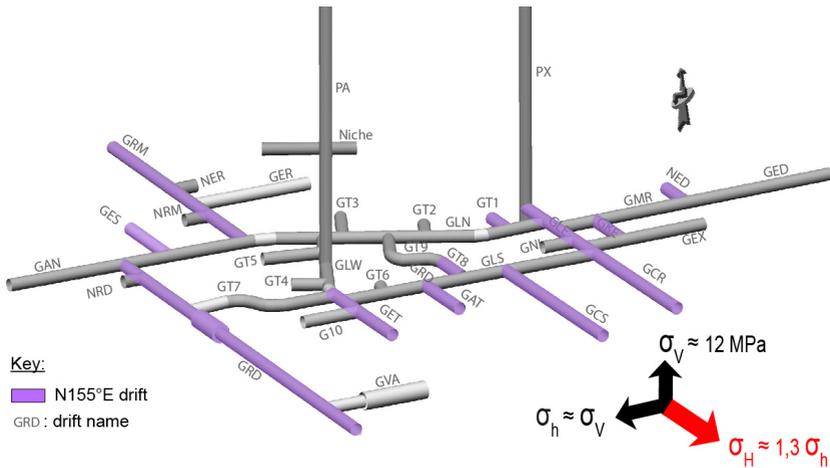


Figure 1: Architecture of the URL oriented according to the main tectonic stress axis

2. Methodology for very high-resolution survey of the drift faces

The very high-resolution geological survey of the drift faces comprises two phases in order to perform a complete, precise and detailed log of the geological observations and to guarantee the safety of the workers:

- A topographical survey immediately performed after digging.
- A geological survey performed by a geologist after securing the drift face (setting-up of welded wire mesh on the drift face and shotcrete on the vault and sidewalls).

2.1. The topographer operation

The topographer operation lasts less than one hour and consists in scanning the drift. To answer to the project demand (safety, duration of the operation and high resolution data requirement), the topographical surveys are performed using a compact 3D laser scan. The scan can digitized a drift in a few minutes with a measurement speed up to 976 000 points/second with a point taken every 2 mm with the scan located at 4 m from the drift. This high information density allows a precision of +/- 2 mm on the exact position of a point.

In order to maximize the covering area, two sets of measurements, one shifted to the right and one to the left with regards to the drift axis, are performed about 4 m away from the drift face (in the secured area). Two point clouds are obtained. They are combined and georeferenced based on a minimum of four spheres previously attached to the drift walls and used as topographic points. The geometry of the drift face can therefore be represented in three dimensions using specific software.

The scan is also equipped with a colour camera allowing a full photographic coverage of the drift that provides a more realistic rendering by colourising the point cloud.

Once the scan of the newly excavated drift section is over, the topographer prints out the photographs of the drift face and walls. These photographs will be used by the geologist as a map drawing.

2.2. The geologist operation

The geologist steps in after the securing of the drift is effective (setting-up of welded wire mesh on the drift face and shotcrete on the vault and sidewalls). The geological

survey is a naturalistic approach which includes sedimentological, structural and geotechnical analyses of the drift face and walls. The secured drift allows the geologist to have a closer look at the drift face in order to identify features that can not be seen from the 3D scan imaging or photographs (possibility to use a hand lens if required).

The geological survey consists in:

- Tracking the key horizons highlighted in the drift and describing their lateral thickness variations (bioturbated levels, carbonate-enriched claystone levels...);
- Describing the sedimentological variations ;
- Searching for potential unconformities of heterogeneities within the claystone (cemented or channeled bodies, slumped units...);
- Generating a detailed log of mechanically disturbed zones (fracture planes) induced by the stress unloading of the surrounding rock mass due to excavation.

The geologist takes particular care in describing the fractures, their type and their geometric relationship, and defining the kinematic indicators, fracture spacing and frequency for each type of fracture.

All observations are in situ copied on a map drawing, previously printed out by the topographer.

Two major structures are observed on the face and the walls of the drifts: the “chevron” structures and the “tension” fractures (Figure 2) [ARMAND & AL., 2015].

Two types of fractures compose the “chevron” structure (Fch). They have same strike, perpendicular to the drift axis but with opposite dip. These fractures are generated by normal shear. The two types of fractures are :

- The « lower chevron fractures » (FCh inf.) located in the lower part of the drift face and walls. Their geometry is slightly concave. Dipping toward the excavated part of the drift, their dip varies from steep values in the lower part of the plane to low values in its upper part.

- The « upper chevron fractures » (FCh sup.) located in the vault and the upper part of the drift face and walls. Their geometry is slightly concave and they dip toward the « unexcavated » zone.

Spacing between the fractures varies and depends on the rock response to the stress.

The tension fracturing (F ext) is located in the middle part of the drift face. Its vertical extent varies between the « lower » and the « upper chevron fractures ». The tension fracturing is composed of fractures with an overall strike perpendicular to the drift axis. Fracture planes are concave and form a « bulge » with its axis located about halfway up the drift face.

Fracture surfaces show plumose structures, indicator of tension. The bulge presents an « onion skin » appearance made of 3 to 20 cm thick sub-parallel slabs. The bulge can be observed on the drift wall where fractures form arc geometries.

Pseudo-schistosity zones sometimes develop at the contact between the « lower chevron fractures » and the tension fractures. This densely fractured zone is regarded as a hinge zone where the strain from these two types of fractures gathers.

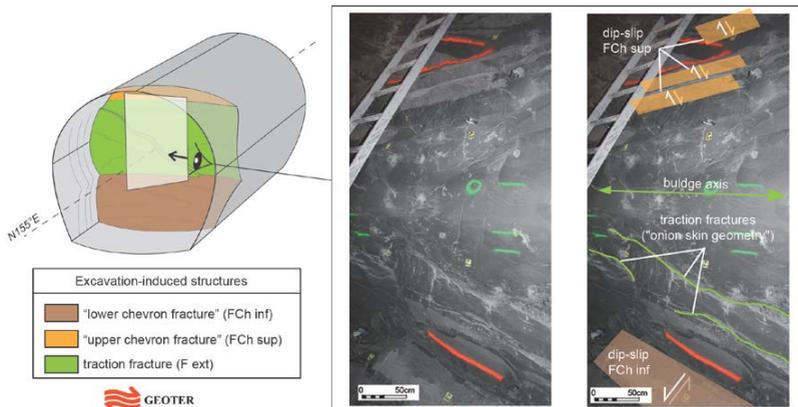


Figure 2: Sketch and photographs (raw and interpreted) showing the excavation-induced fractures within N155°E drifts

2.3. Data processing

The topographer builds a 3D model of the drift face and walls from the scan. In order to make the 3D model, data are transferred from the scan to a work station where the point cloud is combined and georeferenced using Poloworks® software. Quality of the 3D model depends on the resolution of the topographic survey (especially the georeferencing of the spheric targets). The topographer removes the irrelevant points from the plot and makes a mesh that will be used for further geological analyses. All fracture planes are digitised and georeferenced.

Once the modeling of the drift is performed, the geologist completes the 3D model with its observations made in situ in front of the drift face. Most of the visible fracture planes on the model are digitised and classified using the standard labelling (FCh inf, FCh sup, F ext...) (cf. Figure 3).

A software, developed by FUGRO GEOID, is used in order to calculate the strike and dip for each digitised plane with a less than 1 degree uncertainty.

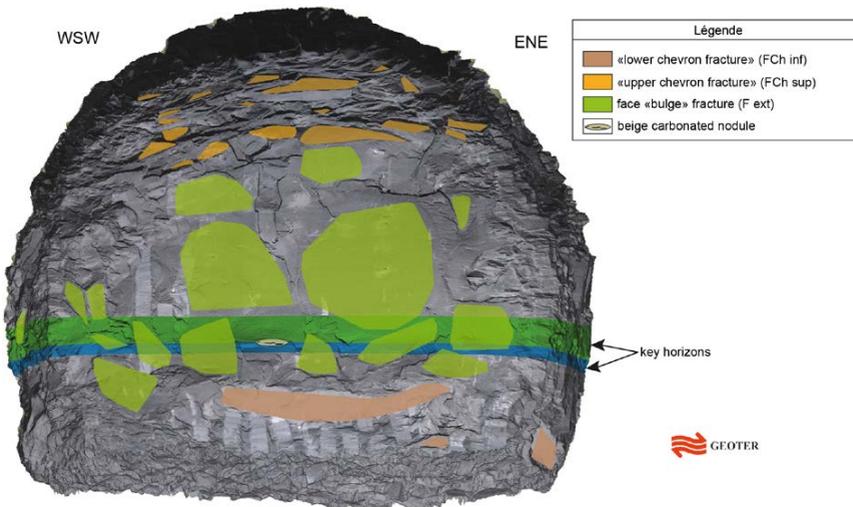


Figure 3: 3D model with structural interpretation of a N155°E drift

Then, structural analysis is performed. Previously digitised planes can be subject to multiple semi-automatic measures (strike, dip, rose diagrams, etc...).

All geological information will be compiled on an A1 poster included in the survey report. All data (all geological features plotted on the 3D scan model) will be given to ANDRA after each geological survey. Quantitative measuring of fracture planes allows a reliable drift fracturing statistical analysis (40 to 100 identified fracture planes per geological survey).

3. Cored drillings structural analysis

3.1. Method

About 650 core drillings are carried out within the URL drifts. They are monitored by a team made of a geologist and a technician geologist. Cores are reconstituted and oriented on a logging table. Excavation-induced fractures are detailed. Experience and detailed observations help differentiating the excavation-induced fractures from the drilling-induced fractures [ARMAND & AL., 2014].

Only the excavation-induced ones are studied in detail: position on the core, strike, dip, slickenside pitch and pitch direction, if available. They are briefly described and classified according to their type of break in one of the following category: shear, tension, mixed (conjugate shear and tension) and undefined (cf. Figure 4).

All these fractures and their distinguishing features are also integrated in a computer database.

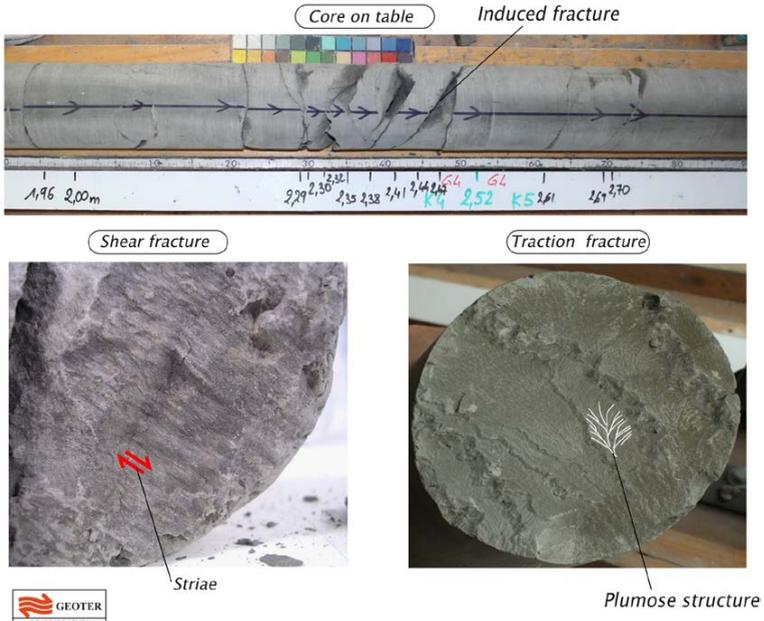


Figure 4: Main two types of fractures observed on the cores

3.2. Results

Data from the radial drillings in a N155°E oriented drift were 3D modeled in Polyworks® software with a colour code corresponding to the breaking mode. Two different areas are identified on the 3D display of the fracture planes (cf. Figure 5).

The first zone (about a third of the fractured zone), immediately near drift, is constituted by extension fractures, shear fractures and undefined fractures. Their orientation is very heterogeneous with high dips fractures.

The second zone, farther, contains only shear and undefined planes presenting a more homogeneous orientation pattern with low dip fractures. Extrapolating these fractures allows differentiating two major structures :

- A group of shear fractures located in the upper part, with strikes subparallel to the drift (0 to 10°) and dipping towards the right wall of the drift,

- A group of shear fractures located in the lower part, equally with strikes subparallel to the drift (0 to 10°) and dipping towards the left wall of the drift.

Geological analysis shows that these fractures form by normal dip-slip breaking. Straightening of the planes in the median zone underlines the curved geometry of these two groups of structures. These two groups join and/or cross in the median zone of this set of drillings. These structures correspond to the « chevron fractures » observed at the drift face.

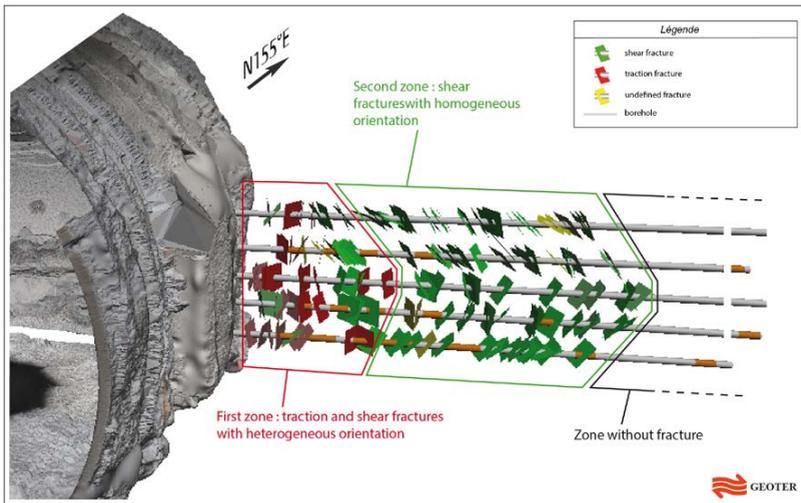


Figure 5: 3D visualisation of the fractures network in a N155°E drift

4. Summary and 3D modeling of the excavation-induced fractures in N155°E drifts

3D compiling of all observations made on both the drillings and in the drifts allows defining the excavation-induced fractures model of the N155°E drifts (cf. Figure 6). This model synthesizes the geometry of the drift face and the propagation of the fractures within the rock mass.

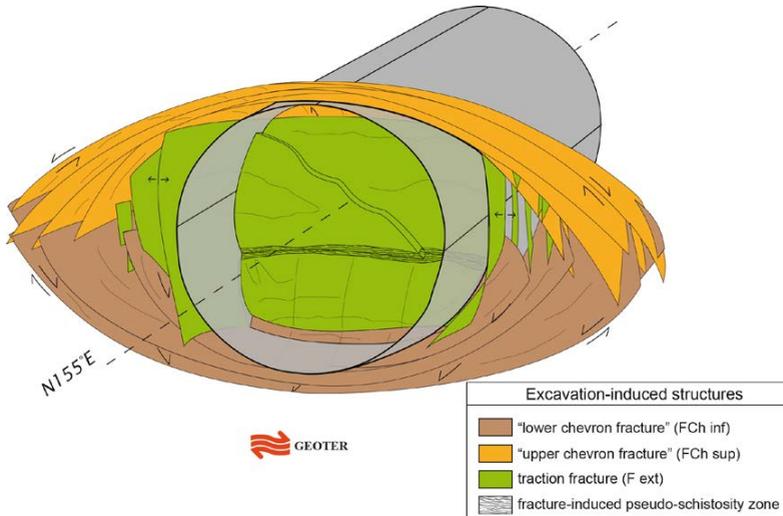


Figure 6: Conceptual model of the induced fractures network around a drift excavated on the major horizontal regional stress axis (N155°E)

5. Conclusions

Using a 3D laser scan allowed us to better relate the geological observations made on the drift face with data from drillings. A coherent induced fracturing 3D model was designed for the N155°E drifts of the URL.

This new method offers many benefits. First and foremost, the data restitution on a 3D model allows a virtual view of the drift face and can be done using a free viewer. Second is a both qualitative (precision of the planes measures) and quantitative (large amount of identified planes on the same drift face) enhancement of the database. Its continuous supply and the integration of data from different sources is also a major asset that allows a global view of the geology for a given section or for the whole laboratory. Thirdly, this tool eases both the viewing and understanding of collapsing zones. Considering that the collapsing zones are closely linked to the surrounding geology (fracturing and/or lithology), the geologist/topographer team is perfectly qualified for integrating and understanding these zones.

Finally, the main advantage of this method lies in the recording of our operations. Reprocessing our interpretations is now virtually possible at any time.

6. References

Armand G., Plas F., Bosgiraud J.M.: *L'apport du laboratoire souterrain de l'Andra pour le choix et la mise au point des techniques de creusement des ouvrages souterrains du projet de stockage de déchets radioactifs Cigéo. Tunnels et espace souterrain, vol. 250, pp. 251-268, 2015.*

Armand G., Leveau F., Nussbaum C., de La Vaissiere R., Noiret A., Jaeggi D., Landrein P., Righini C.: *Geometry and properties of the excavation-Induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts, Rock mechanics and rock engineering, vol. 47, Issue 1, pp. 21-41, 2014.*

Andra: *Référentiel du site Meuse/Haute-Marne, Tome 1, pp. 291-294, 2014.*

Authors

Dipl.-Ing. Apolline Arnould

a.arnould@fugro.com

Dipl.-Ing. Lucie Baudouy

l.baudouy@fugro.com

Dr. Rolf Balthes

r.balthes@fugro.com

Site ANDRA

RD960

55290 BURE (France)

Tel.: (+33)3 29 75 29 40

Geotechnische Aspekte beim Betrieb eines Erzlagers auf weichen Böden

Dipl.-Ing. Holger Jud, Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart

Dipl.-Ing. Sascha Jandt, Marx Brasil, Rio de Janeiro

1 Einleitung

In Brasilien, rund 300 km nordöstlich von Rio de Janeiro, wird von Porto do Açu seit Oktober 2014 Eisenerz von einer neu errichteten Hafenanlage aus verschifft. Das Eisenerz kommt aus dem Inland über eine rund 500 km lange Spülleitung und wird in unmittelbarer Hafennähe auf einem Lagerplatz zwischengelagert. Das Lager besteht aus zwei, durch die Schienenwege der Verladebagger getrennten Flächen mit Abmessungen von je 800 m x 50 m. Die Lagekapazität beträgt etwa 1.1 Mio Tonnen Eisenerz bei einer Haldenhöhe bis 18 m.

Im Untergrund stehen unter Sanden weiche Tone an, die die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Lagerfläche und der Verladebagger maßgeblich beeinflussen. Seit Beginn des Betriebs 2014 werden die Ein- und Auslagerungsvorgänge unter anderem durch geotechnische Messungen begleitet und im Hinblick auf Vorgaben für den Betrieb ausgewertet. Im Bericht werden die im Zuge der Projektplanung durch brasilianische Geotechniker erkundeten Untergrundbedingungen und die durch uns durchgeführten geotechnischen Messungen und deren Auswertung im Hinblick auf betriebliche Beschränkungen beschrieben.

Unser Beratungsauftrag ist die über 3 Jahre messtechnische Begleitung des Betriebs des Erzlagers, wobei die Planung und Herstellung des Erzlagers zum Zeitpunkt der Beauftragung bereits vollständig abgeschlossen und das zu nutzende geotechnische Messkonzept ebenfalls bereits konzipiert und installiert war.

2 Baugrund

2.1 Untersuchungsumfang und Baugrundaufbau

Das in unmittelbarer Nähe zum Meer liegende, etwa 200 m x 800 m große Grundstück wurde mittels Sondierbohrungen und Drucksondierungen bis in eine Tiefe von 30 m erkundet. Insgesamt wurden durchgeführt:

- 60 Sondierbohrungen mit Sondertiefen bis zu 30 m, wobei je Sondiermeter ein Standard-Penetration-Test mit offener Spitze durchgeführt wurde und damit auch eine Bodenansprache und Probenahme erfolgen konnte.
- 42 Drucksondierungen mit Erkundungstiefen bis zu 18 m.

Im Feld kamen außerdem 47 Flügelscherversuche zur Bestimmung der undränierten Scherfestigkeit zur Ausführung.

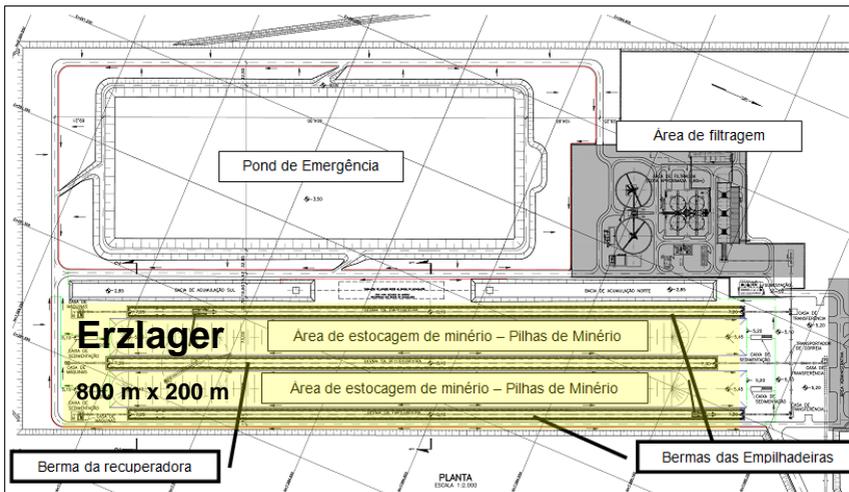


Abbildung 1: Erzlager und Betriebseinrichtungen

Im Labor wurden neben den Versuchen zur Klassifikation insgesamt 15 Ödometerversuche und 16 Triaxialversuche ebenfalls zur Bestimmung der undränierten Scherfestigkeit des Tones durchgeführt.

Aus den Erkundungsbohrungen ergibt sich stark vereinfacht ein dreischichtiger Baugrundaufbau. Zuerst stehen überwiegend engstuftige Fein- bis Mittelsande mit einer Gesamtmächtigkeit zwischen etwa 8 m und 10 m an. Die Lagerungsdichtdichte ist meist dicht bis sehr dicht und nimmt zu Tiefe hin auf mitteldicht ab.

Darunter stehen bis zu 9 m mächtige, breiige und weiche Tone mit Wassergehalten an der Fließgrenze zwischen 40 % und 80 % und natürlichen Wassergehalten von von 25 % bis 80 % an. Die Mächtigkeit der Tone schwankt im Baufeld teils stark.

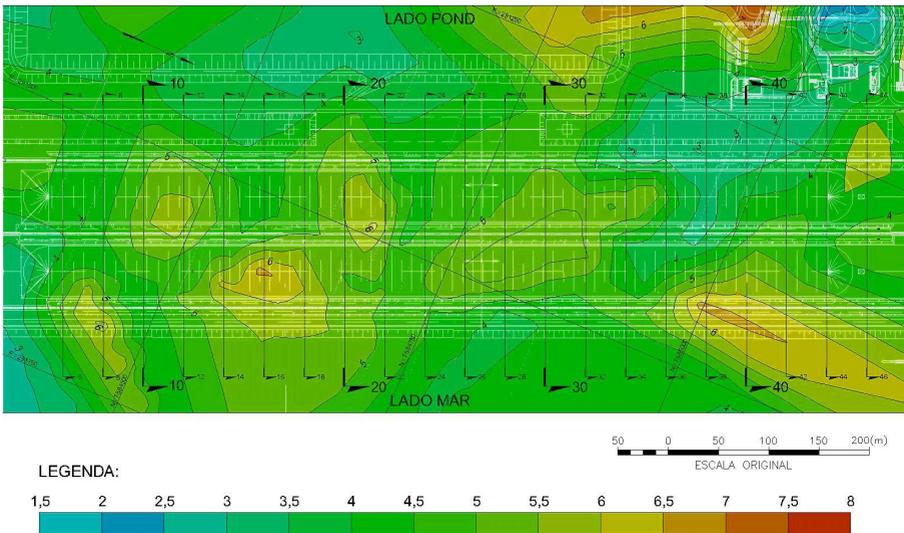


Abbildung 2: Mächtigkeit der weichen und breiigen Tone

Unter den Tönen und damit ab einer Tiefe von rund 15 m bis 20 m stehen schluffige Sande in dichter Lagerung an.

Grundwasser steht im Grundstück nur wenig unter der Geländeoberkante etwa in Höhe des Meeresspiegels an.

2.2 Eigenschaften der weichen und breiigen Tone

Insbesondere die geringe Scherfestigkeit und die geringen Baugrundsteifigkeit wurden durch die Laborversuche untersucht und für erdstatischen Berechnungen festgelegt.

Bei der Festlegung der Rechenkennwerte blieben die teils nach oben stark ausreißenden Versuchswerten der Triaxialversuche unberücksichtigt. Aus den aus den Versuchswerten abgeleiteten spannungsabhängigen Zunahme der Scherfestigkeit und unter Berücksichtigung der zur Anhebung des Geländes aufgebrachtene Auflast ergab sich für die Berechnungen eine undrained Kohäsion in Abhängigkeit der Tiefe zwischen etwa $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$ bis knapp $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$.

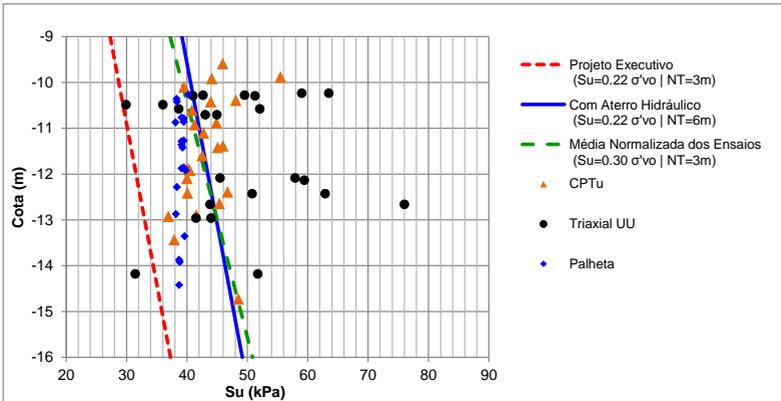


Abbildung 3: Undrained Scherfestigkeit aus Labor und Feldversuchen und Vorgaben für erdstatische Berechnungen.

3 Lagerflächen und Bertieb des Erzlaggers

3.1 Konstruktion des Erzlaggers

Um einen ausreichenden Abstand zum Grundwasser sicherzustellen wurde das gesamte Gelände um etwa 3 m bis 4 m aufgehöhht. Das Geländeaufhöhung erfolgte nach Aufbringen einer Dränageschicht durch Aufspülen von Sand aus den Saugbaggerarbeiten für die Schiffahrtssrinne am Hafen. Nach einer ausreichenden Entwässerung des aufgespülten Sandes erfolgte das Aufbringen der Tragschicht sowie das Herstellen des Gleisbetts für die schienengeführten Bagger für das Ein- und Auslagern des Eisenerzes. Maßnahmen zur Reduzierung von Setzung oder zur Erhöhung der Scherfestigkeit der anstehenden setzungsempfindlichen Tone wurden entsprechend den Ergebnissen der erdstatischen Berechnungen (Abschnitt 4) und der daraus abgeleiteten Planungen nicht ausgeführt.



03/abr/2009



29/out/2011



26/jun/2013



09/ago/2013

Abbildung 4: Maßgebliche Bauphasen zum Herstellen der Lagerfläche

3.2 Betrieb des Eisenerzlagers

Die Lagerkapazität des Erzlagers beträgt 1,1 Millionen Tonnen und wird über insgesamt 3 bis zu etwa 1.000 to schweren, schienengeführten Bagger betrieben. Die Spurweiten der Bagger betragen 12 m bzw. 8 m, die Leistung der Bagger und der angeschlossenen Transportbänder lässt eine Einlagerung bzw. Entnahme von Eisenerz von bis zu 4.000 to je Stunde zu. Mit den Baggern können Halden mit einer Höhe bis 18 m und einer Gesamtbreite bis 46 m bedient werden.

Aus geotechnischer Sicht sind neben einer ausreichenden Standsicherheit der Schienenwege unter Berücksichtigung der gegebenen Untergrundbedingungen insbesondere die Anforderungen an die Genauigkeit der Schienenlage. So liegt die Toleranz z.B. in der Spurweite bei ± 20 mm und einer zulässigen Höhendifferenz zwischen den Schienen von 44 mm.



Abbildung 5: Bagger zur Entnahme und Einlagerung von Eisenerz

Aus geotechnischer Sicht sind neben einer ausreichenden Standsicherheit der Schienenwege unter Berücksichtigung der gegebenen Untergrundbedingungen insbesondere die Anforderungen an die Genauigkeit der Schienenlage von Bedeutung. So liegt die Toleranz z.B. in der Spurweite bei ± 20 mm und einer zulässigen Höhendifferenz zwischen den Schienen von 44 mm.

4 Berechnungen zur Stand- und Gebrauchstauglichkeit

Aus dem Betrieb des Erzlaggers ergeben sich für die Berechnungen zur Standsicherheit besondere Anforderungen durch die

- hohe Flächenlasten mit Belastungen von bis zu 500 kN/m^2
- sehr schnelle Belastung auf Grund der hohen Kapazität der Anlage und die
- ständigen Lastwechsel ohne dauerhafte Belastungszustände.

Entsprechend der uns übergebenen Ausführungsplanung wurden in den Berechnungen zur Standsicherheit trotz der hohen Anforderungen aus dem Betrieb, die Standsicherheit nur durch analytische Berechnungen mit undrännierten Scherfestigkeiten der Tone unter Variation von Schichtmächtigkeit und Tiefenlage durchgeführt. Mit den Berechnungen zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mittels der Finite –Element Methode wurden die Berechnung nur an einzelnen Berechnungsschnitten überprüft.

Entsprechend den Ergebnissen zur Standsicherheit lag die Gesamtsicherheit gegenüber Geländebruch in Abhängigkeit der Tiefenlage und der Mächtigkeit der Tone nur zwischen FS (Factor of Safety) = 1,1 bis 1,3.

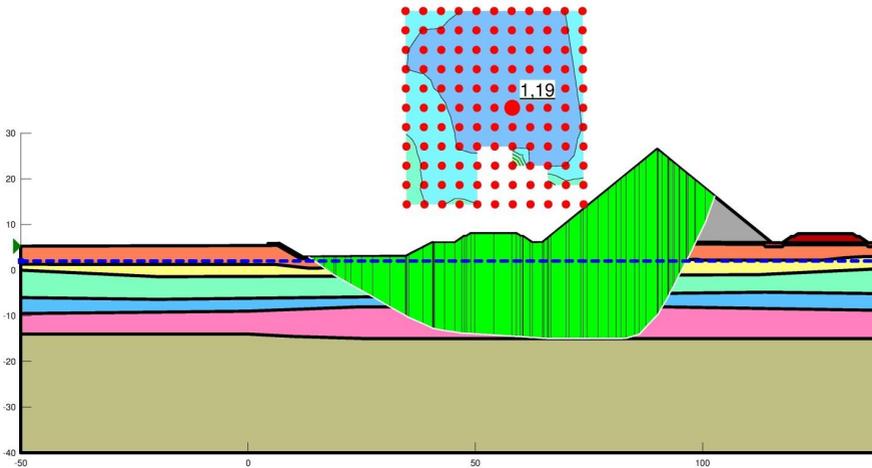


Abbildung 6: Berechnung zur Standsicherheit bei erstmaliger Einlagerung der Erzhalden

Bei der Durchsicht der Berechnungen zur Standsicherheit haben wir darüber hinaus festgestellt, dass die Materialdichte von Eisenerz mit $2,4 \text{ to/m}^3$ rund 10 % bis 15 % niedriger angesetzt wurde als in der Literatur genannt. Die berechneten Gesamtstandsicherheiten sind somit kritisch als kritisch einzuschätzen.

Die im Rahmen der Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen durchgeführten Berechnungen wurden ebenfalls nur für wenige Belastungszustände durchgeführt, so dass die Ergebnisse der vorliegenden Berechnungen nur im Hinblick auf Gesamtsetzungen, theoretischen Setzungsverläufen unter angenommener Volllast auszuwerten waren. Demnach liegen die zu erwartenden Gesamtsetzungen in Haldenmitte bei bis 1,2 m. Setzungen am Haldenfuß und damit auch im Einflussbereich der Fahrwege der Bagger liegen demnach bei bis zu 30 cm. Aus den zeitlichen Setzungsverläufen unter Volllast ist mit einem Abschluss der Konsolidationssetzungen nach 1 bis 3 Jahren zu rechnen.

Die ausgewerteten Horizontalverschiebungen liegen innerhalb der Weichschicht am Haldenfuß bei zu 25 cm und halbieren sich etwa bei einem Abstand zum Haldenfuß von 25 m. Die Berechnungen zeigen dabei ein nahezu konstantes Verhältnis der Setzungen in Haldenmitte und der zugehörigen Horizontalverschiebung in der Weichschicht. Auch an der Geländeoberfläche betragen die Verschiebungen im Bereich der Schienenwege noch etwas mehr als 5 cm.

Trotz der geringen Gesamtstandsicherheit und der teils großen Verschiebungen, insbesondere im Bereich der Schienenwege wurde auf Maßnahmen zur Erhöhung der Standsicherheit oder Verringerung der Verformungen verzichtet.

Zur Beobachtung der eintretenden Verformungen wurde ein geotechnische Messkonzept umgesetzt, mit deren Betreuung und Auswertung wir beauftragt wurden.

5 Messkonzept

Das uns übergebene geotechnische Messkonzept besteht aus insgesamt 4 Messquerschnitten ohne automatisierte Messwerterfassung.

In den Messquerschnitten werden Setzungen der Halden und der Schienenwege an zwei bis knapp 100 m langen, sich im mittleren Schienenweg überlappenden Messrohren durch eine hydrostatische Setzungsmesssonde erfasst.

Jeweils am äußeren Fahrweg, also je Messquerschnitt zwei, sind zur Erfassung der horizontalen Verformungen Inclinometer angeordnet. Der Fußpunkt ist durch die Installations-tiefe von 70 m als fix anzunehmen.

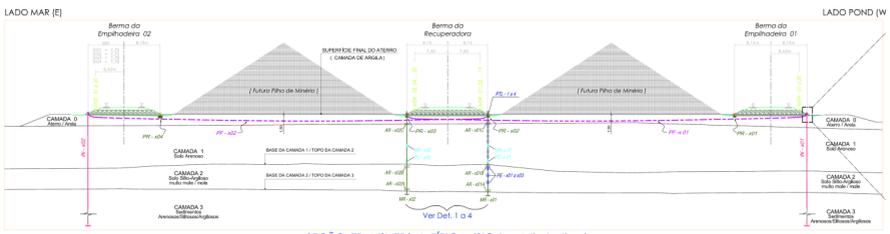


Abbildung 7: Querschnitt mit Darstellung der Instrumentierung im Messquerschnitt

Das übergebene Messkonzept sieht keine Porenwasserdruckmessungen in der Lagerfläche vor. Darüber hinaus wurden auch keine Melde- und Alarmwerte übergeben, die eine Bewertung im Hinblick die Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit bei Einlagerung zulassen.

6 Vorgehen, Messungen, Messergebnisse und Auswertung

6.1 Vorgehen

Auf Basis der in den Abschnitte 1 bis 5 beschriebenen Unterlagen und Vorgaben sollten mit Hilfe der geotechnischen Messungen dem Betrieb des Erzlagers durch Erstellung monatlicher Messberichte ein sicherer Betrieb bestätigt werden.

Unter Berücksichtigung der rechnerischen, geringen Gesamtstandsicherheit, der hohen Ein- und Auslagerungskapazität der Anlage und der nur in geringer Anzahl manuell auszu-lesenden und aus bodenmechanischer Sicht nicht alle erforderlichen Messgrößen erfassenden Messinstrumente wurde folgendes Vorgehen auch unter Berücksichtigung des Beginn des Einlagerungsbetriebs mit Übergabe der Messeinrichtung vereinbart:

- 2 bis 3-maliges Auslesen der Messgeber je Monat und ;
- eingeschränkte und mit zunehmender Nutzungsdauer anzupassende Lagerhaltung (Volumen) und Vorgaben zur Haldenform;
- ständige Erfassung eingelagerten Volumen und regelmäßige Überprüfung der Haldengeometrie;
- Überprüfung der der Dichte des eingelagerten Eisenerz
- Durchführung von Zusatzuntersuchungen im Hinblick auf kritische Verformungen bei Einlagerung unter Berücksichtigung der gegebenen Messgeber.

Insbesondere durch die Beschränkung der Haldenhöhen konnte mit Beginn der Lagerhaltung ein sicherer Betrieb gewährleistet werden auch ohne Messergebnisse vorliegen zu haben.

Die Untersuchungen zur Dichte des eingelagerten Eisenerzes haben ergeben, dass die in den statischen Berechnungen angesetzte Dichte im Mittel um 15 % zu gering war, so dass die ohnehin geringe rechnerische Gesamtstandsicherheit weiter reduziert ist, bzw. im Fall ungünstiger Berechnungsannahmen nicht mehr gegeben war.

Aus eigenen Zusatzuntersuchungen durch Finite-Element-Berechnungen konnten einerseits die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit bestätigt werden und andererseits bei der gegebenen Anordnung der Messinstrumente über das Verhältnis von Setzung [s] in Haldenmitte und maximaler Horizontalverschiebung [h]

in der Weichschicht am Inclinometerstandort ein sensibler Indikator für das Erreichen von unzulässigen Ausnutzungen der Gesamtstandsicherheit nahezu unabhängig des Konsolidierungsgrades ermittelt werden. Für die gegebene Anordnung wurde ein nicht zu überschreitender Grenzwert dieses Verhältnisses von $h/s = 0,1$ festgelegt.

Außerdem werden Setzungs- und Verschiebungszunahmen unter Bezug der Lagerlast ausgewertet, wobei die feste Vorgaben zu maximal zulässigen Zunahmen auf Grund der schwankenden Schichtmächtigkeiten nicht vorab festgelegt werden konnten.

Auf Basis dieser Untersuchungen und dem genannten Vorgehenskatalog konnte ohne Installation zusätzlicher Messgeber und damit ohne Behinderung des Betriebs das sparsame Messprogramm in einer ersten Betriebsphase genutzt werden.

6.2 Messungen und Verarbeitung der Messergebnisse

Die Durchführung der Messungen erfolgt durch ein 2-Mann-Team, das ständig zur Durchführung von Messungen und Pflege der Messeinrichtungen vor Ort ist. Darüber hinaus muss als maßgebliches Element des Messprogrammes die Erfassung der Lagerhaltung, also des eingelagerten Volumens und insbesondere die Form der Lagerhalden überprüft werden.

Zur Erfassung aller Daten wurde ein eigens konzipiertes Datenmanagement mit grafischer Oberfläche aufgebaut, in dem tagesaktuell die vorhandenen Messwerte einsehbar und für weitere geotechnischen Auswertungen zur Verfügung stehen. Damit ist sichergestellt, dass die Auswertungen trotz des räumlichen Abstands auch von Deutschland vorgenommen werden können.

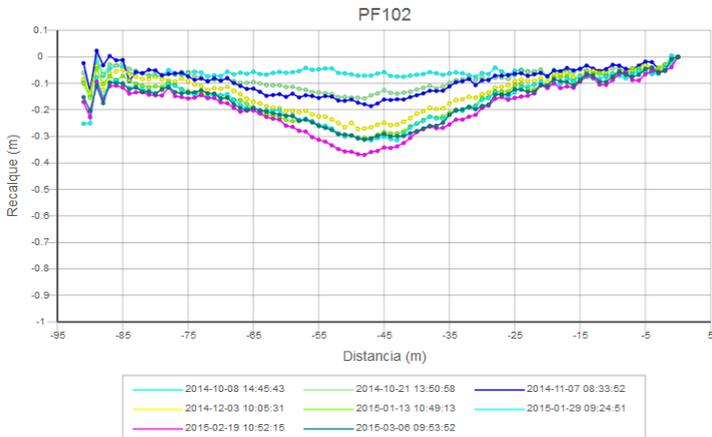


Abbildung 7: Grafische Oberfläche des Datenmanagements und Setzungsmulde des Messrohres PF 102

Neben des ohnehin durch den Betrieb täglich geführten Lagerstands, wird sowohl die Einhaltung der Haldenhöhen und Lagerformen durch 3D-Geländemodelle festgehalten und damit auch die registrierten Volumen überprüft.

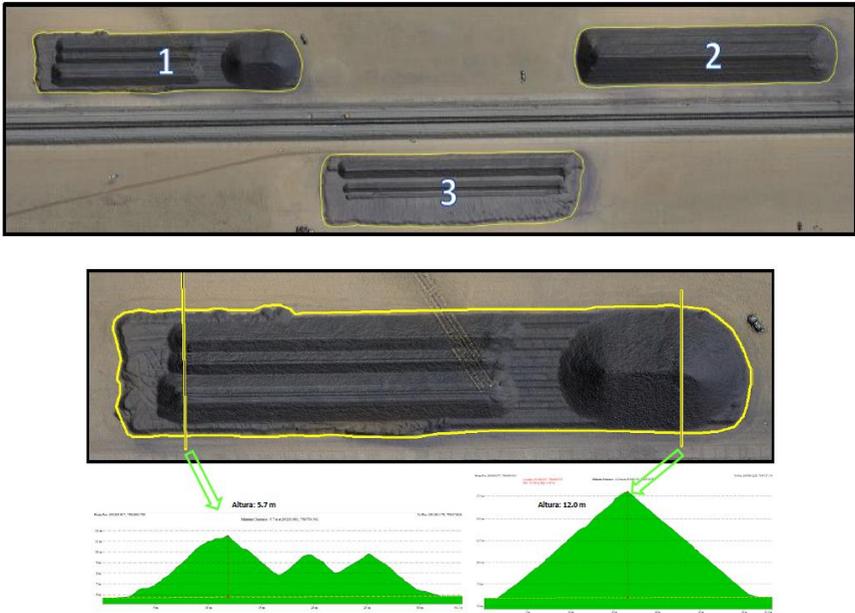


Abbildung 8: Photogrammetrische Auswertung von Bildflügen ferngesteuerter Flugmodellen

6.3 Auswertung der Messergebnisse

Als maßgebliches Instrument zur Bewertung der Messdaten werden die horizontalen Verschiebungen, Setzungen und Lagerbestand in grafischer Form zusammengefasst und dargestellt.

Generell kann festgestellt werden, dass sich das eingesetzte Messrohr und hydrostatische Messsonde für die aufzunehmenden Setzungen, die derzeit zwischen etwa 0,5 m und 1 m, abhängig vom Belastungszustand betragen, gut eignet ist, so dass eine Bewertung aller Messquerschnitte mit den genannten Kriterien möglich ist..

Der Lagerbestand am Standort des Messquerschnittes wird hierzu bezogen auf die maximale Lagerkapazität prozentual angegeben. So können am Diagramm die Ein- und Auslagerungsvorgänge sowie die Ausnutzung der Lagerkapazität auf einer Zeitachse direkt

abgelesen werden und die zugehörigen Setzungs- und Verschiebungsbeträge bewertet werden.

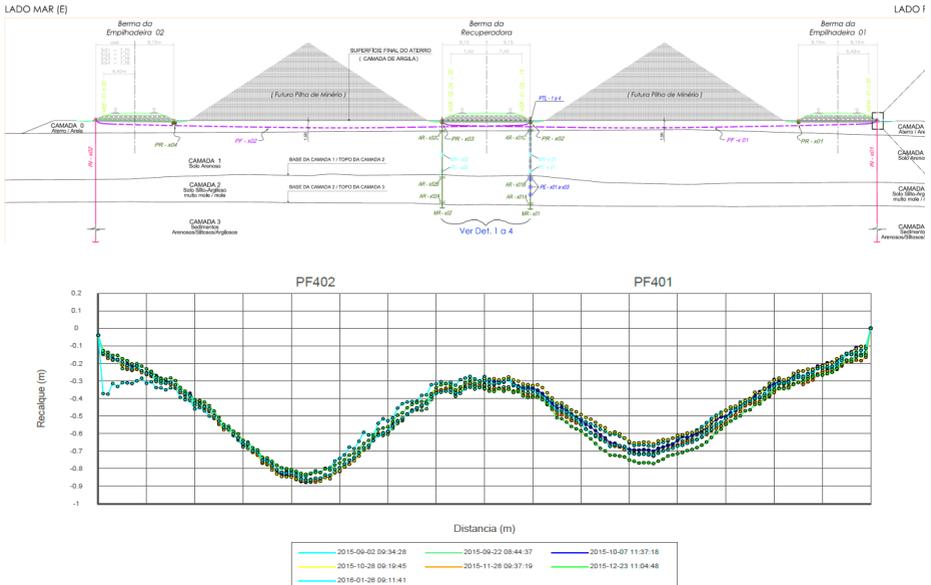


Abbildung 9: Darstellung der Setzungmulden zweier sich überlappender Messrohre im Messquerschnitt 4

Im Vergleich der Ergebnisse der einzelnen Messquerschnitte zeigt sich die Variation der Baugrundsichtung, vor allem in Form unterschiedlicher lastbezogenen Setzungszunahmen. Dagegen bestätigt sich, wie bereits in eigenen Berechnungen festgestellt, dass das Verhältnis von horizontaler Verschiebung und Setzung ein gut auswertbarer Indikator ist, auf dessen Basis Abschätzungen für nächste Belastungszustände getroffen werden können.

Am Beispiel in Abbildung 10 kann ist die Zunahme des Verhältnisses Horizontalverschiebung zu Setzung $h(\text{grün}) / s(\text{schwarz})$ mit zunehmender Ausnutzung der Lagerkapazität (blau) abgelesen werden, die in dessen Folge ab Oktober 2015 zu einer Reduzierung der zulässigen Lagerhöhe geführt hat.. Die Einhaltung dieser Reduzierung ist ebenfalls zu erkennen.

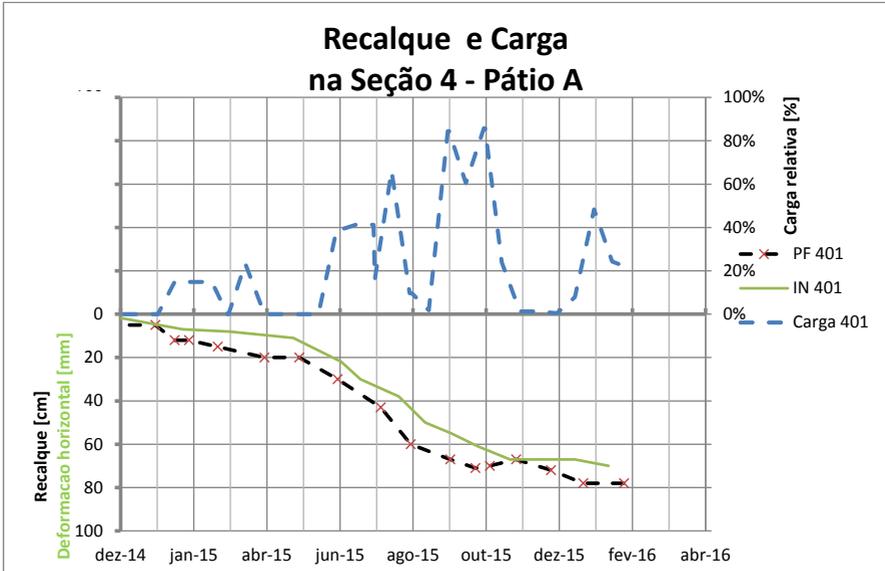


Abbildung 9: Darstellung der bezogenem Lagerbestand, Setzung und Horizontalverschiebung

7 Zusammenfassung und Fazit

Im Ergebnis des beschriebenen Vorgehens konnte nach einer jetzt etwa 1-jährigen Betriebsphase trotz des vergleichsweise geringen Messaufwandes zu jederzeit ein sicherer Betrieb des Lagers gewährleistet werden. Hierzu wurden jedoch auf der sicheren Seite liegende Lastzustände vorgegeben und auf eine konsequente Einhaltung überprüft, was die kontinuierliche Begleitung durch Messtechniker auswertenden Ingenieuren erfordert.

Die aktuelle Ausnutzung der Lagerkapazität beträgt derzeit etwa 65 %. Hinweise auf standsicherheitsrelevante Zustände wurden nicht detektiert, durch die festgelegten Grenzkriterien sind derzeit die zulässigen Haldenhöhen jedoch den Messwerten angepasst unterschiedlich hoch.

Das Messkonzept liefert dagegen keine ausreichende Datenbasis für die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit des Schienenweges. Hierzu werden kontinuierlich Wartungsarbeiten vorgenommen, die auf Ergebnisse eigener Vermessungen zurückgreifen. Die Er-

gebnisse des geotechnischen Messprogramms liefern auch hier jedoch wichtige Indikatoren für die notwendigen Arbeiten .

Da aus den Ergebnissen das Sicherheitsniveau der Gesamtstandsicherheit nicht ablesbar und durch die vorhandenen Planung mit der gegebenen Eisenerzdichte nicht nachgewiesen ist kann derzeit die maximale Lagerkapazität nicht vollständig ausgeschöpft werden. Deshalb werden aktuell die Messergebnisse zur Kalibrierung des FEM-Modells genutzt, um abschließende Standsicherheitsnachweise auf Basis zusätzlicher Baugrunduntersuchungen für kommende Lastzustände zu verifizieren.

Autoren

Dipl.-Ing. Holger Jud

jud@smoltczykpartner.de

Smoltczyk & Partner GmbH

Untere Walplätze 14, 70569 Stuttgart

Tel.: +49 711 13164-10

Dipl.-Ing. Sascha Jandt

jandt@marxbrasil.com

MARX Services Brasil Ltda

Rua Mexico, 164, 12º Andar, Rio de Janeiro – RJ CEP: 20031–143

Tel.: +55 21 99797-4907

dynapile

Jan Hebig, Benjamin Ossig

Fraunhofer IWES, Geo-Engineering.org GmbH

1 Einleitung

Die Forschungsaktivitäten im Projekt „**dynapile**“ hatten die Bewertung des Einflusses von Installationsmethoden für Offshore-Konstruktionen auf die Eigenschaften des Baugrundes zum Ziel. Die Firma **GEO-ENGINEERING.ORG GMBH** hat an einem Teststandort für Offshore-Pfähle Drucksondierungen vor und nach den Pfahlinstallationen ausgeführt. Zusammen mit der Abteilung Offshore Standortbewertung am **FRAUNHOFER IWES** (Institut für Windenergie und Systemtechnik) wurden außerdem dynamische Messungen am Pfahlkopf während der Installationsvorgänge durchgeführt. Die Forschungsarbeiten waren eingebettet in die Arbeiten von „VIBRO-Pile“ – einem Forschungsprojekt zum Installations- und Tragverhalten von XL-Monopiles mit Fokus auf Vibrationsrammungen und deren Einfluss auf die lateralen Baugrundeigenschaften (Pfahlwiderstand quer zur Pfahlachse). In „**dynapile**“ lag der Schwerpunkt auf Messungen zum Eindringwiderstand (axiale Richtung) während der Installation (Schlagrammung & Vibrationsrammung) – mit der Herausforderung der Entwicklung eines Bewertungsverfahrens für Vibro-Rammung.

2 Hintergrund

2.1 Vibrationsmethode und Bodeneigenschaften

Bei Verdrängungspfählen wird durch die Auswirkungen der Pfahlinstallationsmethode auf die Eigenschaften des umgebenden Baugrundes der Verlauf des Installationsereignisses ebenso wie das Tragverhalten des Pfahls nach Installation beeinflusst. Das betrifft impulsgerammte und vibrationsgerammte Pfähle. Im Mittelpunkt soll im vorliegenden Beitrag der Gewinn zusätzlicher Erkenntnisse zum Pfahlverhalten, zu den Veränderungen der Baugrundeigenschaften und zum Tragvermögen des Pfahls für die Installationsart „Einvibrieren“ stehen.

RODGER und LITTLEJOHN fassen in ihrer Publikation "A study of vibratory driving in granular soils" für eine adäquate Wahl des Vibrationsequipments zusammen, dass die Wahl der optimalen Frequenz f vom Boden, in dem installiert wird, abhängt und zwar sollen für:

- Grobsande: 4 - 10 Hz und für
- Feinsande: 10 - 40 Hz realisiert werden.

Für bindige Böden sind Frequenzen oberhalb der möglichen Resonanzfrequenzen des Pfahl-Boden-Körpers zu wählen,

- Bindige Böden: 40 - 100 Hz.

Die optimalen Verschiebungsamplituden A der Vibration sind hingegen von Pfahlart abhängig und betragen für Pfähle mit:

- Dominierender Manteltragfähigkeit: 1 - 10 mm und für
- Hohem Anteil des Pfahlfuß an der Tragfähigkeit: 10 - 20 mm.

Neben der Frequenz f und der Verschiebungsamplitude A ist die Beschleunigung a von entscheidender Bedeutung für den Vibrationsvorgang. Die Vibration führt im mitschwingenden Bodenkörper zu periodisch wechselndem geostatischen Druck, dessen Horizontanteil damit ebenfalls pulsiert. Abhängig von den wirksamen Beschleunigungswerten werden so erhebliche Einbußen an Mantelreibung im Zyklus erreicht, die das Einbringen des Pfahls erheblich erleichtern. In [RODGER, LITTLEJOHN, 1980] wird angeführt, dass für

- $a < 0,6 g$ die Scherfestigkeit bis zu 5 % abfällt,
- $a > 1,5 g$ die Scherfestigkeit auf ein Minimum abfällt und für den Bereich
- $0,6 g < a < 1,5 g$ die Degradation durch eine e-Funktion auf den Minimalwert beschrieben wird.

Der Minimalwert wird erst beim 1,5-fachen der Erdbeschleunigung g erreicht, weil neben dem Gewicht noch sogenannte intergranulare Reibung stabilisierend wirkt. Das Verhalten des Pfahlnahbereiches oberhalb von 1,5 g wird auch als Fluidisierung oder Verflüssigung des Bodens bezeichnet. Beschleunigungswerte unterhalb des Schwellwertes haben neben dem moderaten Scherfestigkeitsabfall nach Angabe der Autoren auf jeden Fall eine Verdichtung des Bodens am Pfahlmantel zur Folge.

Am und unter dem Pfahl-Fuß kann gegebenenfalls ebenso Verflüssigung auftreten: Allerdings ist deren Auswirkung auf den Eindringwiderstand dadurch gekennzeichnet, dass plastisches Verhalten des Bodens gegenüber Normalbeanspruchung

bereits bei geringeren Eindringungen eintritt. Bei Pfählen mit hohem Anteil der Fußtragfähigkeit an der Gesamttragfähigkeit steht damit auch nicht allein die Fluidisierung am Pfählmantel im Mittelpunkt als ein Erreichen entsprechend hoher Verschiebungsamplituden, um auf Grund plastischer Bodenantwort die Eindringung zu erleichtern.

2.2 Schlagammung

Das Grundprinzip von Rammpfählen ist eine Bodenverdrängung durch den Pfahl oder das Rammrohr, welches insbesondere zu einer Erhöhung der Horizontalspannung im umgebenden Boden führt. Dies bewirkt i.d.R.

- bei nichtbindigen Böden und nicht wassergesättigten bindigen Böden eine Verdichtung und Verspannung und
- bei wassergesättigten Boden einen Porenwasserüberdruck (KEMPFFERT AND SMOLTZYK 2001)

Die Schlagammung werden bei Pfählen im Bereich der Offshore-Windenergie in der Regel mit Hydraulikbären ausgeführt. In Abhängigkeit der Bodenwiderstände wird der Energieimpuls vom Rammhären so gesteuert werden, dass in der Regel eine gleichmäßige Eindringung pro Rammschlag erfolgt. Die im folgenden Beitrag beschrieben gerammten Pfähle sind dem High Strain Methode allgemein bekannt.

2.3 Ausganglage in Altenwalde

2.3.1 Standort

Die Sandgrube der Fa. PLAMBECK ERD- UND TIEFBAU GMBH & Co KG in Altenwalde/Cuxhaven wurde vom VIBRO-Pfahl-Konsortium als Standort für das Testprogramm an den Offshore-Pfählen auf Grund der geologischen Genese und der mit Hinblick auf die Logistik, geographisch günstigen Lage ausgewählt. Aus geologischer und geotechnischer Sicht wurden die nachfolgenden Kriterien erfüllt:

- Die anstehenden Sande sind mindestens mitteldicht, besser dicht gelagert
- Der Grundwasserflurabstand ist gering (wenige Meter)
- Die Sande sind enggestuft (SE nach DIN 18196)

In Abbildung 1 sind die Ergebnisse der Drucksondierungen CPT 04 und CPT 05 (Testfeld Altenwalde) im Vergleich zu einer Bandbreite von sandigen Böden für repräsentative Standorte von ausgewählten Windparks in der AWZ der südlichen Nordsee dargestellt. Demnach sind die Spitzenwiderstände der Testfeldfläche in großen Teilen mit denen der Nordseesande vergleichbar.

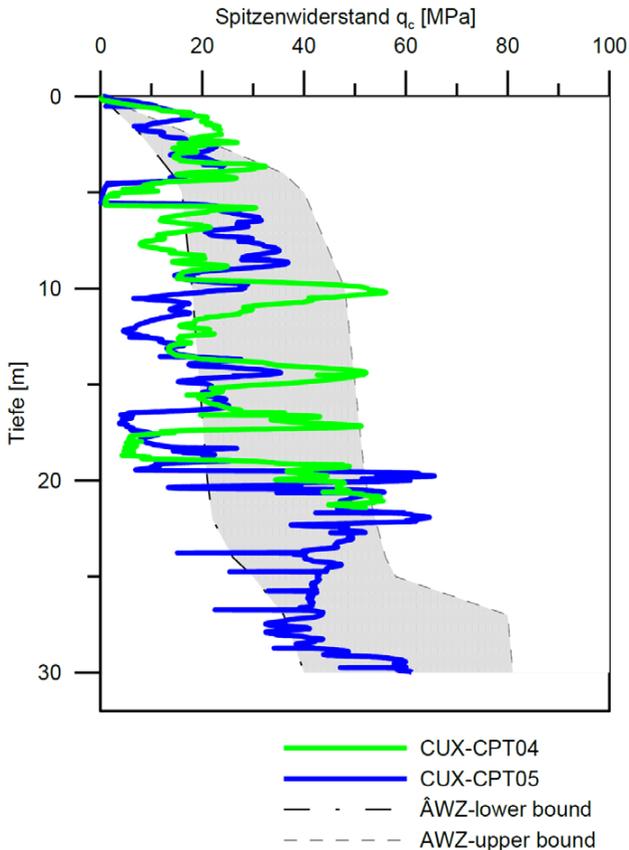


Abbildung 1: CPT-Ergebnisse der Testfeldfläche in Altenwalde im Vergleich zur Bandbreite von sandigen Böden für repräsentative Standorte ausgewählter Windparks in der südlichen AWZ.

Zu den Installationsarbeiten selbst kann vermerkt werden, dass sechs Pfähle, jeweils drei Pfahlpaare an vergleichbaren Lokationen gerammt und einvibriert wurden: Ein Vergleich installationsabhängiger Pfahlwiderstände war dadurch möglich.

2.3.2 Testpfähle und verwendetes Gerät

Die Pfahldimension der installierten Pfähle betragen 4,30 m im Durchmesser und einer Pfahlänge von 21,00 m, wobei die Einbindelänge ca. 18,50 m beträgt. Zwei Schüsse wurden realisiert: Die Wandstärke beträgt im oberen Bereich 5 cm und wurde in Richtung Pfahlfuß mit einem Übergang auf 4 cm reduziert.

Als Rammbar wurde der IHC S-1200 verwendet. Die Schlagammung wurde für zwei unterschiedliche Installationsmodi geplant und ausgeführt. An zwei Standorten erfolgte die Rammung mit „normaler“ Rammenergie bei Einhaltung der im Offshore-Bereich bekannten Schlagfrequenz (von etwa 30-60 Schläge pro Minute). Ein Pfahl wurde im sogenannten „High-Low-Modus“ gerammt. Die Rammenergie wurde signifikant verringert, wobei die Schlagfrequenz gesteigert wurde (60-120 Schläge die Minuten).

Als Vibrationsgerät kam ein Hammer von PVE 500M der DIESEKO-Gruppe zum Einsatz, der ein Exzenter-Moment 5000 Nm (500 kgm) bei einer maximalen Frequenz f von 1.400 rpm, was ca. 24 Hz entspricht, aufbringen kann. Die erreichbaren Verschiebungsamplituden liegen bei 36 mm. Interessant ist außerdem der Vergleich zwischen der aufgebrachten Zentrifugalkraft von ca. 10.000 kN und dem Gewicht der Gerätes von 350 kN.

3 Aktivitäten (Messungen) und Resultate

3.1 CPT

An allen Lokationen wurden vor und nach der Installation umfangreiche Drucksondierungen von **GEO-ENGINEERING.ORG GMBH** durchgeführt, um die Effekte der Installationseinwirkung auf die Lagerungseigenschaften des Bodens in Abhängigkeit vom Pfahlabstand zu bestimmen.

Insgesamt wurden ca. 120 Drucksondierungen in der Testfeldfläche ausgeführt. Neben den Drucksondierungen vor der Pfahlinstallation zur Standortevaluierung und Festlegung der Pfahlstandorte wurde eine Kampagne ca. nach 20 Tagen Standzeit und eine weitere Kampagne nach ca. 100 Tagen Pfahlstandzeit ausgeführt. Der Spitzendruck wurde dabei am Pfahlstandort im Abstand von 0,40 m, 1,20 m, 2,00 m und 3,00 m aufgenommen. Die Ergebnisse sind in Kap. 4.1 gezeigt.

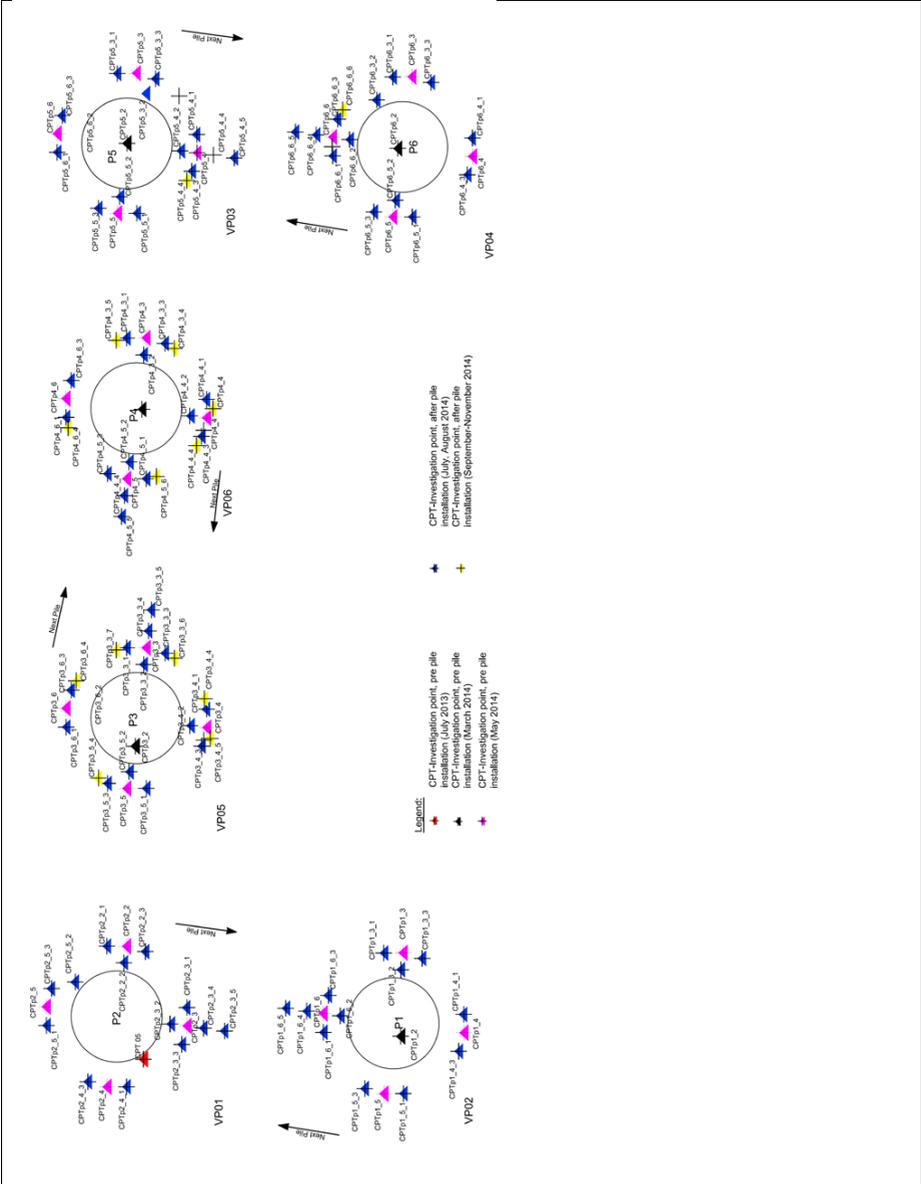


Abbildung 2: Anordnung der Drucksondierungen im Testfeld Altenwalde mit chronologischer Zuordnung. Abstand der Drucksondierungen im Pfahlnahbereich nach der Pfahlinstallation: 0,40 m, 1,20 m, 2,00 m und 3,00 m.

3.2 Messungen an den Pfählen und Messdatenprozessing

3.2.1 Dynamische Pfahlprobebelastung

Die Aufzeichnung der Pfahlkopfbeschleunigung und –verformung erfolgte während der Installation an den impulsgerammten Standorten mit einer PDA-Einheit der Firma Pile Dynamics, Inc. (PDI). Insgesamt wurden zwei Meter unterhalb der Pfahloberkante zwei Beschleunigungssensoren und vier Dehnungsmessstreifen innenliegend an den Pfählen installiert (siehe **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). Tabelle 1 zeigt die ausgeführten dynamischen Pfahlprobebelastungen. Demnach erfolgten die dynamischen Messungen rambbegleitend, beim End of Driving und an zwei Pfähle konnte eine Restrike-Test ausgeführt werden.

Tabelle 1: Übersicht der ausgeführten dynamischen Pfahlprobebelastungen am Teststandort Altenwalde.

	End of driving	1. Restrike	2. Restrike	3. Restrike
VP01	x	x (4 h)	x (1 Tag)	x (12 Tage)
VP05	x	x (4 h)	x (12 Tage)	0
VP04	x	0	0	0
x = Messung , 0 = kein Test				

3.2.2 Vibrierte Pfähle

An den drei einvibrierten Pfählen wurde Dehnungs-Messungen mit Hilfe von DMS-Vollbrücken und Beschleunigungsmessungen mit Hilfe von Accelerometern am Pfahlkopf durchgeführt. Als Sensorik kamen DMS Vollbrücken 1-SLB700A/06-1 von HOTTINGER und Beschleunigungsaufnehmer AS 28 von ME zum Einsatz. Für die Vollbrücken ist die Nenndehnung mit 500 µm/m angegeben; die Sensitivität der Accelerometer, deren Arbeitsweise ebenfalls auf Dehnungstreifenmesstechnik beruht, liegt bei 50 g. Für die Datenerfassung wurde auf ein MGC PLUS zurückgegriffen. Ergebnisse der Messungen waren Kraft- und Beschleunigungsverläufe.

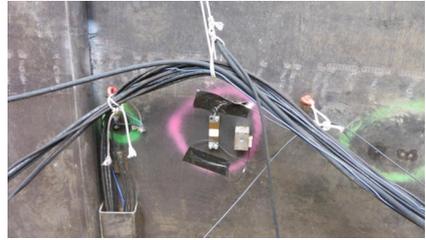
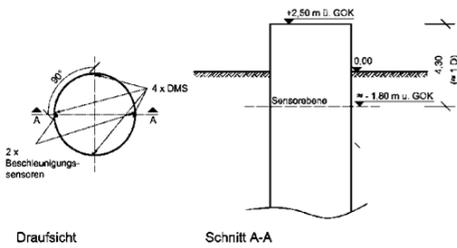


Abbildung 3 Anordnung des Messequipments

Abbildung 4 Appliziertes Messequipment im Pfahl

In Abbildung 3 sieht man die Positionierung des Messequipments, 4 Vollbrücken in Umfangsrichtung und gegenüberliegend 2 Beschleunigungsaufnehmer zur Aufnahme in axiale Richtung (s. auch Abbildung 4)

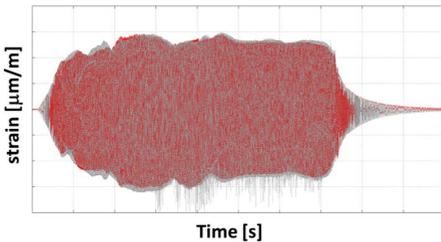


Abbildung 5 Verlauf des Strain während des zweiten Installationsabschnittes

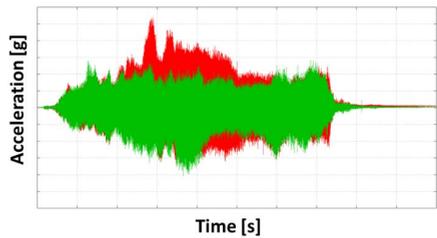


Abbildung 6 Verlauf der Beschleunigungsdaten

Abbildung 5 zeigt die Ergebnisse der Dehnungsmessung für die Installation der letzten 10 m eines einvibrierten Pfahls. Der Vorgang dauerte ca. 90 s und die Dehnungsamplituden sind sehr homogen. Im Gegensatz dazu der Beschleunigungsverlauf in Abbildung 6, die heterogen sind und außerdem Abweichungen zwischen beiden Aufnahmepunkten zeigen.

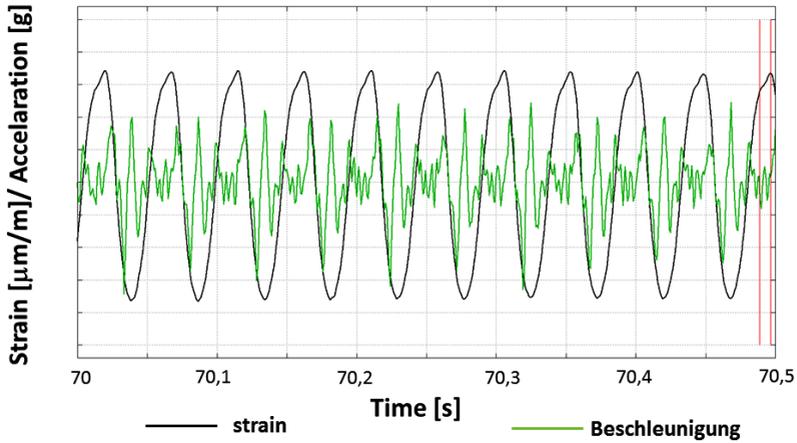


Abbildung 7 strain- und Beschleunigungsverlauf im Zeitabschnitt 70 -70,5 sec

In Abbildung 7 sind strain- und Beschleunigungsverlauf zusammengeplottet: Der strain-Verlauf spiegelt die Erregerfrequenz lehrbuchmäßig wider, wohingegen der Beschleunigungsverlauf von zahlreichen Überlagerungen geprägt ist.

Zur Auswertung der aufgenommenen Daten sind nach übereinstimmender Aussage zunächst Fourier-Transformationen durchzuführen, um Oberschwingungen aus den Rohdaten zu filtern. Die gefilterten Daten, d.h. die der Anregungsfrequenz zugeordneten Gehalte, sind für die weitere Auswertung wirksam. Das betrifft v.a. die Beschleunigungsdaten, wie aus **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** und Abbildung 7 ersichtlich. Abbildung 8 und Abbildung 9 zeigen die Auswirkungen der Filterung. In Abbildung 9 sind die Gehalte für die Erregerfrequenz im Vergleich sichtbar.

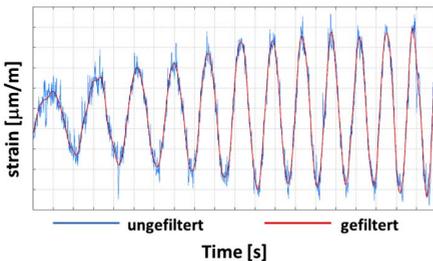


Abbildung 8 Filtern der strain-Daten

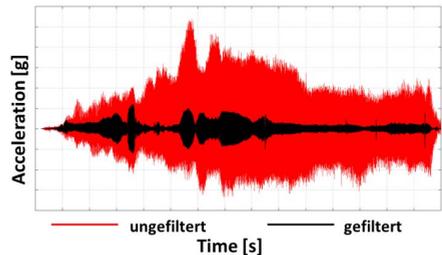


Abbildung 9 Filterung der Beschleunigungsdaten

4 Auswertung

4.1 CPT

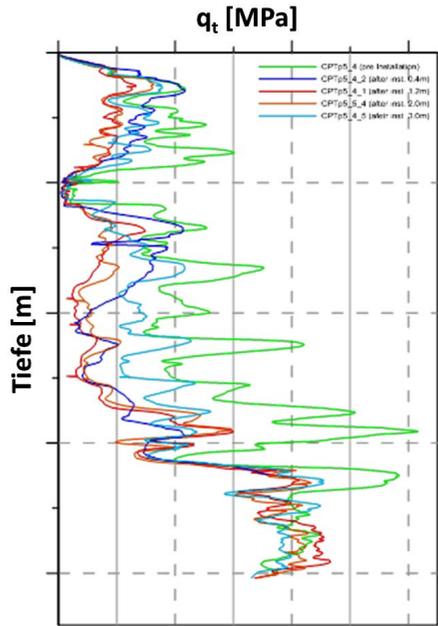
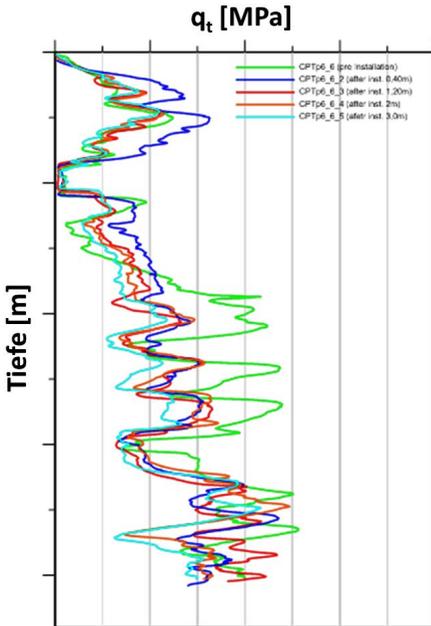


Abbildung 10 CPT Verläufe vor (grün) und nach der Pfahlrammung

Abbildung 11 CPT Verläufe vor (grün) und nach der Pfahlvibration

- Die Ergebnisse zeigen einen Verlust an CPT-Spitzenwiderstand für beide Installationsmethoden nach dem Installationsereignis.
- Heterogenitäten im q_t - Verlauf entlang der Pfahlachse und q_t -Spitzen werden abgebaut und gleichmäßig.
- Der Rückgang des Spitzenwiderstandes ist für die Vibrationsrammung ausgeprägter als für die Schlagrammung
- Hinsichtlich der Einflussbreite der installationsbedingten Veränderungen im Eindringwiderstand, ist zu konstatieren, dass diese bei den vibrierten Pfähle schneller abklingen als bei schlaggerammten Pfählen.
- Im oberen Drittel der geschlagenen Pfähle ist im Pfahlnahbereich teilweise eine Verdichtung der Sande zu erkennen, welche mit der radialen Entfernung abnimmt

Die Verluste an CPT-Spitzenwiderstand sind mit einer Verringerung an Lagerungsdichte, d.h. *Bodenauflockerung* assoziiert. Die Vergleichmäßigung des Spitzendruckverlaufes spricht für Bodenbewegungen entlang des Pfahlmantels.

[RODGER, LITTLEJOHN, 1980] konstatieren für die verschiedensten Installationsszenarien der Vibrationsrammung immer *Verdichtung* des Bodens (Compaction bzw. sogenannte „Impactation“) am Pfahlmantel, deren Ausprägung von den Beschleunigungswerten a und der Ausgangslagerungsdichte D_r des Bodens abhängig ist. Es wird aber auch erklärt, dass die Verdichtung des Bodens unter dem Pfahlfuß zu einem Nachrutschen aus oberen Bereichen führen kann. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zeigt in der Nähe des Fußbereiches z.T. höhere Spitzenwiderstände nach dem Einvibrieren.

[GRABE, MAHUTKA, 2005] sehen ebenso Verdichtung am Pfahlmantel in ihren Simulationsrechnungen, die sich aus der Umsetzung des implementierten Stoffgesetzes ergibt, in der das granulare Medium auf Anregung mit Verdichtung reagiert. Einsenkungen am Pfahl an der Oberfläche stellen ebenso ein wichtiges Berechnungsergebnis dar.

4.2 Boden-Widerstände am Rammpfahl

Mit Hilfe von CAPWAP können aus den dynamischen Pfahlmessungen nicht allein Gesamt-Pfahlwiderstände, sondern ebenfalls die Verteilung der Mantelreibung am Pfahlmantel berechnet werden. Abbildung 12 zeigt die Ergebnisse zweiter Tests nach Installation (nach 4 Stunden und 13 Tagen), die einen Festwachseffekt sichtbar machen und die Ergebnisse einer CPT-basierten Pfahlbemessung (NGI- Methode), die die Pfahltragfähigkeit 100 Tage nach Installationsende darstellt. Die Rechenwerte überschreiten die CAPWAP-Ergebnisse, die auf den Messdaten basieren, z. T. deutlich.

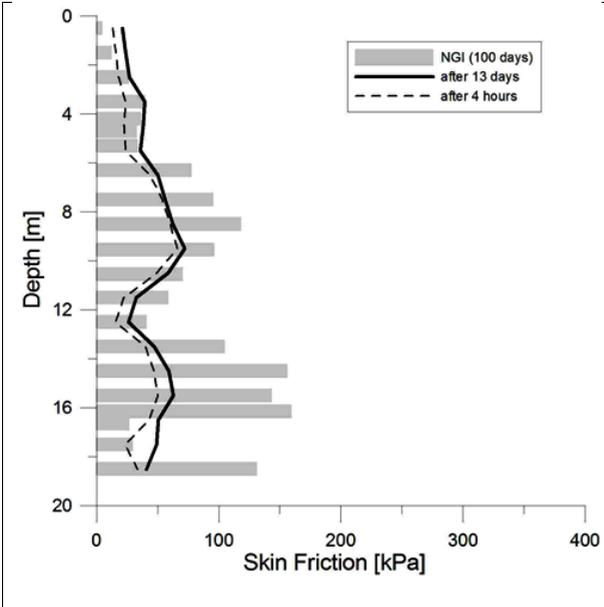


Abbildung 12 Mantelreibungverteilung am Rammpfahl

Abbildung 13 zeigt die Gesamtwiderstände aus CAPWAP und CPT-basierter Bemessung. 15 MN bis 17 MN nach 12 bzw. 13 Tagen stellen die Ergebnisse dar, die sich aus den dynamischen Pfahlprobelastungen ergeben. Die berechneten Pfahltragfähigkeiten nach CPT-basierter Bemessung werden nach diesem Zeitraum noch nicht erreicht. Restriktionstests nach 100 Tagen würden einen unmittelbaren Vergleich erlauben.

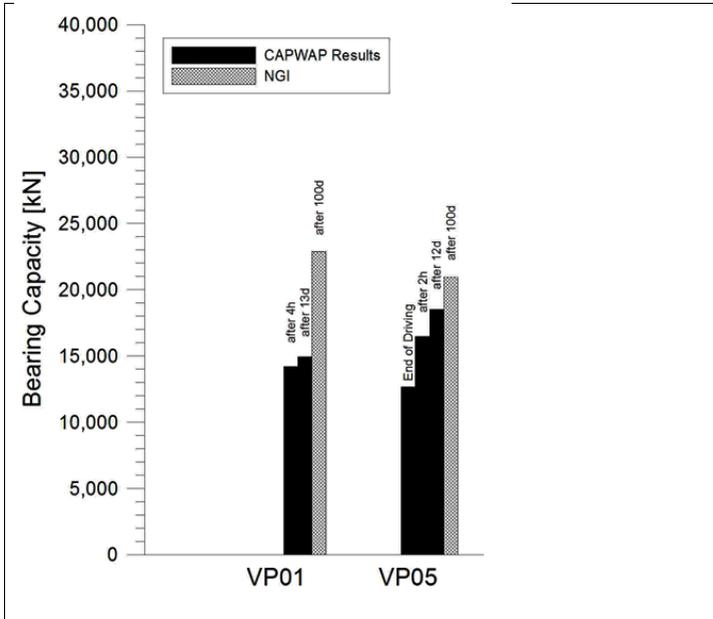


Abbildung 13 Tragfähigkeiten der Rammpfähle

4.3 Boden-Widerstände am Vibrationspfahl

Für die Vibrationsparameter kann in Auswertung der Resultate zusammengefasst werden, dass:

- Die Vibrationsfrequenz f : ca. 22 Hz beträgt (Abbildung 7)
- Beschleunigungen a sich zwischen 0,6 g und 1 g bewegen (**Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**)
- Eingeleitete Kraft- Amplituden F bis 8 MN erreicht und
- Verschiebungsamplituden A von max. 7 mm berechnet werden.

Die Gesamtdauer des Installationsereignisses „2. Installationsabschnitt“ beträgt ca. 90 s (!) für ca. 10 m Pfahl-Eindringung. Der mittlere Penetrationsfortschritt im Zyklus liegt bei 5 mm und erreicht max. 8 mm. Der Prozess verlief relativ homogen vom Krafteintrag her, s. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** und wurde zur abschnittweisen Integration in 13 Intervalle unterschiedlicher Länge unterteilt.

Bewertend kann angeführt werden, dass Kraftamplituden von 8 MN erreicht werden, bei maximal möglicher Schubkraft von 10 MN nach Herstellerangaben. Die gemessenen Beschleunigungswerte sind relativ gering in Bezug auf die Fluidisierung des Bodens, sie erreichen den Schwellwert, ab dem ein exponentieller Abfall der Mantelreibung beginnt.

Die gemessene Frequenz entspricht den Vorschlägen für Feinsand [RODGER, LITTLEJOHN, 1980]. Die Dehnungsmessungen sind auch für die Vibro-Rammung hinsichtlich der Krafterleitungen auswertbar – die Frequenz ist so niedrig, dass keine Interferenzen auftreten. Die aus den Bewegungsdaten abgeleitete Verschiebung A ist relativ gering.

Aufgenommen wurden über DMS die Dehnungswerte, aus denen die Kraft abgeleitet wird, und Beschleunigungen a, die die Pfahlperformance beschreiben. Für die a- Werte gilt, dass ihre Unterschätzung zu einer Überschätzung des Eindringwiderstandes führt, da

- a) Die Bodenverflüssigung beschleunigungsabhängig ist und
- b) Bei Umsetzung des Rigid body approaches die Kraft, die zur Pfahlbeschleunigung nötig ist, unterschätzt wird und damit die Differenz zur eingeleiteten Kraft, die dem Bodenwiderstand entspricht, überschätzt wird.

Die Beschleunigungsabhängigkeit der Bodenverflüssigung kann auch so verstanden werden, dass der Pfahl unter Vibrationslast hohe Beschleunigungswerte erreicht, weil auf Grund der Fluidisierung der Bodenwiderstand gering ist.

Für die abgeleiteten Kraftwerte gilt: Im Vergleich zu den Beschleunigungsmessungen wird eine Bewertung der Bodenantwort möglich. Außerdem können aus den eingeleiteten Kräften die Spannungen im Pfahl während der Vibration abgeleitet werden: Im vorliegenden Fall sind das maximal 13 N/mm², was einem Spannungsniveau von unter 5 % entspricht.

Der abgeleitete Bodenwiderstand beträgt nach dem Rigid body approach, aber unter Berücksichtigung der Phasenverschiebung, für das Maximum der Krafterleitung 6,9 MN: Das entspricht 88% der eingeleiteten Kraft. Dieses Verhältnis verändert sich im Verlauf des Zyklus leicht, liegt um die 80%. Aus dem in [RODGER, LITTLEJOHN, 1980] vorgestellten Ansatz des exponentiellen Verlustes an Scherfestigkeit/ Mantelreibung allein kann der Unterschied zwischen dem Vibrationseindringwiderstand und Widerstand bei Schlagrammung nicht erklärt werden.

5 Konklusion und Ausblick

Die schnelle Pfahl-Eindringung bei Vibrationsinstallation war das zentrale Ergebnis des Vergleichs der Installationsmethoden. Das wurde erreicht, obwohl die Messwerte relativ geringe Beschleunigungen ergaben, die in der Literatur als wirksam für Bodenverflüssigung und damit den Mantelreibungsverlust während der Installation angegeben werden.

Zentrales Ergebnis der umfangreichen Drucksondierungen am Standort war die Identifikation der Auflockerungen im Pfahlnahbereich nach der Installation.

Weitere Beobachtungen in Form von Drucksondierungen sind ebenso wie spätere Restriktions-Tests vonnöten, um Verdichtungen und Festwachseffekte nachzuweisen.

Literatur

Cudmani, R.: Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden. *Dissertation, IBF, Universität Karlsruhe, Heft 152 (2001).*

Grabe J., Mahutka K.-P.: Finite-Elemente-Analyse zur Vibrationsrammung von Pfählen, *Bautechnik 82 (2005), Heft 9, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin* -

Kempfert, H. G., Smolczyk, Pfahlgründungen. *Grundbau-Taschenbuch - Teil 3: Gründungen. (2001). Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften.*

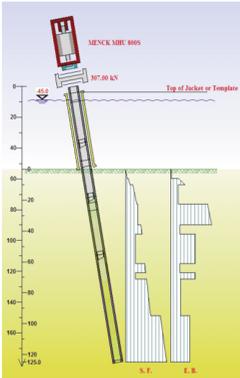
Rodger, A. A., Littlejohn, G. S.: A study of vibratory driving in granular soils. *Géotechnique, 30 (1980), pp. 269–293.*

Autoren

Dipl.-Ing. Jan Hebig	jan.hebig@iwes.fraunhofer.de
Fraunhofer Institute for Wind Energy and Energy System Technology, IWES	
Am Fallturm 5, 28359 Bremen, Germany	Telephone: +49 421 218 65804
Dipl.-Ing. Benjamin Ossig	benjamin.ossig@geo-engineering.org
Geo-Engineering.org GmbH	
Geschwister-Scholl-Str. 10, 28832 Achim, Deutschland	Telephone: +49 421 69 69 77 7

Offshore – Rammpfähle

Tragfähigkeitsnachweis nach EC7 - Dynamische Probelastung



Konzept · Rammpfahle · Durchführung · Beratung
GRLWEAP® · Pile Driving Analyzer® · CAPWAP®

Onshore – Prüfungen von Pfählen aller Art

Ramm- u. Bohrpfähle · Stahl- u. Betonpfähle
duktile Rammpfähle · Holzpfähle · Spundwandbohlen

Integritätsprüfung von Pfählen

PIT - Hammerschlag · CHA - Ultraschall · TIP - Temperatur

Erschütterungsüberwachung

DIN 4150 Teil 2 und 3 - empfindliche Anlagen
Sonderprobleme der Baudynamik

Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.

Thermal Integrity Profiling – ein neues Verfahren zur Integritätsprüfung von Ortbetonpfählen

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller, Dipl.-Ing. Christian Mayer, Dr.-Ing. Matthias Schallert

GSP mbH, Mannheim / Germany

Abstract

Ortbetonpfähle werden bei bestimmten Bodenverhältnissen häufig als die bevorzugte Tiefgründungsvariante ausgeführt. Optimierte Herstellungsverfahren ermöglichen auch für große geometrische Abmessungen immer kürzere Installationszeiten. Neben der herstellungsbegleitenden Qualitätssicherung kommen im weiteren Bauablauf immer öfter Integritätsprüfungen nach der Herstellung zum Einsatz.

Die herkömmlichen Verfahren der Pfahlintegritätsprüfung erfolgen einerseits nach der Erhärtung des Betons und haben andererseits Einschränkungen z.B. bei der Bewertung der Betonqualität im unteren Pfahlsegment bei großer Pfahllänge (Hammerschlagmethode) oder im Pfahlquerschnitt außerhalb des Bewehrungskorbes (Ultraschallmessung).

Beim Thermal Integrity Profiling - TIP - wird die Verteilung der Abbindewärme beim Aushärten des Betons genutzt, um die Betonqualität über den gesamten Querschnitt und über die gesamte Pfahllänge frühzeitig zu bewerten. Eine gleichmäßige Temperaturverteilung zeigt eine gleichmäßige Umschließung des Sensors mit Beton an. Niedrigere Temperaturen sind Hinweise auf z. B. Einschlüsse, Risse oder geringere Betonqualität.

Eine erste erfolgreiche Erprobung dieses Messsystems in Deutschland konnte 2015 ausgeführt werden. Im Beitrag werden das Verfahren sowie die Ergebnisse dieses Beispiels erläutert und Vergleiche zu internationalen Anwendungen gegeben.

1. Einleitung

Mit dem Thermal Integrity Profiler steht jetzt eine Messtechnik zur Verfügung, die es erlaubt, die Qualität und die gleichmäßige Ausbreitung des Betons (Überdeckung der Bewehrung) direkt nach dem Betonieren nachzuweisen. Das Verfahren ist nicht nur auf

frei stehende Ortbetonpfähle anwendbar sondern eignet sich auch für Bohrspahlwände und Schlitzwände. Je nach der Möglichkeit, Sensoren einzubauen, können auch HDI-Körper, Dichtwände oder Baugrubensohlen überprüft werden [ASTM D7949].

Low-Strain-Integritätsprüfung (auch Hammerschlagmethode) und Ultraschallprüfung (Cross Hole Sonic Logging) sind eingeführte Verfahren zur Qualitätsprüfung von Ortbetonpfählen. Jedes Verfahren hat seine speziellen Leistungsbereiche und Anwendungsmöglichkeiten (siehe Abb. 1).

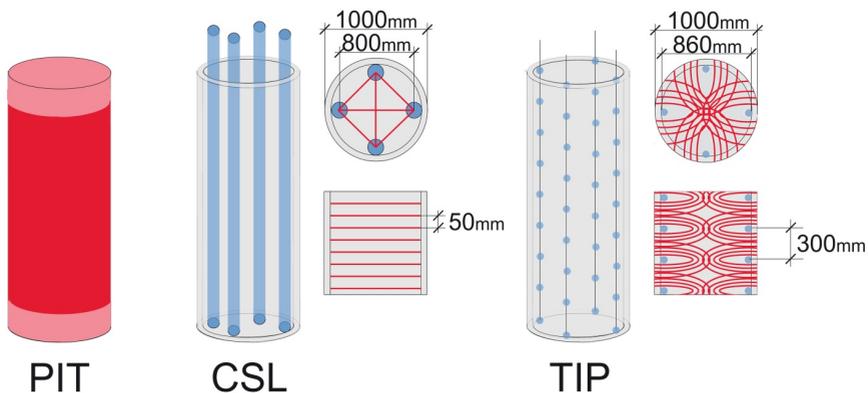


Abbildung 1: Pfahlabschnitte, die von der Messung sicher erfasst werden, links: Low-Strain-Integritätsprüfung (Hammerschlagmethode – PIT), mitte: Ultraschallprüfung (Cross-Hole-Sonic Logging – CSL), rechts: Thermal Integrity Profiling (TIP)

Mit der **Low-Strain-Integritätsprüfung** [EA-PFÄHLE 2012, KAPITEL 12.2], dem am leichtesten einsetzbaren Verfahren, werden Hinweise auf wesentliche Abweichungen von den planmäßigen Eigenschaften (z.B. E-Modul, Dichte, Querschnittsfläche, Länge) bestimmt. Es wird das ganze Pfahlvolumen erfasst. Die Genauigkeit, mit der Abweichungen von der planmäßigen Pfahlform bestimmt werden kann, ermöglicht die Einteilung der Pfähle in 3 Klassen: gut, geringe Abweichung, schlecht. Der bevorzugte Anwendungsbereich betrifft Ortbetonpfähle in Lockerboden bis 15 m Länge bzw. ein Verhältnis Länge / Durchmesser < 30. Eine ausführliche Beschreibung ist u.a. in [KIRSCH U. KLINGMÜLLER 2003] zu finden.

Bei anderen Pfahltypen oder größeren Pfahllängen, bei Einbindung in bindigen Boden oder Festgestein, ist die Aussagekraft zunehmend von den tatsächlichen Gegebenheiten abhängig. Die Beurteilung von Fehlern im Pfahlkopf- oder Pfahlfußbereich bedarf besonderer Prüfmethodik und/oder fortgeschrittener Auswertungsmethoden (signal matching, Modellbildung).

Mit der **Ultraschallprüfung** [EA-PFÄHLE 2012, KAPITEL 12.3] wird die Homogenität des Betons im Inneren des Bewehrungskorbes festgestellt. Durch die Messung der Laufzeit der Ultraschallwellen auf einer Strecke zwischen Sender und Empfänger kann eine Bewertung vorgenommen werden. Da der Beton im Innern des Bewehrungskorbes und nur auf den Messstrecken zwischen den Messrohren erfasst wird, wird von der Homogenität des gemessenen Betons auf den gesamten Pfahlbeton geschlossen. Der bevorzugte Anwendungsbereich betrifft Ortbetonpfähle mit einem Durchmesser ab ca. 1m. Üblich ist, die Messung in 5 cm Abständen entlang der Pfahlachse durchzuführen. Die Aussage in Bezug auf die Ausdehnung von Fehlern in Richtung der Pfahlachse ist differenzierter als bei der Hammerschlagmethode. In EA-Pfähe ist gezeigt, wie aus den Messungen in einem Querschnitt ein Bewertungsparameter für diesen Querschnitt bestimmt werden kann. Eine mögliche Minderung der inneren Tragfähigkeit lässt sich so ingenieurmäßig abschätzen. Da die Messrohre von OK-Bewehrung bis UK-Bewehrung geführt werden, werden auch der Pfahlkopfbereich und der Pfahlfußbereich erfasst.

Eine Gegenüberstellung beider Methoden ist in [KLINGMÜLLER ET AL. 2005] gegeben.

Mit dem **Thermal Integrity Profiler** steht jetzt eine Messtechnik zur Verfügung, die es erlaubt, die Betonqualität direkt nach dem Betonieren nachzuweisen. Wie die schematische Skizze (Abb. 1) zeigt, wird durch die Temperaturmessung der Pfahlbeton nahezu vollständig, insbesondere auch der Bereich außerhalb des Bewehrungskorbes erfasst, d.h. es wird eine gleichmäßige Betonüberdeckung nachgewiesen.

Das Verfahren ist nicht nur auf frei stehende Ortbetonpfähle anwendbar sondern eignet sich auch für Bohrpfahlwände und Schlitzwände. Es können auch alle Arten von Verpresskörpern auf Zementbasis untersucht werden.

2. Grundlagen

Bei diesem Verfahren wird die Temperaturentwicklung des Betons beim Aushärten (Hydratation) gemessen. Aus einem gleichmäßigen Anstieg der Abbindewärme wird auf die Gleichmäßigkeit der Betonqualität über die gesamte Pfahl­länge und auf die Regelmäßigkeit der Pfahlform geschlossen.

Ausgangspunkt ist die Annahme, dass beim Abbindevorgang die Temperatur ansteigt. Dieser Anstieg ist im Innern des Pfahls deutlicher als am Rand. Die Temperatur an einer Messposition im Pfahl ist proportional zum Pfahldurchmesser (bzw. Abstand zum umgebenden Boden, Abb. 2). Werden Temperatursensoren im gleichen Abstand von der Pfahlmitte, z.B. am Bewehrungskorb, montiert, sollten alle einen gleichmäßigen Anstieg (und gegebenenfalls Abfall) anzeigen.

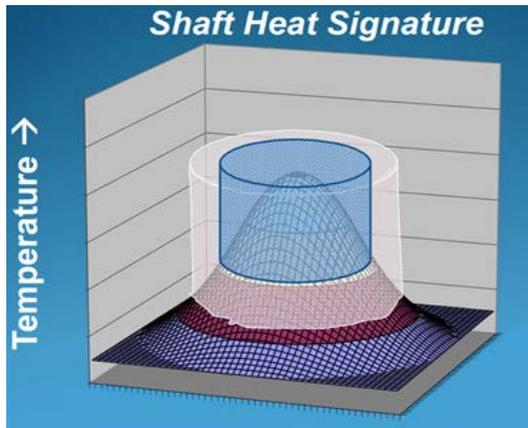


Abbildung 2: Temperaturprofil im Pfahlquerschnitt, [LIKINS, RAUSCHE, MULLINS 2012]

Wird von einem Sensor eine geringere Temperatur gemessen, ist anzunehmen, dass in einem bestimmten Bereich in dessen Umgebung die Betonqualität, bzw. der Zementgehalt, abweicht (siehe Abb. 3) oder der Abstand zum umgebenden Boden geringer ist (z. B. Einschnürungen, Luft- oder Bodeneinschlüsse im Beton, Risse). Es kann davon ausgegangen werden, dass der Sensor/Messdraht nicht gleichmäßig von Beton umschlossen ist. Pfahlabschnitte mit Ausbauchungen (größere Querschnittsfläche) können somit durch höhere Temperaturen erkannt werden.

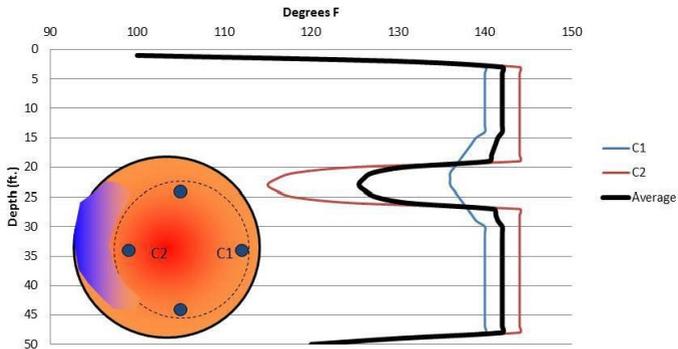


Abbildung 3: Pfahldefekt nahe Thermal Wire C2, [SELOUNTOU 2013]

3. Durchführung der Messung und Vorteile des Verfahrens

Die Temperaturmessung erfolgt entweder mit Messsonden, die durch eingebaute Rohre im Pfahl eingesetzt werden (Abb. 4), oder mit Messdrähten, die mit der Bewehrung eingebaut und während des Abbindevorganges durch eine Steuereinheit (Datenlogger) abgetastet werden (Abb. 5).

Die Sensoren der Messsonden nutzen Infrarottechnik und werden in die Messrohre, eingeführt, um die Temperatur über die Pfahlänge zu messen. Jede Sonde enthält 4 Sensoren, um die Durchschnittstemperatur je Messort mit einer Genauigkeit von $\pm 1^{\circ}\text{C}$ aufzunehmen. Der Messort entlang der Pfahlänge wird durch eine gesonderte Messung elektronisch erfasst.

Bei Verwendung der thermischen Messdrähte (Thermal Wire[®]), die mit individuellen MEMS arbeiten, wird die Temperaturentwicklung in wählbaren Zeitintervallen (z.B. alle 15 Minuten) durch die Prozessoreinheit kontinuierlich erfasst. Die Temperatursensoren (Genauigkeit von $\pm 1^{\circ}\text{C}$) sind in definiertem Abstand zueinander in bekannter Tiefe unterhalb der Oberkante des Gründungselements angeordnet.

Bei beiden Methoden, Sonden in Messrohren oder thermische Messdrähte, wird empfohlen, eine gerade Anzahl im Querschnitt anzuordnen. Bei einem Pfahldurchmesser von z.B. 1m sollten 4 Rohre oder Messdrähte angeordnet werden.



Abbildung 4: Thermal Integrity Profiler TIP (links) mit Messsonde (rechts)



Abbildung 5: Thermal Wire® an der Bewehrung

Die Messung sollte zum Zeitpunkt der höchsten Temperatur im Beton, d.h. wenn der Temperaturunterschied zum umgebenden Boden am größten ist, durchgeführt werden und erfolgt abhängig von den örtlichen Gegebenheiten ca. 12 - 48 Stunden nach Herstellung. Eine gleichmäßige Temperaturverteilung im Beton zeigt eine gleichmäßige Umschließung des Messrohres bzw. des Messdrahtes mit Beton an.

Es kann so auch festgestellt werden, ob beim Betonieren eventuell Abweichungen in der Betondeckung aufgetreten sind oder der Bewehrungskorb ausmittig oder nicht axial angeordnet ist (siehe Abb. 2 und 3).

Die Temperaturen werden durch die an der Bewehrung montierten TAP-Einheiten (Thermal Acquisition Port, Datenlogger) erfasst und können zu jedem beliebigen Zeitpunkt

zur Auswertung in ein Messgerät TIP (Thermal Integrity Profiler) mit einem Bildschirm und Auswertesoftware übertragen werden. Auf diesem Bildschirm kann bereits die Temperaturentwicklung und -verteilung angezeigt werden.

Während der Messung erhält der Ingenieur die Temperaturverläufe über die Pfahlänge und dadurch sofort Hinweise auf evtl. vorhandene wesentliche Mängel (Abb. 6).

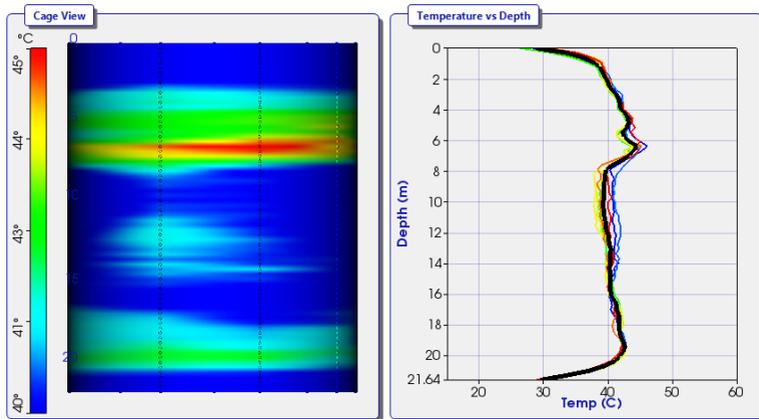


Abbildung 6: Temperaturverlauf über die Pfahlänge

Weitergehende Analysen durch Modellierung der Temperaturentwicklung und deren Ausbreitung auf Basis der gemessenen Temperaturen, der Bodenart, der klimatischen Bedingungen und der thermischen Eigenschaften des verwendeten Betons ermöglichen eine dreidimensionale Darstellung eines Temperaturprofils des untersuchten Pfahls und zweidimensionale Quer- und Längsschnitte in bestimmter Tiefe bzw. radialer Orientierung (siehe Abb. 7).

Das Verfahren wurde in den USA und Kanada sowie auf mehreren Großbaustellen in Großbritannien eingesetzt. Prototypische Anwendungen gab es auch in der Schweiz. In Deutschland wurden im vergangenen Jahr erste Erfahrungen gewonnen.

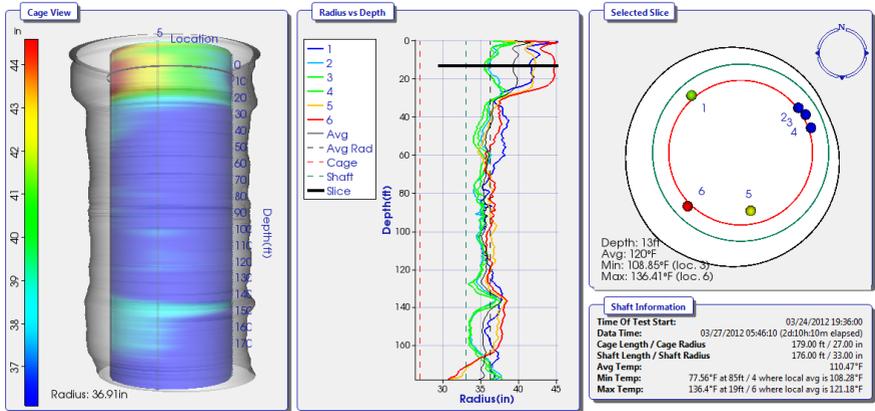


Abbildung 7: Visualisierung der Temperaturmessung

4. Anwendungsbeispiele

4.1 Test Fundamentplatte

Für die Vorbereitung der Anwendung dieser Messtechnik für Pfähle in Deutschland wurden als erstes Versuchsprojekt Thermodrähte in eine Bodenplatte eingebaut, die im Rahmen des Forschungsprojektes REFUND, ein Projekt im Rahmen der Forschungsinitiative Zukunft Bau, auf dem Testgelände der BAM in Horstwalde betoniert wurde.

Im Randbereich der Fundamentplatte wurden 3 Thermal Wire® in verschiedenen Höhenlagen eingebaut (Abb. 8).

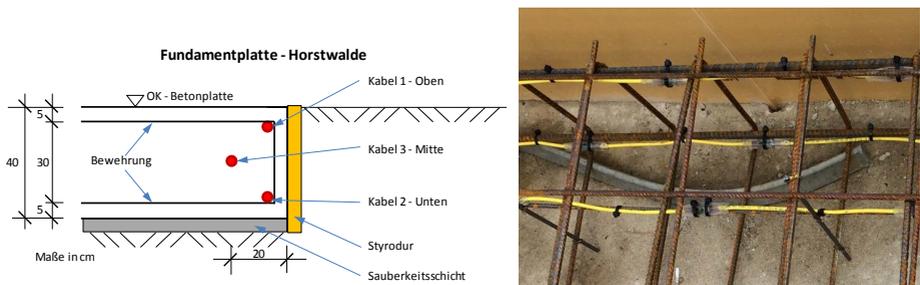


Abbildung 8: Anordnung von Thermo-Wire® in Fundamentplatte

Da die Messung an heißen Sommertagen vorgenommen wurde, zeigt sich aufgrund der großen freiliegenden Oberfläche der Fundamentplatte ein deutlicher Einfluss der Außentemperaturen (Abb.9). Besonders deutlich zeichnet sich diese Beeinflussung im oberflächennahen Sensorkabel (blaue Kurve - Nr.1, Abb.9) ab.

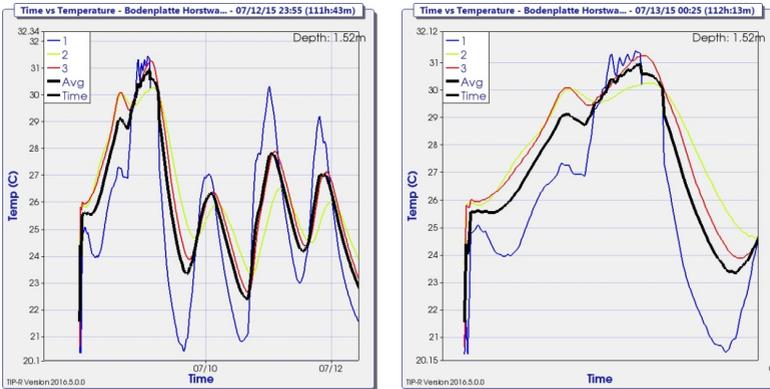


Abbildung 9: Anordnung von Thermo-Wire® in Fundamentplatte

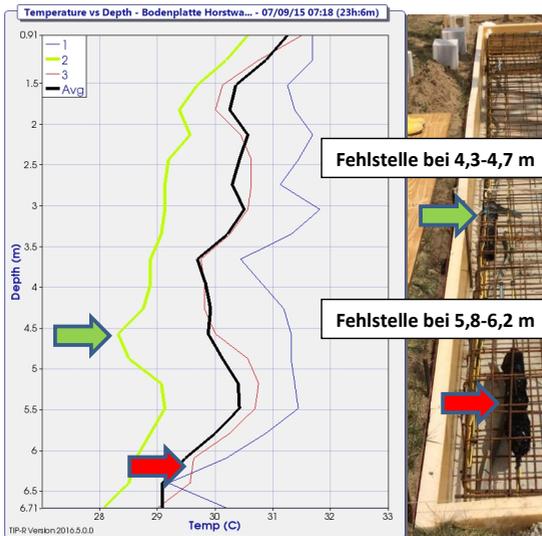


Abbildung 10: Temperaturverläufe in der Bodenplatte, Fehlstellen

Abb. 10 zeigt die gemessenen Temperaturzeitverläufe der 3 thermischen Messdrähte (1: oben, 2: unten, 3: mittig). Der Vergleich der Sensoren zu gleichem Zeitpunkt lässt aus dem Unterschied in der Entwicklung der Abbindewärme über den gewählten Messzeitraum von 4 Tagen eine Interpretation zu.

Neben der reinen Erfassung der Temperaturentwicklungen wurden im Bereich der Sensorkabel Fehlstellen eingebaut. Bei dem unteren Kabelstrang (Nr. 2) wurde eine Fehlstelle im Bereich von 4,3 – 4,7 m und beim mittleren Kabel im Bereich von 5,8-6,2 m angeordnet.

Der Einfluss der Fehlstelle, die in die Bodenplatte im Bereich von 4,3 - 4,7 m um das untere Sensorkabel (Nr. 2, grüne Kurve in Abb.10) eingebaut war, ist deutlich zu erkennen. Der Bereich der 2. Fehlstelle um das mittlere Sensorkabel Nr. 2 wird durch die schnellere Temperaturabnahme am Plattenrand sowie durch die Außentemperatur stark beeinflusst und zeichnet sich deswegen nicht so deutlich ab.

4.2 Einsatz bei Bohrpfählen

Bei einem zweiten Anwendungsbeispiel konnte diese Technik das 1. Mal erfolgreich bei Ortbetonpfählen in Deutschland eingesetzt werden. Es wurden Messungen an 3 Schneckenbohrpfählen auf einer Baustelle in Mannheim ausgeführt (Abb. 11).

Bei diesem Pfahlssystem wird die Bewehrung vor dem Betonieren über das innere Seelenrohr eingebracht. Die Bauwerkspfähle haben eine planmäßige Länge von ca. 19 m und einen Durchmesser von 65 cm und sind durchgehend bewehrt. Der Korbdurchmesser beträgt ca. 35 cm und die Korblänge ca. 19,4 m. Da die Bewehrung aus einem Korbstück bestand, konnten die jeweils 2 thermischen Messdrähte vor der Betonage vollständig eingebaut werden (Abb. 12).

Die Temperaturmessungen wurden direkt nach dem Betonieren begonnen und über einen längeren Zeitraum von bis zu 100 Stunden kontinuierlich im Takt von 15 Minuten mit den TAPs fortgeführt. Die Erfassung des Datenvolumens über diese lange Zeitspanne sowie die Stromversorgung über die Akkus der TAPs war problemlos möglich. Es wurden Zwischenauslesungen der Daten auf den TIP durchgeführt ohne die laufende Messung zu beeinflussen. Dadurch konnten frühzeitig relevante Informationen über die Pfahlbeschaffenheit gewonnen werden.



Abbildung 11: Pfahlbaustelle in Mannheim

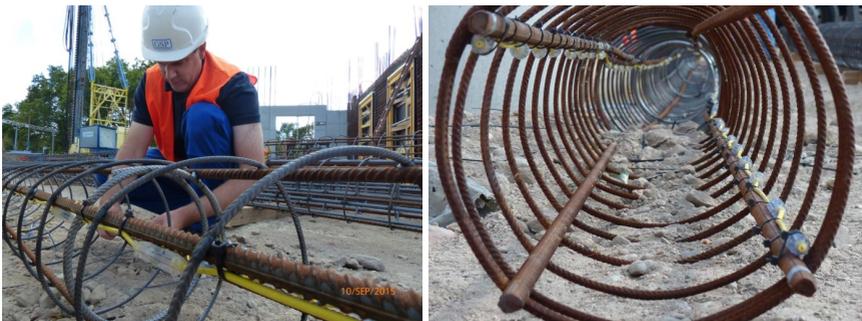


Abbildung 12: Thermische Messdrähte am Bewehrungskorb

Für alle Pfähle zeigte sich eine gleichmäßige Temperaturentwicklung. Der Maximalwert der Hydratationswärme zeigte sich bereits nach ca. 15 Stunden. Über die Pfahltiefe lag das Maximum bei ca. 1-2 m unter Pfahlkopf.



Abbildung 13: Messwerterfassung über TAPs, Auslesung der Messdaten mit TIP

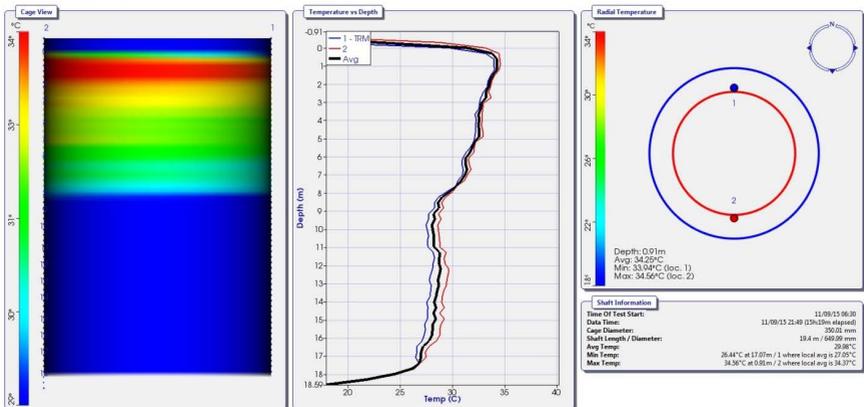


Abbildung 14: Temperaturverläufe über Pfahlänge und Radius

Unter Berücksichtigung weiterer Angaben über das tatsächliche Betonvolumen und die Betonrezeptur kann in einer erweiterten Auswertung die Betondeckung über die Pfahltiefe überprüft werden (Abb. 15). In Ergänzung und für eine anschauliche Darstellung kann die Bodenschichtung berücksichtigt werden.

Zum Vergleich der thermischen Integritätsprüfungen wurden an den Test-Pfählen auch Low-Strain-Integritätsprüfungen durchgeführt. In Abb. 16 ist der Geschwindigkeits-Zeitverlauf des Test-Pfahles dargestellt, der zuvor mit der TIP-Reporter-Software ausgewertet wurde.

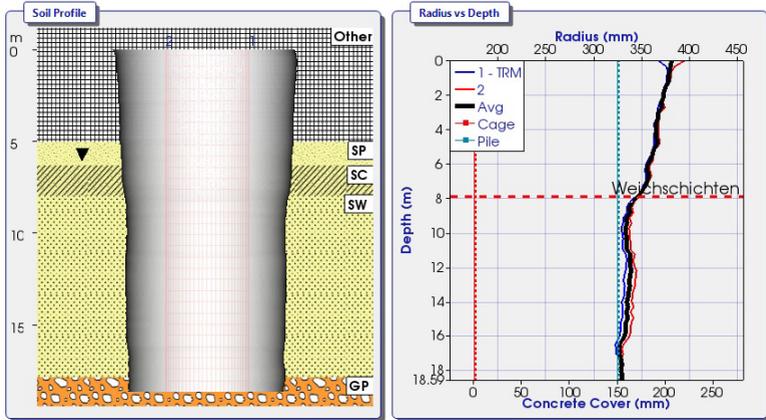


Abbildung 15: Visualisierung der Betondeckung mit Bodenschichtung

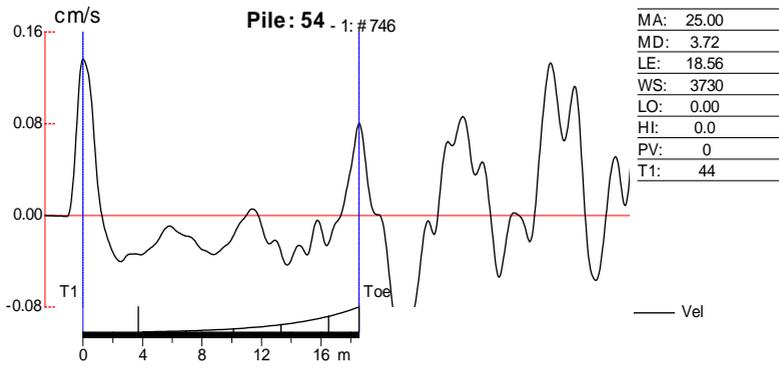


Abbildung 16: Signalverlauf der Low-Strain-Integritätsprüfung

Die Querschnittsaufweitungen in den oberen Weichschichten (Auffüllung, Ton) können durch die Hammerschlagmethode bestätigt werden. Es zeigt sich hier auch durch die Informationen der thermischen Integritätsprüfung, dass die Impedanzzunahmen im tieferen Bereich ab 12 m Tiefe auf eine größere Bodendämpfung zurückzuführen sind.

4.3 Anwendungen im Ausland

Die TIP-Methode wurde ursprünglich an der University of South Florida entwickelt [MULLINS ET AL. 2007, 2010], von Pile Dynamics, Inc. weiterentwickelt und steht nun als ausgereiftes System zur Verfügung, das bereits seit einigen Jahren erfolgreich in den USA und zunehmend auch in Europa eingesetzt wird.

In [PISCSALKO ET AL. 2015] sind eine Reihe von Ergebnissen der TIP-Anwendung gegeben, die sowohl lokale Fehlstellen im Pfahlbeton als auch Lageabweichungen der Bewehrung zeigen. Aus den gegebenen Fallbeispielen wurde gefolgert, dass Fehlstellen, die eine größere Fläche des Querschnitts als 10% annehmen, sicher erkannt werden, wenn im Querschnitt mehrere Temperaturmessungen durchgeführt werden. Es wird empfohlen je ca. 30 cm Pfahldurchmesser einen thermischen Messdraht bzw. ein Messrohr zu installieren. Fehlstellen, die kleiner als 10% der Querschnittsfläche einnehmen, können ggfs. vom nächstgelegenen Sensor noch erkannt werden. Darüber hinaus beschreiben die Autoren, dass insbesondere bei Schneckenbohrpfählen mit unregelmäßigem Querschnitt und großem L/D Verhältnis die Aussagemöglichkeiten der Hammerschlagmethode eingeschränkt sind, was durch Überlagerungen von Wellenanteilen, die an Ausbauchungen und Einschnürungen reflektiert werden, begründet ist. Weiterhin ist eine Pfahlfußreflexion in solchen Fällen oft nicht eindeutig interpretierbar. In einem Vergleich beider Methoden wird gezeigt, dass die TIP-Messung an Pfählen mit 45 cm Durchmesser (Länge / Durchmesser ca. 50) die mangelfreie Pfahlbeschaffenheit nachweisen konnte, während die PIT-Messung nicht eindeutig interpretiert werden konnte. Es wurden 221 von 444 Pfählen der Baustelle mit thermischen Messdrähten ausgestattet [BECKER ET AL. 2015].

An einem Großbohrpfahl mit einer Länge von 30 m und 1,5 m Durchmesser, in den 4 thermische Messdrähte am Bewehrungskorb installiert wurden, zeigen die Autoren [PISCSALKO ET AL. 2015] einen Vergleich aller 3 hier behandelten Methoden der Integritätsprüfung (Abb. 17). In dem beschriebenen Fall war der Beton in geringer Tiefe unter dem Pfahlkopf außerhalb der Bewehrung vollständig aufgelöst (siehe Abb. 17). Da der Defekt direkt unter dem Pfahlkopf auftrat, wurde er durch die einfache Low-Strain-Integritätsprüfung nicht angezeigt. Auch durch die Ultraschallprüfung konnte der Defekt nicht bestimmt werden, da der Fehler außerhalb des Bewehrungskorbes lag.

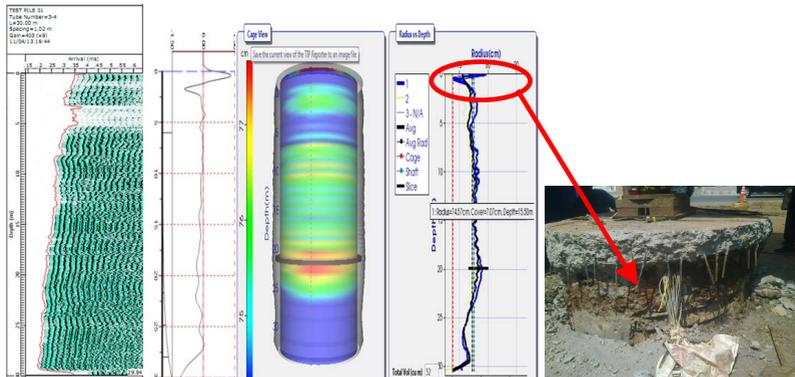


Abbildung 17: Vergleich von CSL, PIT und TIP, freigelegter Pfahlkopf (rechts)

[PISCALCO ET AL. 2015]

Weitere Anwendungsbeispiele sind ausführlich z.B. in [MULLINS 2010; LIKINS U. MULLINS 2011; SELLOUNTOU ET AL. 2013 UND BECKER ET AL. 2015] beschrieben, anhand deren Ergebnisse die in diesem Beitrag getroffenen Schlussfolgerungen untermauert werden.

5. Zusammenfassung, Ausblick und Danksagung

Erste erfolgreiche Anwendungen in Deutschland zeigten, dass im Bereich der Integritätsprüfung von Pfählen zwei Lücken geschlossen werden konnten, zum einen eine Überprüfung der Betondeckung und zum anderen die frühzeitige Verfügbarkeit der Informationen über die Pfahlbeschaffenheit noch bevor der Pfahlbeton erhärtet ist und belastet werden kann. Wenn ausreichend Erfahrungen vorliegen und Bewertungskriterien wie für die Low-Strain-Integritätsprüfung und die Ultraschallprüfung entwickelt wurden, kann in einem nächsten Schritt auch die Aufnahme in die Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle erfolgen.

Messungen der Abbindewärme können aber auch bei anderen Bauwerken, z.B. Bohrpfahlwänden, Schlitzwänden und Verpresskörpern aller Art eine wesentliche Ergänzung der Qualitätssicherung darstellen. Während Messtechnik und Auswertung als bekannt vorausgesetzt werden können, ist hinsichtlich der Montage der thermischen Messdrähte, insbesondere bei Bauteilen, die von der Oberfläche nicht direkt zugänglich sind, noch Entwicklungsbedarf gegeben.



Abbildung 18: Erfolgreiche TIP-Messungen in Mannheim

Wir bedanken uns bei der Firma Kurt Fredrich Spezialtiefbau GmbH für die tatkräftige Unterstützung und Zusammenarbeit auf der Baustelle, bei David Burell von PDI, Cleveland, für die Unterstützung beim ersten Einbau der thermischen Messdrähte und bei Winfried Herold, ehemals Betonlabor Bilfinger+Berger, Wiesbaden, für die Unterstützung im betontechnologischen Bereich.

Literatur

ASTM D7949-14: Standard Test Methods for Thermal Integrity Profiling of Concrete Deep Foundations, 2014.

Becker, M. L.; Coleman, T. L.; Belardo, D. S.: Thermal Integrity Profiling of ACIP Piles, *Proc. of the Intern. Foundation Congress and Equipment Expo, San Antonio, Texas, USA, 2015.*

Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle): Hrsg. Arbeitskreis „Pfähle“ der DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, (2012).

Kirsch, F.; Klingmüller, O.: Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahlintegritätsprüfung in Deutschland – Ein Bericht aus dem Unterausschuss 'Dynamische Pfahlprüfung' des Arbeitskreises Pfähle der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., *Bautechnik 80, Heft 9, 2003.*

Klingmüller, O.; Schallert, M.; Gottlöber, B.; Mayer, Ch.: Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung, *Pfahl-Symposium 2005, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft Nr. 80.*

Likins, G. E.; Mullins, G.: Structural Integrity of Drilled Shaft Foundations by Thermal Measurements, *Structural Engineer, November 2011, pages 46-48.*

Likins, G. E.; Rausche, F.; Mullins, G.: Integrity Testing of Drilled Shafts with the Thermal Integrity Profiler (TIP), *ADSC WCC Educational Session Sacramento, CA , USA, 2012*

Mullins, G.: Thermal Integrity Profiler of Drilled Shafts, *DFI Journal Vol 4., No. 2 December 2010: Deep Foundations Institute, Hawthorne, NJ, USA, Dec., 2010, pp. 54-64.*

Mullins, G. and Kranc, S.: Thermal integrity testing of drilled shafts, *Final Report, FDOT Project BD544-20, University of South Florida, USA, May 2007.*

Piscsalko, G.; Cotton, D.; Belardo, D.; Likins, G. E.: Using Thermal Integrity Profiling to Confirm the Structural Integrity of foundation applications, *Proc. of the Intern. Foundation Congress and Equipment Expo, San Antonio, Texas, USA, 2015.*

Piscsalko, G.; Alvarez, C.; Belardo, D.; Galvan, M.: Using Thermal Integrity Profiling to Evaluate the Structural Integrity of Soil Nails, *DeepFoundations Institute 39th Annual Conference on Deep Foundations, Atlanta, Georgia; USA, 2014.*

Sellountou, A., Alvarez, C., Rausche, F.: Thermal Integrity Profiling: A Recent Technological Advancement in Integrity Evaluation of Concrete Piles, *Proc. of the First International Conference, Seminar on Deep Foundations: 2013, Santa Cruz, Bolivia.*

Autoren

Dr.-Ing. Oswald Klingmüller

ok@gsp-mannheim.de

Dipl.-Ing. Christian Mayer

cm@gsp-mannheim.de

Dr.-Ing. Matthias Schallert

ms@gsp-mannheim.de

GSP - Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen

und dynamische Prüfmethode mbH

www.gsp-mannheim.de

Steubenstraße 46, 68163 Mannheim

Tel.: 0621 33 13 61

Pfahl-Integritätsprüfung mit dem Thermal Integrity Profiler – TIP nach ASTM D 7949



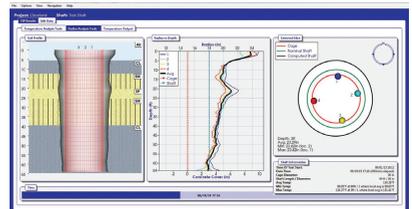
Geprüft wird die

- Qualität von Ortbetonpfählen, Pfahl- und Schlitzwänden, Injektionskörpern ...
- Lage des Bewehrungskorbes
- Betonüberdeckung

Messung während **Hydratation**

Ergebnis:

- max. 3 Tage nach Herstellung
- ermöglicht schnell Optimierungen im Bauablauf



Leistungsstarke Analyse mit der TIP-Reporter-Software zeigt:

- Bodenprofil
- Pfahlform
- Lage des Bewehrungskorbes



Gewinner des ASCE
Charles Pankow
Preises für
Innovation
2015



www.gsp-mannheim.de

Steubenstraße 46
D-68163 Mannheim,
Germany

Tel.: +49 621 33 13 61

info@gsp-mannheim.de



www.pile.com/tip

FRANKIPFÄHLE – ein flexibles System stabil und belastbar für jedes Bauwerk



- Emissionsarme Herstellung
- Geräuscharme Innenrohrrammung
- Weitere Reduzierung der Schall-Emissionen durch FRANKI-Schallschutzmatte
- Rammenergie individuell steuerbar durch Anpassung der Fallhöhe des Freifallbärs
- Geringe Erschütterungen

**FRANKI Grundbau
GmbH & Co. KG**
Hittfelder Kirchweg 24–28
21220 Seevetal
www.franki.de

KOMPETENZ
AUF DIE SIE BAUEN KÖNNEN

Frankipfahl NG – Erkenntnisse aus Erschütterungsmessungen

Dipl.-Ing. Thomas Garbers

isg, Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal, Deutschland

Dr.-Ing. Leonardo Söllhuber

Franki Grundbau GmbH & Co.KG, Seevetal, Deutschland

Priv.Do. Dipl.-Ing. Dr.techn. Fritz Kopf

FCP, Fritsch, Chiari & Partner, Wien, Österreich

1 Zusammenfassung

Die Erschütterungen bei der Herstellung von Frankipfählen NG sind ein entscheidendes Thema und oftmals ein Ausschlusskriterium. Die Messprogramme der bisherigen Baustellenmessungen waren nie darauf abgestimmt Erkenntnisse zu gewinnen, sondern entsprachen anlassbezogen den lokalen Anforderungen. Mit dem vorhandenen, mit Mischeffekten behafteten Datenmaterial ist es nicht möglich einen brauchbaren Zusammenhang zwischen der Herstellung eines Frankipfahles und den Erschütterungen des Umfeldes zu ermitteln und generelle, übertragbare Aussagen zur Erschütterungsausbreitung zu machen. Die Kenntnis der Ausbreitung unter idealen Verhältnissen lässt sich dagegen sehr wohl als wertvolle Basis für Erschütterungsprognosen unter abweichenden Verhältnissen verwenden.

Der Beitrag beschreibt durchgeführte Messungen zur Bestimmung der Erschütterungswirkung unter idealen Bedingungen, deren Auswertungen, die Erkenntnisse und beobachtete bodenphysikalischen Phänomene und zeigt die Möglichkeiten der Erschütterungsprognose und –reduktion auf. Ein Windpark südlich von Wien erfüllte diese Kriterien größtenteils und wurden deshalb für die Messungen ausgewählt.

- Ebener, horizontal geschichteter Untergrund mit vorliegenden Bodenaufschlüssen
- Der Baugrund ist rammbaar, es stehen nicht tragfähige Deckschichten geringer Steifigkeit unterlagert von tragfähigem Untergrund in erreichbarer Tiefe an.
- Der Boden befindet sich im ursprünglichen Zustand, das errichtete Bauwerk ist das erste und einzige im Umkreis, es befinden sich keine Einbauten im Untergrund
- Die Umgebung ist zugänglich z.B. Felder mit Bewuchs von weniger als 1 m Höhe.
- Pfähle möglichst lotrecht

Um zukünftig auf einfache Weise Prognosen zu Erschütterungen bei der Herstellung von Frankpfählen machen zu können, wurden zudem Sandsack-Versuche ausgeführt. Hierbei wurde ein Bigpack mit einem Gewicht von 500 kg aus 4 m Fallhöhe fallen gelassen und die Erschütterungen gemessen. Da der Unterschied zwischen Sandsack- und Frankpfahl-Erschütterungen jetzt aus den Messungen bekannt ist, kann der Unterschied zwischen den künftigen örtlichen Gegebenheiten und jenen am Versuchsfeld ermittelt werden. Auf diese Weise kann die Qualität der Prognose zukünftiger Erschütterungen mit einfachen Mitteln erhöht werden.

2 Messort, Messaufstellungen

In der Nähe von Trautmannsdorf (Niederösterreich, Österreich) wurden im Sommer 2015 die Fundamente für Windkraftanlagen hergestellt. Das Pfahlfundament besteht aus 36 Pfählen mit einer Pfahllänge von 15 m. Die Pfähle waren mit der Neigung 4,5:1 und 7:1 herzustellen. Die Versuche wurden an sechs 7:1 geneigten Pfählen ausgeführt. Die Versuchspfähle waren mindestens 10,6 m voneinander entfernt. Um die Erschütterungsausbreitung nicht zu stören, wurde die Reihenfolge der Herstellung so geplant, dass sich in der Messrichtung keine fertigen Pfähle befanden. Bild 1 zeigt die Positionierung der Sensorik in Relation zu den Versuchspfählen.

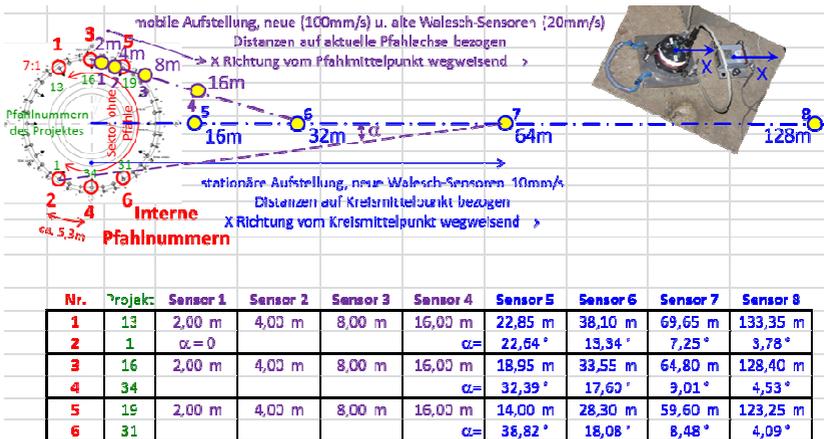


Abbildung 1: Geometrie der Fundierung und der Sensorpositionen

Die stationären Sensoren beziehen sich auf den Mittelpunkt der Fundierung und wurden in ihrer Position den ganzen Versuch über unverändert belassen. Sie waren mit dem Ab-

stand 16, 32, 64 und 128 m in einer Linie angeordnet. Die X-Richtung war sowohl für die Schwinggeschwindigkeits- als auch für die Beschleunigungsmessung vom Mittelpunkt wegweisend festgelegt. Die mobilen Sensoren wurden der Position des jeweils untersuchten Versuchspfahls mitgeführt. Sie lagen auf einer Geraden zwischen dem aktuellen Versuchspfahl und dem stationären Sensor 7 (Abstand 64 m vom Mittelpunkt) mit dem Abstand 2, 4, 8 und 16 m von der Pfahlachse. Die X-Richtung war in Richtung Sensor 7 orientiert. Je nach Position des Versuchspfahles traten somit unterschiedliche Abweichungen in der X-Richtung der mobilen und der stationären Sensoren auf, die in Bild 1 und Bild 2 mit α bezeichnet sind. Die Auswertung berücksichtigt die tatsächliche Geometrie. Die variablen Distanzen der stationären Sensoren zu den Pfahlpositionen sind in Bild 1 angegeben.

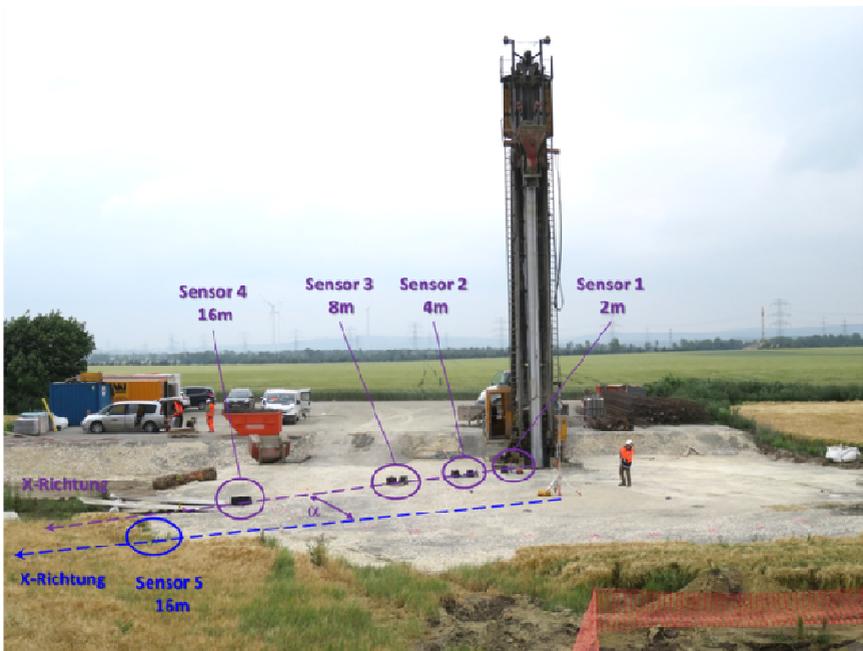


Abbildung 2: Mobile Sensoren im Nahfeld

Es wurden Sensoren zur dreidimensionalen Erfassung der Schwinggeschwindigkeiten und Beschleunigungen eingesetzt außerdem wurde der Luftschall gemessen und ausgewertet, auf diese Messungen wird im Folgenden aber nicht eingegangen.

3 Messablauf

Die in diesem Bericht beschriebenen Messungen wurden an zwei Pfählen durchgeführt, welche mit unterschiedlichem Rammhärgewicht nach dem Frankpfahl-Prinzip hergestellt wurden. Bei jedem vollen Meter Eindringtiefe des Vortriebröhres wurden Versuchsschläge ausgeführt. Vor den Testschlägen wurde das Rohr mit einer Markierung versehen. Darauf folgen jeweils 5 Testschläge mit konstanter Fallhöhe; beginnend mit 2, 4, 6 m und nach Erreichen einer entsprechenden Rammtiefe auch mit 8 und 10 m. Nach den jeweiligen Testschlägen wurde die erreichte Eindringtiefe gemessen. Nach Beendigung des Rammvorganges erfolgten die Versuche mit dem Sandsack.

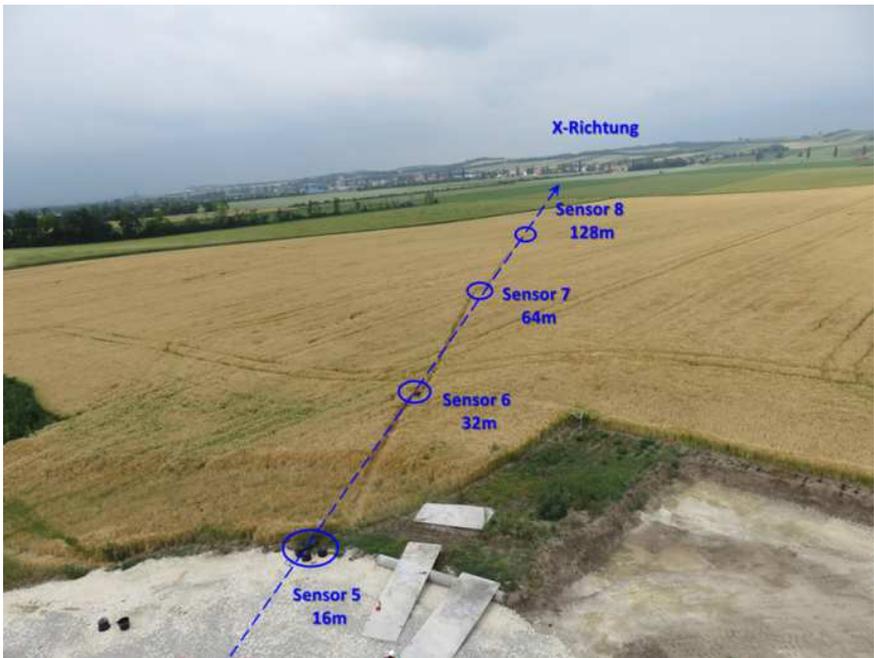


Abbildung 3: Stationäre Sensoren im Fernfeld



Abbildung 4: Geplatzter Sandsack nach dem Sandsack-Versuch

4 Auswertungen

Bearbeitung der Rohdaten:

Bei Sensoren, die auf der stationären Achse positioniert waren (Positionen 5 - 8), wies die X-Achse vom Kreismittelpunkt weg. Zur besseren Interpretation wurden die Sensoren nachträglich numerisch mittels Koordinatentransformation gedreht, sodass die X-Achse bei der Auswertung für alle Sensoren von der jeweiligen Pfahlposition weg weist (Längs- und Querrichtung).

Ermittlung der KB-Werte:

Sowohl in x-Richtung als auch in y-Richtung der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten und Beschleunigungen (mittels im Algorithmus vorgesehener Integration zu Schwinggeschwindigkeit) werden KB-Werte gemäß DIN 4150 Teil 2 und DIN 45669 Teil 1 ermittelt. Es wird angemerkt, dass die KB-Bewertung erst in den zu beurteilenden Aufenthaltsräumen zur Anwendung kommt. Bei den ausgeführten Messungen wurden die Erschütterungen an der Oberfläche gemessen, sodass der KB-Bewertung der Einfluss des Überganges

der Erschütterungen in das Gebäude und die Auswirkungen der Gebäudeeigenschaften fehlt. Deshalb konzentriert sich dieser Bericht hauptsächlich auf die physikalischen Größen der Erschütterungsausbreitung. Diese können als Basis für Prognosen verwendet werden, deren Ergebnis unter Berücksichtigung der örtlichen Gebäudeeigenschaften einer sinnvollen KB-Bewertung unterzogen werden kann.

Schneiden einzelner Fenster, Zuordnung der Stoßnummern:

Bei Überschreiten einer, dem Anlassfall angepassten Schwelle in einem geglätteten Messkanal wird ein Stoß als solcher erkannt und die Zeit erfasst.

Beim 3,7t-Rammbär (Pfahl 19) wurden 724 Schläge, beim 4,3t-Rammbär (Pfahl 34) 701 Schläge registriert. Der Stoß des jeweiligen Sandsack-Versuches wurde an die erste Stelle der Aufstellung gesetzt, um die Folgeschläge damit vergleichen zu können. Die Schlagnummern der Versuchsschläge mit definierter Fallhöhe wurden händisch herausgesucht.

Fensterung:

Die Zeitverläufe sämtlicher geschnittener Messgrößen wurden mit einem Fenster multipliziert, welches ein entsprechendes Einblenden und Ausblenden der Signale bewirkt. Dadurch wurden ungewünschte Effekte bei der Fourier-Analyse vermieden und für den Fall, dass noch ein weiterer Stoß im Zeitfenster liegt, wird dieser so vermindert, dass er bei der Suche nach den Extremwerten nicht stört.

Maxima der Messgrößen:

Von jeder Messgröße (Schwinggeschwindigkeit, Beschleunigung) wird das Maximum des Absolutwertes gesucht und dessen Zeitpunkt ermittelt.

Ausbreitungsfunktionen:

Mit den Maxima im „Fernfeld“ ab dem dritten Sensor (8 m Entfernung) wurde die Funktion der Ausbreitung gesucht. Im doppelt logarithmischen Maßstab ist dies die am besten passende Gerade.

Mit der Formel $V_x(r) = V_x(1) \cdot r^D$

lässt sich das Maximum in jedem beliebigen Abstand abschätzen, wobei $V_x(r)$ exemplarisch die horizontale Schwinggeschwindigkeit im Abstand r vom Pfahl ist. $V_x(1)$ ist der theoretische Wert der horizontalen Schwinggeschwindigkeit im Abstand 1 m vom Pfahl für den hypothetischen Fall, dass das Ausbreitungsgesetz im Nahfeld Gültigkeit hätte. Der

Exponent D bezeichnet die Abklingrate, er ist negativ und je größer sein Zahlenwert ist, desto rascher klingt das Signal mit zunehmendem Abstand ab.

Spektralanalyse

Die geschnittenen Signale wurden einer Spektralanalyse (faktorierte Fourier-Transformation) unterworfen, wobei ein Rechteckfenster gewählt wurde, da die Signale bereits mit einer Fensterfunktion multipliziert wurden, das Signal wurde auf die nächste Länge mit 2^n Stützstellen mit Nullen aufgefüllt. Das Spektrum wurde mittels Mittelwertfilter mit einer Glättungsbreite von 7,5 Hz geglättet. Vom geglätteten Spektrum wurden die Maxima gesucht und deren Frequenzen ausgegeben.

Terzbandanalyse

Die geschnittenen Signale werden einer Terzbandanalyse unterzogen, wobei der Frequenzbereich von 2,5 Hz bis 125 Hz ausgegeben wird. Die Terzbänder der einzelnen Schläge werden auf jene der Sandsackversuche bezogen, um die Faktoren zu ermitteln, mit denen ein künftig ermitteltes Sandsack-Terzband multipliziert werden müsste, um eine Prognose für den Frankipfahl zu erstellen.

5 Erkenntnisse, bodenphysikalische Phänomene

Im Folgenden werden einige bodenmechanische Phänomene beschrieben und anhand von exemplarischen Messergebnissen gezeigt. Im Nahfeld treten die maximalen Erschütterungen bei geringer Eindringtiefe des Pfahles auf (Bild 5). Nach einem Anstieg bis in eine Tiefe von ca. 4 m nehmen die Erschütterungen mit zunehmender Tiefe ab und steigen auch beim Erreichen der tragfähigen Schicht sowie beim Ausstampfen des Pfahlfußes nicht mehr auf dieses Niveau.

Auch im Fernfeld ist die anfängliche Steigerung der Fallhöhe an den Erschütterungen zu erkennen. Diese nehmen mit zunehmender Eindringtiefe des Pfahles nicht mehr so stark ab und haben ihr Maximum beim Erreichen der tragfähigen Bodenschicht und beim Ausstampfen des Pfahlfußes (Bild 6). Die später beschriebene Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit ist bereits hier erkennbar. Anhand der Rammzahlen ist jede Frankipfahl-Herstellung auch als Bodenaufschluss zu verwenden. Aus der Eindringtiefe der 5 Versuchsschläge lässt sich die theoretische Anzahl von Schlägen ermitteln, die für 1 m erforderlich wären (Bild 7). Theoretisch ist die Energie eines Schlages mit unterschiedlichen Fallhöhen proportional. Ob der Rammerfolg wirklich proportional ist, zeigt Bild 8.

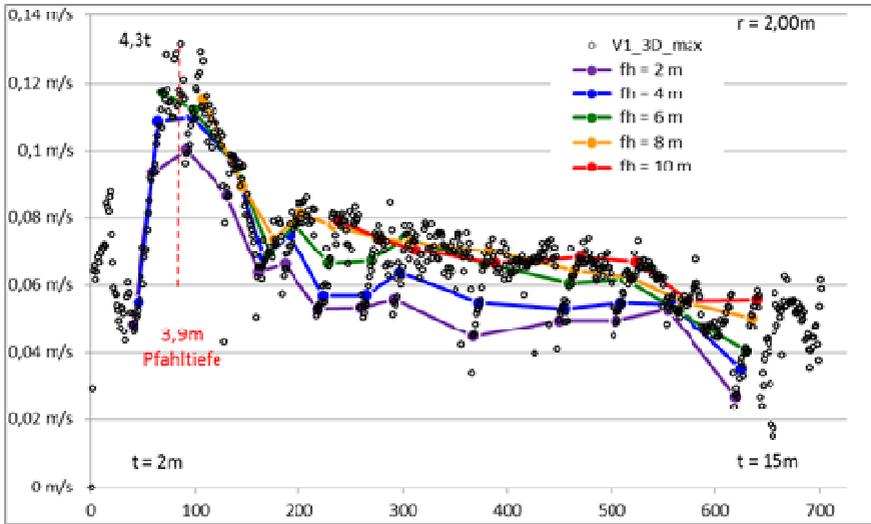


Abbildung 5: Erschütterungen im Nahfeld

Deutlich sichtbar ist hier, dass in den weichen Schichten die Proportionalität gegeben ist, während mit zunehmender Bodensteifigkeit die Schläge mit geringer Fallhöhe sukzessive überproportional ineffektiv werden.

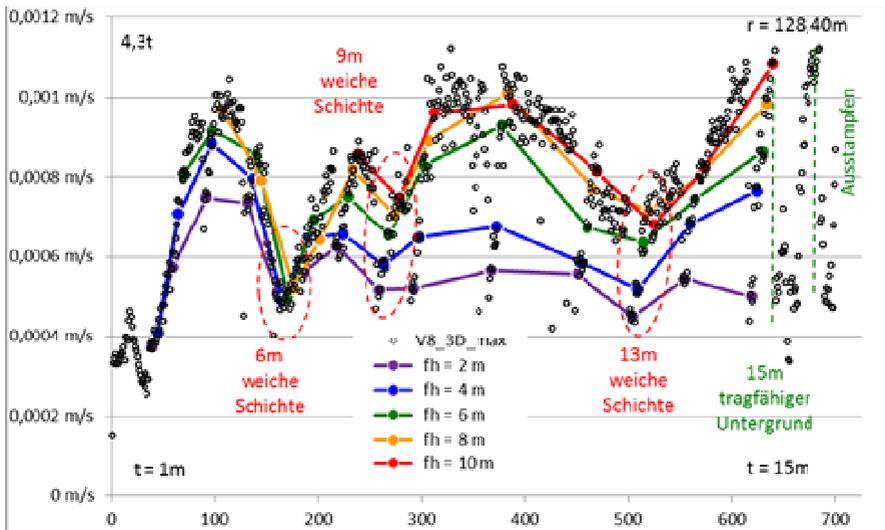


Abbildung 6: Erschütterungen im Fernfeld.

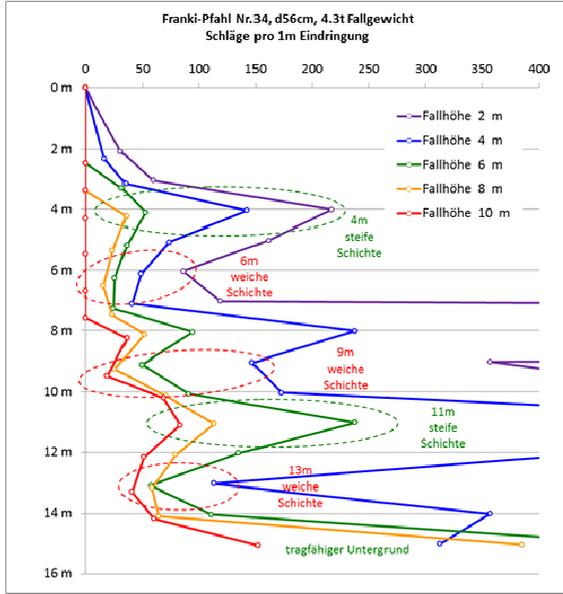


Abbildung 7: Theoretische Anzahl von Schlägen für 1m Rohrvortrieb

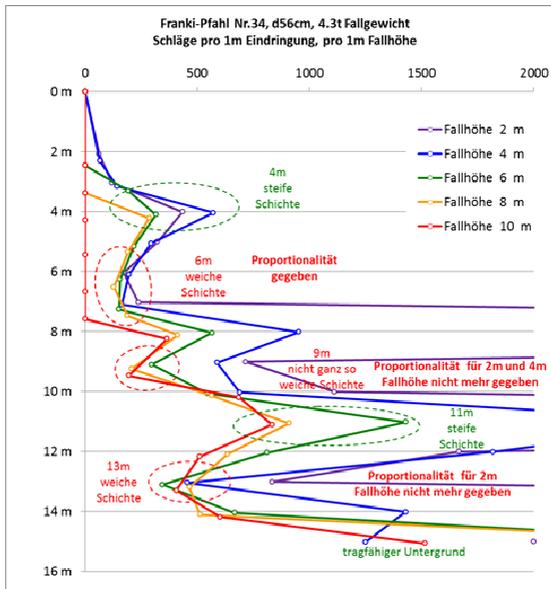


Abbildung 8: Theoretische Anzahl von Schlägen für 1m Rohrvortrieb / 1m Fallhöhe

Die weichen Schichten zeigen sich aber auch deutlich in den Erschütterungen in der Umgebung. Bild 9 zeigt die maximalen Schwinggeschwindigkeiten in mittlerem Abstand (33,55m) von den beiden untersuchten Pfählen. Es zeigt sich deutlich, dass die Umgebung beim Rammen in den weichen Schichten deutlich weniger erschüttert wird als beim durchhören steifer Regionen. Die unterschiedlichen Linien der Fallhöhen liegen beim Rammen in weichen Schichten ganz eng zusammen, was bedeutet, dass für die Erschütterung der Umgebung die Fallhöhe keine Rolle spielt. Beim Rammen durch die steifen Schichten ist durch die Begrenzung der Fallhöhe eine deutliche Reduktion der Erschütterungen in der Umgebung erzielbar. Hier wird die Rammung jedoch durch die fehlende Proportionalität bei der Fallhöhenbegrenzung wesentlich ineffektiver als im Falle von weichen Schichten. Das Diagramm mit dem überproportional Anwachsen der Schlaganzahl und des Zeitaufwandes durch die Reduktion der Fallhöhe (Abbildung 10) wird durch diese Gesetzmäßigkeit besser verständlich.

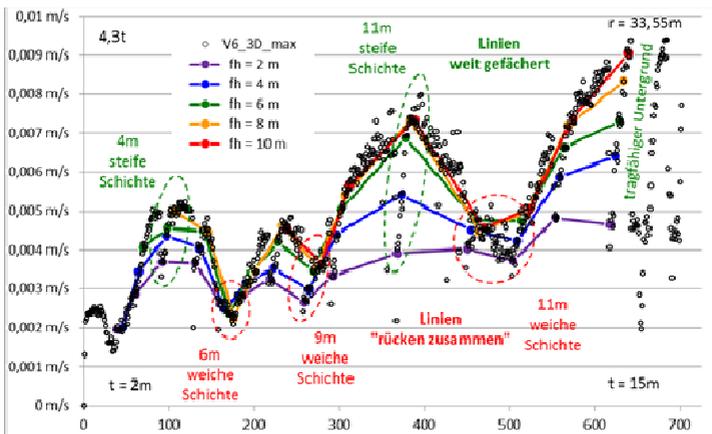


Abbildung 9: Einfluss der Untergrundeigenschaften auf die Erschütterungen (Abstand 33,55 m)

Wenn die Erschütterungen reduziert werden sollen, kann die Fallhöhe z.B. von 10 auf 2 m reduziert und nur ein Fünftel der Energie eingebracht werden. Durch den quadratischen Zusammenhang zwischen Feldgröße und Anregungsenergie wäre bei linear elastischer Gesetzmäßigkeit eine Reduktion der Erschütterungen um den Faktor $\sqrt{5}=2,24$ zu erwarten. Bild 11 zeigt, dass der Faktor der maximalen Schwinggeschwindigkeiten bei unterschiedlichen Fallhöhen eine bei weitem nicht so starke Erschütterungsreduktion zeigt, wie die theoretische Erwartung ist.

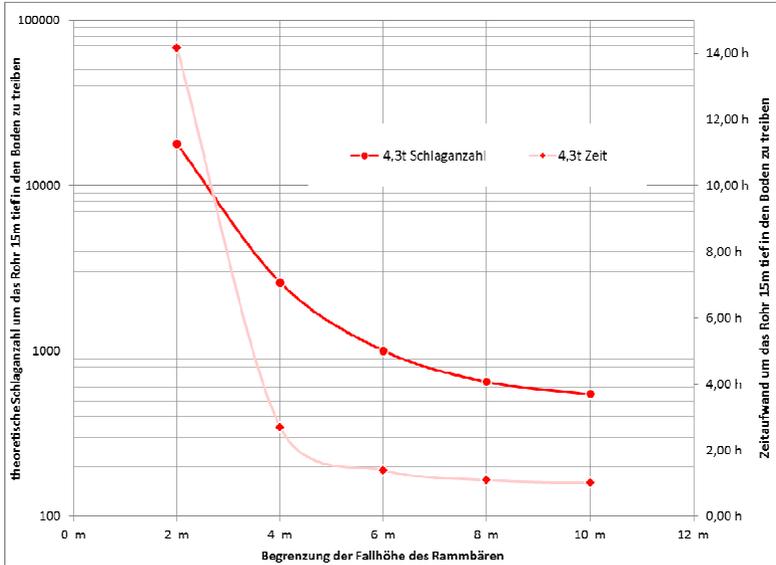


Bild 10: Anstieg der Schlaganzahl und des Zeitaufwandes durch Reduktion der Fallhöhe

Die Reduktion (rote Linie) ist demnach nicht um den Faktor 2,24 gegeben, sondern liegt immer unter dem Faktor 1,9. Um eine entsprechend Erschütterungsreduktion zu erzielen, müsste die Fallhöhe noch wesentlich mehr reduziert werden.

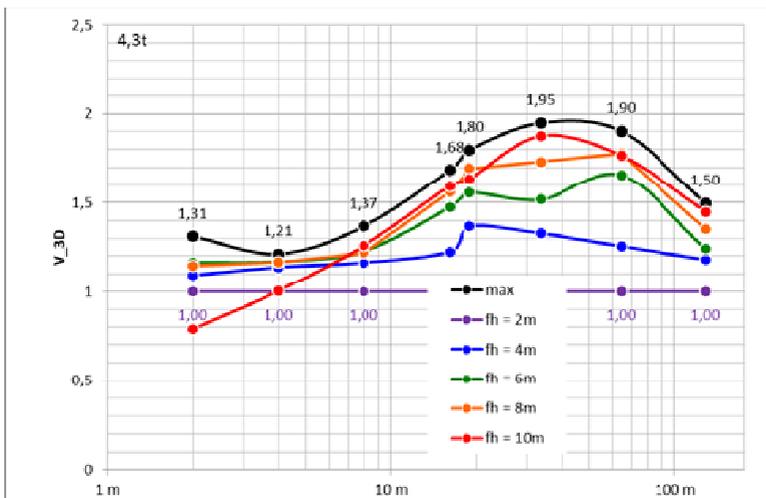


Bild 11: Faktor der maximalen Schwingungsgeschwindigkeiten in Relation zur 2m Fallhöhe

Nun stellt sich die Frage warum dies so ist. Messungen bei anderen Verdichtungsverfahren (z.B. Dynamische Intensivverdichtung „DYNIV“, Bild 12) haben gezeigt, dass der Untergrund nur eine begrenzte Kraft aufnehmen kann, wenn diese dynamisch erreicht wird tritt eine „Gleitphase“ auf in der, bei annähernd konstanter Kontaktkraft, der Boden verdrängt wird. Wie lange dieser Bruchzustand aufrechterhalten werden kann, liegt an der dynamischen Energie, die durch das Fallgewicht zur Verfügung gestellt wird. Je länger die Gleitphase dauert, desto tiefer ist die Eindringung in den Boden. Je höher der „plastische Anteil“ der Verformungsarbeit im Boden ist, desto weniger „elastischer Anteil“ bleibt für die Erschütterung der Umgebung über. An der Unterseite des Rohres treten bodenphysikalischen Phänomenen auf: plastische Deformationen (Verdichtung, Verdrängung), Porenwasser-Überdruck, Bodenverflüssigung, Aufbrechen von Wasserwegigkeiten, Mantelreibung (Haft- Gleitreibung), lokaler Grundbruch, usw..

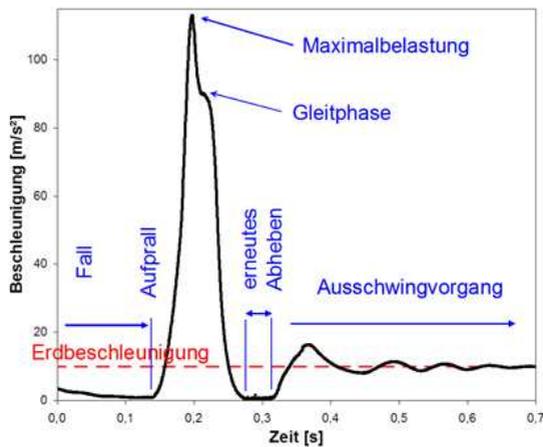


Abbildung 12: Beschleunigung (proportional der Bodenkontaktkraft) mit Fallgewicht der DYNIV

Wenn nun in einem stark vereinfachten Gedankenmodell eine Grenzkraft angenommen wird, so dient dies nur dem Verständnis der beobachteten Phänomene und beschreibt nicht die reale Situation im Boden. Oberhalb der bodenabhängigen Grenzkraft dringt der Pfahl proportional der Schlagenergie in den Boden. Stark vereinfacht: Energie = Fallgewicht x Fallhöhe \approx Grenzkraft x Pfahleindringung.

In der Betrachtung aus dem Fernfeld wird an der Pfahlspitze kurzfristig die Grenzkraft aufgebracht (Dirac-Impuls). Je nach Fallhöhe ist die Dauer zwar unterschiedlich, was sich

aber kaum auf die Erschütterungen auswirkt, da die Grenzkraft konstant ist. Wird in diesem Gedankenmodell nun die Bodensteifigkeit erhöht, so steigt damit auch die erforderliche Grenzkraft. Diese wird bei geringen Fallhöhen nicht mehr erreicht, die Energie wird durch den elastischen Anteil bereits verbraucht. Es werden hauptsächlich Erschütterungen ohne Rammfortschritt erzeugt. In Relation zur eingebrachten Energie sind diese überproportional hoch. Erst oberhalb der Grenzkraft entsteht eine nennenswerte Gleitphase, die Proportionalität stellt sich wieder ein und ab dieser „kritischen Fallhöhe“ steigen die Erschütterungen im Fernfeld nicht mehr nennenswert an. Genau diese Phänomene zeigen die Messungen: Fallhöhenproportionale Eindringung und nahezu gleiche Erschütterungswirkung im Fernfeld. Jetzt ist die Realität sicher nicht so einfach, dass es wie in dem Gedankenmodell nur eine konstante Grenzkraft gibt, wenn man sich jedoch zu jedem oben beschriebenen bodenphysikalischen Phänomen eine entsprechende Last-Verformungsrelation vorstellt und diese superponiert, so wird man unter Berücksichtigung von Massenträgheitskräften und Wellenausbreitungsphänomenen der Realität näher kommen.

Es wurde jeder Schlag im Fernfeld (ab 8 m Entfernung) mit dem Ausbreitungsgesetz $V_{3D}(r) = (Wert1_{V_{3D}}) \cdot r^{(D_{V_{3D}})}$ ausgewertet, welches besagt, dass die Schwinggeschwindigkeit im Abstand r von der Erschütterungsquelle jener (fiktiven) Schwinggeschwindigkeit $Wert1_{V_{3D}}$ in 1m Abstand multipliziert mit dem Abstand hoch einem Dämpfungsparameter $D_{V_{3D}}$ entspricht. Die weichen Stellen sind im $Wert1_{V_{3D}}$ gut nachvollziehbar und auch die geringere Fallhöhe ist an der violetten Linie erkennbar. Es fällt auf, dass mit zunehmender Tiefe der Wert des Dämpfungsexponenten leicht zunimmt und dass dieser beim Erreichen des tragfähigen Untergrundes wieder stark abnimmt, da sich die Erschütterungen durch diese Schicht stark fortpflanzen. Das verwendete Ausbreitungsgesetz ist selbstverständlich nicht für geschichtete Halbräume gedacht.

Bodenphysikalisch wäre zu erwarten gewesen, dass die größere Materialdämpfung bei großen Amplituden (z.B. Fallhöhe 10 m, rote Linie) auch zu einer stärkeren Dämpfung in der Ausbreitung führen würde (größerer Zahlenwert des Dämpfungsexponenten) als bei kleinen Amplituden (z.B. Fallhöhe 2 m, violette Linie). Nach Bild 13 ist dies offenbar nicht der Fall, da in der Kombination der, das Ausbreitungsgesetz beschreibender Parameter und der amplitudenabhängige Effekt im Fernfeld, von anderen gegenläufig wirkenden Phänomenen überlagert werden. Dennoch ist folgendes ableitbar: Die größte Breitenwirkung haben jene Erschütterungen die auf den obersten Metern entstehen.

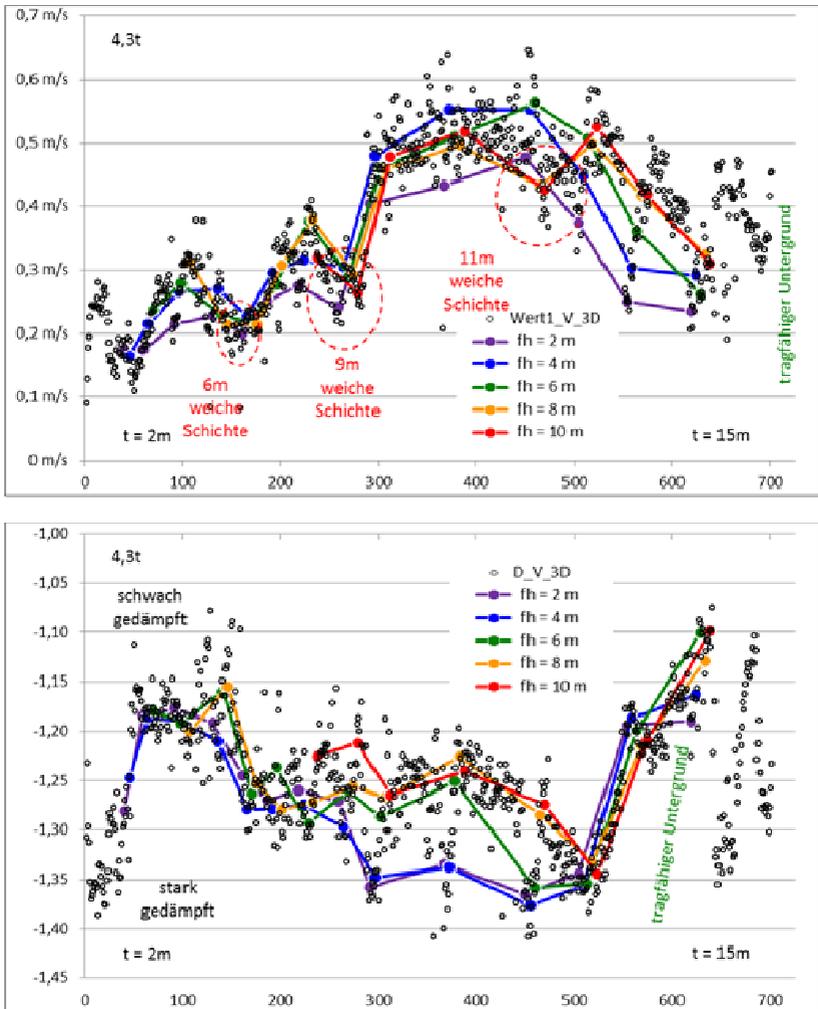


Abbildung 13: Parameter für das Ausbreitungsgesetz über der Schlagzahl aufgetragen

In den dadurch direkt erzeugten Oberflächenwellen wird viel Energie transportiert. Die Reduktion der Fallhöhe im oberen Pfahlbereich ist zur Erschütterungsreduktion also sinnvoll. Bei Erreichen der tragfähigen Schichte breiten sich die Erschütterungen ebenfalls stark aus. Hier ist aufgrund der erforderlichen Rammarbeit für den Einrammvorgang und die Fußherstellung eine Reduktion der Fallhöhe nur schwer möglich.

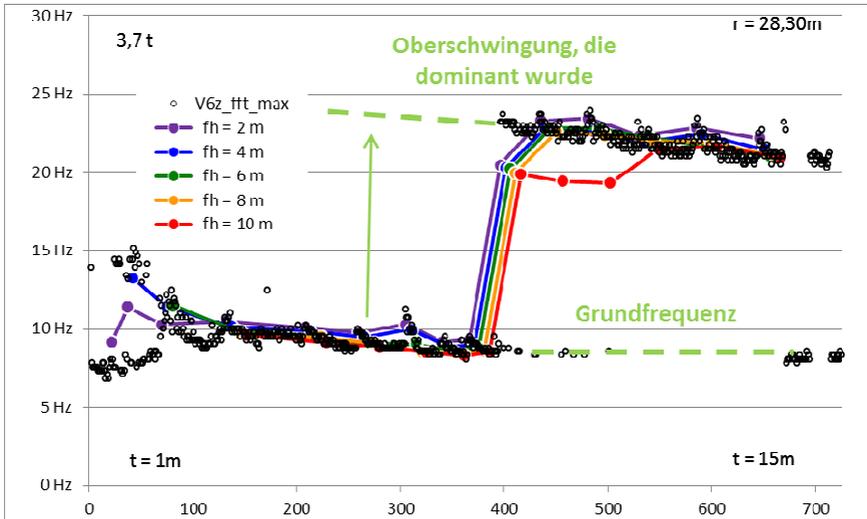


Abbildung 14: Beispiel der dominanten Frequenz im Spektrum der Vertikalschwinggeschwindigkeit

Bei den Frequenzen (Bild 14 und 15) bei denen das Maximum des Spektrums der Signale auftrat ist auffallend, dass die Linien der Versuchsschläge unterschiedlicher Fallhöhe sehr nahe bei einander liegen, aber meist die Linie der 2m-Fallhöhe die höheren Frequenzen anzeigt als die der 10m-Fallhöhe. Dies ist durch die amplitudenabhängige Bodensteifigkeit erklärbar: bei kleinen Amplituden reagiert der Boden steifer (höhere Frequenz) als bei großen Amplituden. Bei der Betrachtung sämtlicher Frequenzlinien ist zu erkennen, dass die dominante Frequenz im Spektrum mit zunehmendem Abstand von der Erschütterungsquelle sinkt. Es ist bekannt, dass die hohen Frequenzen der Bodenschwingungen stärker gedämpft werden als die tiefen Frequenzen, die dadurch eben mit zunehmendem Abstand dominieren.

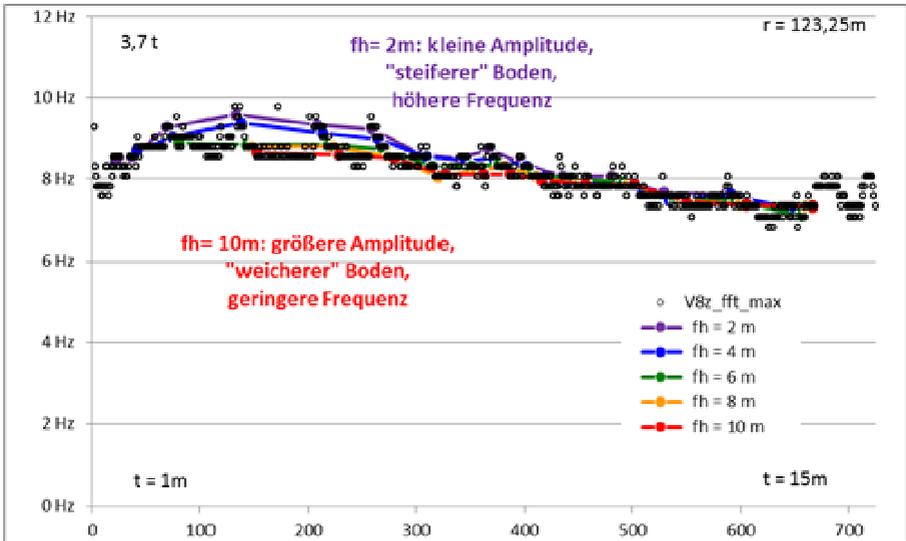


Abbildung 15: Beispiel der dominanten Frequenz im Spektrum der Vertikalschwingungsgeschwindigkeit

6 Möglichkeiten der Erschütterungsprognose

Erste Abschätzung:

Für eine erste Abschätzung könnten die Messdaten aus Trautmannsdorf herangezogen und nur die Transferfunktion für die Gebäudeeigenschaften mit Hilfe von Erfahrungswerten berücksichtigt werden. Die Verhältnisse in Trautmannsdorf waren zwar noch nicht grenzwertig, aber wenn die Verhältnisse günstiger sind, sind auch die Erschütterungen i.A. geringer. Man liegt mit dieser Abschätzung eher auf der ungünstigen (sicheren) Seite.

Experimentelle Prognose:

Mit der Grundlage der Sandsack-Versuche könnten die Erschütterungen von örtlichen Sandsack-Versuchen gemessen und die Erschütterungen an den maßgeblichen Positionen gemessen werden. Mit diesen Sandsack-Messungen, die bereits die örtlichen Untergrundverhältnisse sowie die Übertragungseigenschaften beinhalten kann die Prognose auf zwei Arten erfolgen:

1. Einfach die Maxima mit den in Bild 27 angegebenen Faktoren zu multiplizieren. Diese Methode ist insofern unscharf, als dass die unterschiedlichen Frequenzen gleich bewertet werden.
2. Das gemessene Terzband des örtlichen Sandsack-Versuches wird mit den Terzband-Faktoren, die sich den ausgeführten Versuchen ergeben haben multipliziert. Dafür könnten die Relationen von mehreren repräsentativen Schlägen hergenommen werden oder die gemittelten Terzbänder aus sämtlichen gemessenen Schlägen der kommenden Abbildungen herangezogen werden.

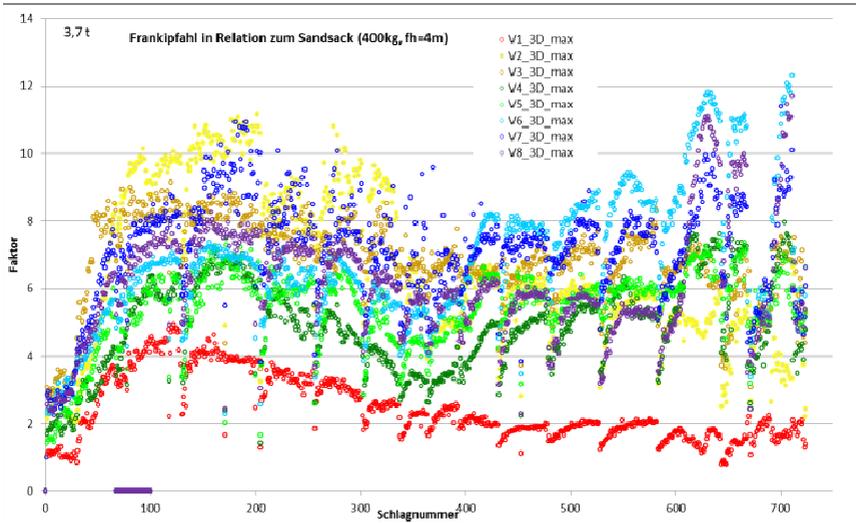


Abbildung 16: Maxima der resultierenden Schwinggeschwindigkeit bezogen den Sandsack-Versuch

Numerische Prognose:

Mit einem dynamischen Simulationsprogramm (FEM, BEM etc.) werden die Versuchsverhältnisse nachgebildet und mittels der berechneten Transfer-Funktionen jene dynamische Einwirkung ermittelt, die zu den gemessenen Signalen führen würden, wenn im gesamten Bereich (2D oder 3D-Betrachtung) linear elastische Verhältnisse herrschen würden.

Diese Einwirkung wird dann auf das Modell angewandt, welches die zu prognostizierenden Verhältnisse berücksichtigt. Um eine schlüssige Prognosekette zu erlangen, ist es wichtig, dass sowohl die Rückrechnung als auch die zu prognostizierenden Verhältnisse mit demselben Programm und gleichartigen Netzen durchgeführt werden.

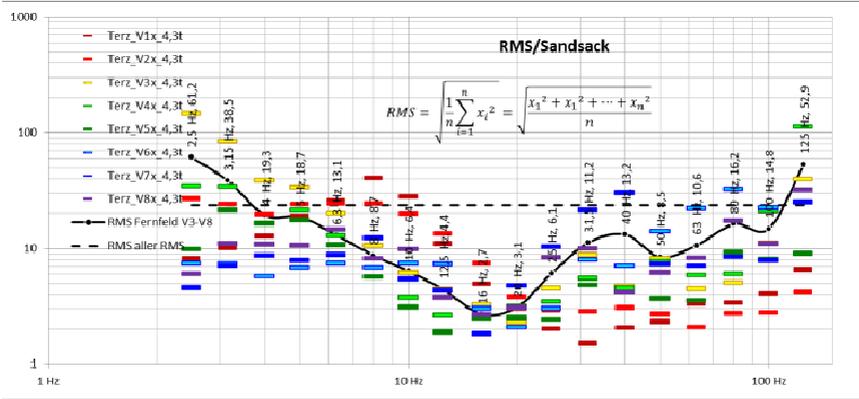


Abbildung 17: Quadratisch gemittelte Terzbänder bezogen auf den Sandsack-Versuch

7 Möglichkeiten der Erschütterungsreduktion

Neben der Erkundung der Erschütterungsausbreitung und der Schaffung von Grundlagen zur Erschütterungsprognose war die Möglichkeit der Verminderung der Erschütterungen der Umgebung durch die Begrenzung der Fallhöhe ein entscheidendes Thema der Versuche. Bei der Auswertung der Messungen und der Interpretation der Ergebnisse konnten entscheidende Erkenntnisse gewonnen werden, die zu einer recht eindeutigen Antwort auf diese Fragestellung führen:

1. Es gibt eine „kritische Rammenergie“. Sie ist abhängig vom Gerät, dem Vortreibrohrdurchmesser und ganz wesentlich von den Untergrundeigenschaften. In weichen Schichten ist die „kritische Fallhöhe“ gering und steigt mit zunehmender Bodensteifigkeit an.
2. Die „kritische Fallhöhe“ kann, wie in diesem Bericht beschrieben, einfach und mit Baustellenmitteln ermittelt werden.
3. Wird die kritische Fallhöhe unterschritten, so kommt es zu einer Reduktion der Erschütterungen in der Umgebung. Durch den quadratischen Zusammenhang zwischen Energie und Feldgröße (z.B. Schwinggeschwindigkeit) müsste die Erschütterung bei einer Halbierung der Fallhöhe etwa um den Faktor $\sqrt{(1/2)}=0,707$ vermindert werden. Die tatsächlich gemessene Verminderung fällt aber geringer aus. Dem gegenüber steht eine überproportionale Verringerung des Rammfortschrittes, sodass bei halber Fallhöhe wesentlich mehr als das Doppelte an Schlägen für die gleiche Eindringtiefe erforderlich werden.

4. Wird oberhalb der „kritischen Fallhöhe“ gearbeitet, so ist die Proportionalität zwischen Rammenergie und Rammfortschritt nahezu gegeben. Eine Verdoppelung der Fallhöhe bewirkt demnach etwa eine Verdoppelung der Eindringung des Vortriebsrohres. Die Messungen haben gezeigt, dass es eine der „kritischen Fallhöhe“ zugehörige Erschütterungswirkung bei der Frankipfahl-Herstellung gibt, die sich bei Erhöhung der Fallhöhe kaum mehr erhöht, sondern nahezu konstant bleibt.

5. Die Messungen zeigen, dass wenn es beim Arbeiten oberhalb der „kritischen Fallhöhe“ zu Überschreitungen der zulässigen Erschütterungen kommt, keinen Sinn macht die Fallhöhe unter die „kritische Fallhöhe“ abzusenken da Erschütterungsverminderungen, die deutliche Erhöhung der Schlaganzahl und Herstellungsdauer nicht rechtfertigen.

8 Ausblick

Es hat sich gezeigt, dass bei systematischer Vorgehensweise bereits mit sehr geringem Aufwand grundlegende Erkenntnisse gewonnen werden können. Das nunmehr bekannte Prinzip der Gewinnung der „kritischen Fallhöhe“ aus der Dokumentation der Eindringung bei unterschiedlichen Fallhöhen kann mit einfachen Mitteln (Latte und Maßstab) unter Baustellenbedingungen angewandt werden. Es dient nicht nur zur Abschätzung einer möglichen Erschütterungsreduktion, sondern hilft auch die Effizienz der Methode zu beurteilen. Auch unter steifen Boden-Bedingungen, unter denen nur mäßiger Rammfortschritt zu verzeichnen ist, könnte die Methode zur Abschätzung dienen, wie weit man von der „kritischen Rammenergie“, das heißt von der mindestens erforderlichen Rammenergie entfernt ist.

Um die gefundene Zusammenhänge zu bestätigen und auch auf andere Bodenarten anwenden zu können, sind weitere Versuche geplant.

9 Literaturverzeichnis

- [1] Kopf, F.; Garbers, T.; Pani, E.: Der Frankipfahl in Österreich, Tagungsband der 10. Österreichische Geotechniktagung des Österreichischen Nationalkomitees der International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ASSMGE) und des ÖIAV, Messe Wien Congress Center Vienna, 29. – 30. Jänner 2015, Wien
- [2] DIN 4150-2, Erschütterungen im Bauwesen, Teil 2: Einwirkungen auf den Menschen

- [3] DIN 4150-3, Erschütterungen im Bauwesen, Teil 2: Einwirkungen auf bauliche Anlagen
- [4] ÖNorm S9020, Bauwerkserschütterungen, Sprengerschütterungen und vergleichbare impulsförmige Immissionen
- [5] ÖNorm S9020, Bauwerkserschütterungen, Erschütterungsschutz für unter- und oberirdische Anlagen (unveröffentlichter Vorentwurf)

Autoren

Dipl.-Ing. Thomas Garbers

tgarbers@isg-seevetal.de

Ingenieurservice Grundbau GmbH

www.ingenieurservice-grundbau.de

Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal

Tel.: 04105 580570

Dr.-Ing. Leonardo Söllhuber

Isoellhuber@franki.de

Franki Grundbau GmbH & Co. KG

www.franki.de

Hittfelder Kirchweg 24-28, 21220 Seevetal

Tel.: 04105 8690

Priv. Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Fritz Kopf

kopt@fcp.at

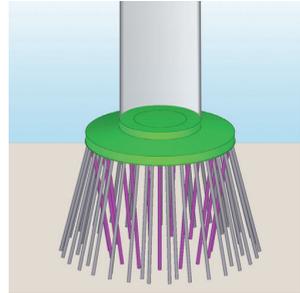
FCP, Fritsch Chiari & Partner

www.fcp.at

Diesterweggasse 3, 1140 Wien

Tel.: +43 0190 2922483

Die Planer für eine sichere Gründung



Beratung
Planung
Konstruktion
Qualitätskontrolle
Projektsteuerung

- Baugruben
- Baugrunderkundungen
- Bodenverbesserungen
- Geothermie
- Grundbau
- Integritätsmessung
- Pfahlgründungen
- Probelastungen
- Tragwerksplanungen
- Vermessung



Faseroptische Instrumentierung und Deformationsmessung eines duktilen Rammpfahls

Christoph Monsberger ¹⁾, Helmut Woschitz ¹⁾, Martin Hayden ²⁾, Werner Lienhart ¹⁾

¹⁾ Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Technische Universität Graz, Österreich

²⁾ Keller Grundbau GmbH, Österreich

Kurzfassung

Neueste Entwicklungen im Bereich der faseroptischen Sensorik ermöglichen verteilte Dehnungsmessungen mit einer hohen Präzision von $1 \mu\text{m}/\text{m}$ und einer Ortsauflösung von $\leq 10 \text{ mm}$. In Kombination mit den klassischen Vorteilen faseroptischer Sensoren (z.B. der direkten Einbettbarkeit der Messfaser in das Messobjekt) ergeben sich dadurch neue Anwendungen für Messungen in der Geotechnik.

In diesem Artikel wird über den Einsatz eines hochauflösenden faseroptischen Messinstruments zur verteilten Deformationsmessung an einem Rammpfahl berichtet. Im Allgemeinen werden Rammpfähle zur effizienten und ökonomischen Fundierung von Bauwerken eingesetzt, wobei die Länge des Pfahls bzw. dessen Einbindung in tragfähige Bodenschichten für die Tragfähigkeit von Bedeutung sind. Zur Optimierung der Pfahllängen und zur Erfassung des Last-/Setzungsverhaltens unter gegebenen geotechnischen Randbedingungen werden häufig statische Probelastungen durchgeführt. Im Zuge eines solchen Versuches wurden die auftretenden Deformationen entlang der gesamten Pfahllänge von über 14 m mit einer Ortsauflösung von 10 mm mit dem faseroptischen Messsystem erfasst. Dadurch konnten mit einer einzigen Messfaser mehr als 1400 Messstellen realisiert werden. Vergleichbare Messungen sind mit elektrischen Sensoren, z.B. Dehnmessstreifen, auf Grund des hohen Verkabelungsaufwandes nicht sinnvoll realisierbar.

Vor dem Feldversuch wurde zur Verifikation der Leistungsfähigkeit eine Kalibrierung des faseroptischen Messsystems unter Laborbedingungen durchgeführt. Neben diesen Ergebnissen liegt das Hauptaugenmerk dieser Publikation auf dem kritischen Installationsprozess der Messfaser unter Feldbedingungen sowie den bemerkenswerten Resultaten des Belastungstests.

1 Motivation

Im Rahmen der Errichtung und Erhaltung baulicher Anlagen erweisen sich Pfähle als probates Mittel, um eine sichere und effiziente Fundierung auch bei einer geringen Tragfähigkeit des Bodens durchzuführen zu können. Die Pfahllänge ist dabei von der abzutragenden Last als auch den jeweiligen Bodenbedingungen abhängig. Im Wesentlichen gilt jedoch, dass die Tragfähigkeit der Pfähle durch die Einbindelänge in stabile, tragfähige Bodenschichten bestimmt wird.

Die Tragfähigkeit eines Pfahls ist vor allem vom Spitzendruck σ_s im Bereich des Pfahlfußes und der Mantelreibung τ_m entlang des Pfahls abhängig. Diese Parameter werden üblicherweise durch statische Probelastungen bestimmt. Im Zuge konventionell durchgeführter Tests lassen sich die beiden Komponenten σ_s und τ_m allerdings nicht trennen. Durch Entwicklung des neuen statischen Prüfverfahrens „**Pile HAY-Proof-System**®“ [HAYDEN, KIRCHMAIER, 2010] ist es nunmehr möglich, τ_m und σ_s an schlanken Pfählen mittels statischer Probelastung getrennt voneinander zu ermitteln. Die bestimmte Mantelreibung τ_m stellt jedoch einen Mittelwert über die gesamte Pfahllänge dar, da nur der Pfahlkopf für Messungen zugänglich ist. In der Praxis wird die Mantelreibung jedoch in Abhängigkeit der Tragfähigkeit der unterschiedlichen Bodenschichten entlang des Pfahls variieren, weshalb bei der Herstellung von Rammpfählen standardmäßig die Rammzeit pro Meter gemessen wird. Diese Rammzeiten, welche als Indiz für die „Qualität“ der Bodenschichten anzusehen sind, ermöglichen mit einiger Erfahrung eine Verteilung der ermittelten Mantelreibung längs des Pfahls, wodurch Annahmen über unterschiedliche Bodenschichten getroffen werden können.

Infolge der Variation der Mantelreibung entlang des Pfahls liegt die Vermutung nahe, dass unterschiedliche Abschnitte des Pfahls unter Belastung ein unterschiedliches Dehnungsverhalten aufweisen sollten. Folglich könnte eine verteilte Dehnungsmessung entlang des Pfahls genutzt werden, um detailliertere Informationen bezüglich der Verteilung der Mantelreibung ableiten zu können. Jedoch sind bei einer zu erzielenden hohen Ortsauflösung von einigen Zentimetern für einen Pfahl mit einer Länge von z.B. 15 m mehrere hundert Messstellen notwendig. Traditionelle Sensoren, wie z.B. Dehnmessstreifen, sind dafür, infolge des hohen Verkabelungsaufwands, deren Rückwirkung auf das Objekt und der nicht zur Verfügung stehenden Installationszeit während dem Einrammen des Pfahls, nicht geeignet.

Demgegenüber haben verteilte faseroptische Messsysteme den Vorteil, dass mit einem einzigen Zuleitungskabel eine Vielzahl von Messstellen realisiert werden kann. Als dehnungs-sensitives Element fungiert dabei eine optische Glasfaser, die allerdings auf Grund ihrer Fragilität in den rauen Umgebungsbedingungen der Pfahlkonstruktion entsprechend geschützt werden muss. Im Rahmen der Instrumentierung ist daher darauf zu achten, dass der Schutz der Messfaser gewährleistet ist und der Konstruktionsprozess des Rammpfahls nicht wesentlich verzögert wird.

Im Folgenden werden anhand eines kurzen Überblicks die Pfahlkonstruktion sowie das angewandte Pfahlprüfsystem vorgestellt. Des Weiteren wird das Funktionsprinzip des faseroptischen Messinstruments behandelt, der Aufbau des eingesetzten Sensorkabels erörtert und Untersuchungen des gesamten Messsystems unter Laborbedingungen diskutiert. Abschließend wird die Leistungsfähigkeit des Systems unter realen Einsatzbedingungen im Feldversuch mit Probelastung gezeigt und die Resultate der Messungen diskutiert.

2 Pfahlkonstruktion

Als Beispiel für die Herstellung eines Rammpfahls wird nachfolgend die Konstruktion eines **Keller-Duktil-Pfahls (KDP)** beschrieben. Dieser besteht üblicherweise aus duktilem Gusseisen GGG40 oder Stahl ST52 und wird mittels eines hydraulischen Schnellschlaghammers in den Boden eingerammt, siehe Abbildung 1 und Abbildung 2.

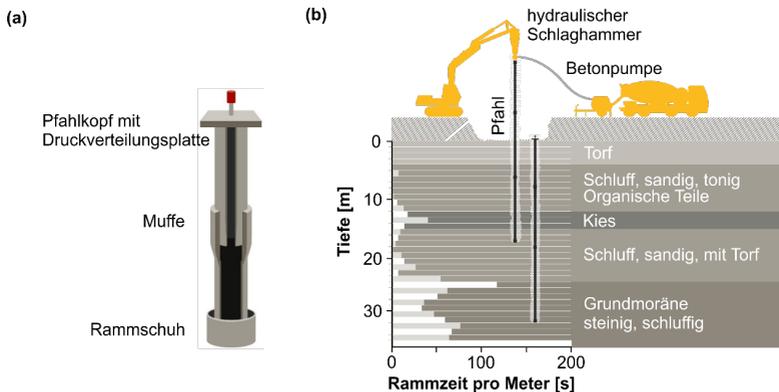


Abbildung 1: Schematische Darstellung (a) eines KDP (Keller-Duktil-Pfahl) und (b) des Zusammenhangs zwischen Rammzeit und unterschiedlichen Bodenschichten



Abbildung 2: (a) Rammschuh (Fußkappe) mit angesetztem, erstem Rohrschuss und Betonaustrittsöffnung, (b) Detailaufnahme des Pfahls (\varnothing 118 mm) mit umgebenden Verpressgut (Betonmörtel) und installiertem faseroptischem Sensorkabel, (c) Pfahl im Zuge der Herstellung

Dabei wird der erste Rohrschuss (z.B. 5 m Länge, \varnothing 118 mm, 7.5 mm Wandstärke) mit einem Rammschuh (Fußkappe) versehen, angesetzt und eingerammt (Abbildung 2a). Danach erfolgt die Aufnahme der nächsten Rohrschüsse, welche in die konische Muffe des unmittelbar davor eingerammten Rohres eingesetzt und wiederum eingerammt werden. Durch den Rammvorgang entsteht eine starre, kraftschlüssige Verbindung.

Der Pfahl wird auf die Endtiefe abgeteufelt, welche auf Grund des Eindringwiderstandes festgelegt wird. Die endgültige Pfahllänge richtet sich nach der statisch erforderlichen Einbindelänge in den tragfähigen Boden und der Tiefenlage der tragfähigen Schicht (z.B. Grundmoräne, siehe Abbildung 1b). Die Lage dieser tragfähigen Bodenschicht wird über die Eindringgeschwindigkeit des Pfahles beim Rammen (Rammzeit) festgestellt. Nach Abschluss des Rammverfahrens erfolgt je nach statischen Erfordernissen die Anbringung einer Druckverteilungsplatte (Abbildung 1a) und einer Anschlussbewehrung.

Üblicherweise werden KDP mantelverpresst hergestellt. Das bedeutet, dass ein Rammschuh verwendet wird, der einen größeren Durchmesser aufweist als der Pfahlquerschnitt. Im Zuge des Rammvorganges erfolgt die Einbringung von Verpressgut (Betonmörtel) in das

Pfahlrohr mittels eines speziellen Schlagstückes, welches durch eine Öffnung im Pfahlfussbereich austritt (Abbildung 2a). Der entstehende Ringraum wird somit mit Betonmörtel verfüllt, wodurch ein schlüssiger Verbund zwischen Boden und Pfahl entsteht. Durch diese Art der Konstruktion tragen sich die Lasten über eine Kombination aus Mantelreibung und Spitzendruck in den Untergrund ab. Die Aufteilung der beiden Lastabtragungskomponenten wird im Wesentlichen von den Eigenschaften des anstehenden Untergrunds bestimmt.

3 Pile HAY-Proof System®

3.1 Allgemeines

Auf Grund immer straffer werdender wirtschaftlicher und zeitlicher Vorgaben kommt einer am Baufeld durchgeführten, wirtschaftlichen Überprüfung der Lastabtragungsparameter für die Pfahlbemessung immer größere Bedeutung zu. Dabei sind bereits diverse Prüfverfahren für Probelastungen bekannt, siehe z.B. [ENGLAND, 2008] oder [OSTERBERG, 1998].

Das statische Prüfverfahren **Pile HAY-Proof-System®** [HAYDEN, KIRCHMAIER, 2010], welches im Jahr 2008 entwickelt wurde, stellt insbesondere auf Grund seines einfachen Aufbaus eine innovative Weiterentwicklung im Bereich von Pfahlsystemen und Pfahlbelastungsversuchen dar. Es handelt sich dabei um einen bi-direktionalen Versuch, bei dem durch die Wirkungsweise in zwei Richtungen – aufwärts gegen den Scherwiderstand (Mantelreibung τ_m) und abwärts gegen den Spitzendruck σ_s – die Widerstandsanteile getrennt erfasst werden können. Außerdem ist es mittels des Prüfverfahrens ebenso möglich, die Tragfähigkeit bei der Herstellung von Aufstandspfählen, welche hauptsächlich auf Spitzendruck belastet werden, ohne zusätzliche Kosten zu ermitteln.

3.2 Versuchsaufbau

Die einzelnen Bestandteile des Versuchsaufbaus des **Pile HAY-Proof-Systems®** sind schematisch in Abbildung 3 dargestellt. Unmittelbar nach Abschluss der Pfahlkonstruktion wird dabei zur Aufnahme bzw. Verteilung der Zugkräfte über die gesamte Pfahllänge ein den Zugkräften angepasstes Zugrohr (1a) eingebaut, welches bis zum Rammschuh (5) reicht und gleichzeitig als Hüllrohr für den Druckstab (2) dient. Zur Einleitung der Pressenkraft in den Druckstab wird im Bereich des oberen Endes des Druckstabes (2) ein höhenverstellbarer Pressenaufлагerteller (3) mittels Spezialgewinde fixiert. Außerdem ist am oberen Ende

eine Notfangvorrichtung (4) mittels Spezialmutter als zusätzliche Sicherheitsmaßnahme installiert. Eine beliebige Verlängerung des Zugrohres (1b) kann über Kupplungshülsen (9) durchgeführt werden. Zur Gewährleistung der erforderlichen Zentrität des Zugrohres werden Distanzhalter (11) verteilt entlang des Pfahles eingebaut.

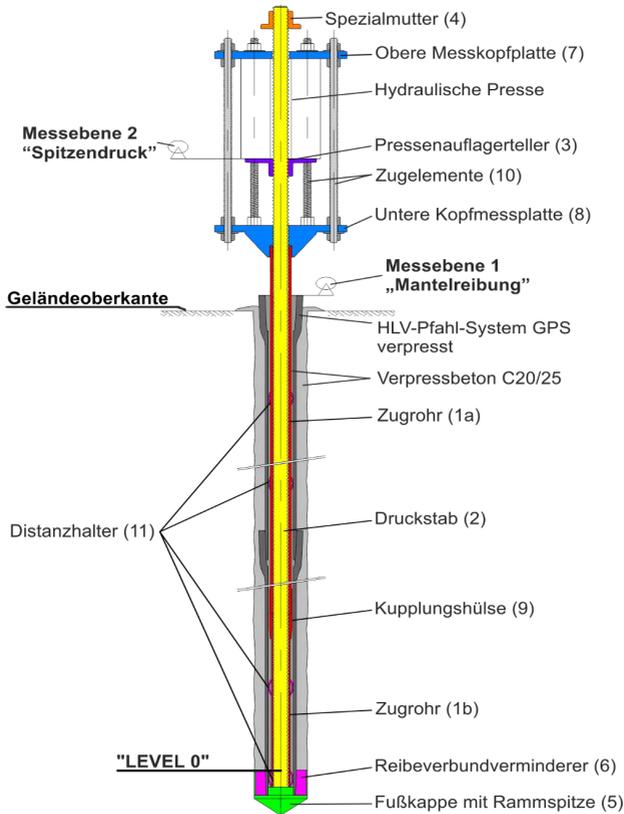


Abbildung 3: Schematische Darstellung der einzelnen Bestandteile des statischen Prüfverfahrens Pile HAY-Proof-System® auf Basis eines KDP-Pfahls

Im Rahmen des Prüfverfahrens fungiert die Fußkappe bzw. Rammspitze (5) in Verbindung mit dem umgebenden Boden als Widerlager. Die Funktionsweise ist dabei ähnlich der Osterberg-Zelle [OSTERBERG, 1998], welche bei der Prüfung von Großbohrpfählen verwendet wird. Zusätzlich werden im Bereich der Rammspitze „Reibeverbundverminderer“ (6) in Form

von Textilien eingebaut, um einen Verbund zwischen Fußkappe, Beton und Pfahlrohr zu vermeiden. Den oberen Abschluss des **Pile HAY-Proof-Systems**[®] bildet der Messkopf, der aus der oberen (7) und der unteren Messkopfplatte (8) sowie den sechs Zugelementen (10) mit den dazugehörigen Muttern besteht.

3.3 Wirkungsweise

Hinsichtlich des Kraftflusses (Abbildung 4) dient die obere Messkopfplatte (7), Abbildung 3, als Widerlager für die hydraulische Presse. Die untere Messkopfplatte (8) ist mittels Spezialgewinde kraftschlüssig mit dem Zugrohr (1) verbunden. Die Pressenreaktionskraft wird über die obere Messkopfplatte sowie die sechs Zugelemente (9) in die untere Messkopfplatte und somit in das Zugrohr eingeleitet. Die Pressendruckkraft wird nun über den Pressenauflagerteller (3) in den Druckstab (2) übertragen und in weiterer Folge ohne nennenswerte Reibungsverluste zur verstärkten Spezialfußkappe (5) weitergegeben.

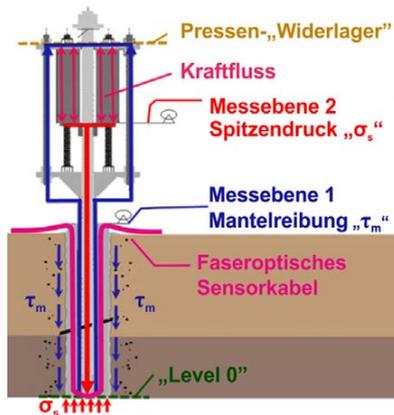


Abbildung 4: Wirkungsweise des Pile HAY-Proof-Systems[®]

Die Pfahlgeometrie (Verpresskörper) für die Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit ist dabei ident zu Bauwerkspfählen. Außerdem muss angemerkt werden, dass während des beschriebenen Prüfverfahrens infolge der bi-direktionalen Wirkungsweise nur etwa die halbe Pressenkraft auf den Pfahlkopf im Verhältnis zur konventionellen Pfahlprobelastung aufgebracht werden muss [HAYDEN, KIRCHMAIER, 2010], um eine vergleichbare Reaktion des Prüfpfahls zu erreichen.

3.4 Resultat

Während der Versuchsdurchführung wird die aufgebrachte Kraft in Stufen solange erhöht, bis Versagenserscheinungen des Versuchspfahls auftreten. Je nach geotechnischen Randbedingungen können dabei bis zu vier unterschiedliche Szenarien – Versagen der Mantelreibung τ_m , Versagen des Spitzendrucks σ_s , gleichzeitiges Versagen von Mantelreibung τ_m und Spitzendruck σ_s sowie das Erreichen der inneren Tragfähigkeit der Versuchseinrichtung – auftreten. Die entstehenden Deformationen werden im Zuge der Belastung durch den Einsatz von Linearaufnehmern in zwei unterschiedlichen Messebenen erfasst, siehe Abbildung 4. Der wesentliche Unterschied zur konventionellen Pfahlprüfung besteht darin, dass die Widerstände des Pfahls infolge der Mantelreibung (Messebene 1) bzw. des Spitzendrucks (Messebene 2) getrennt voneinander beurteilt werden können. Somit ist ebenso eine Bestimmung der Gesamttragfähigkeit des Pfahls aus einer Kombination der beiden Widerstandskomponenten (Mantelreibung bzw. Spitzendruck) möglich.

Anhand des Versuchs kann eine Aussage über die Verteilung der Mantelreibung entlang des Pfahls nur über die gemessenen Rammzeiten erfolgen. Jedoch ist diese ausschlaggebend für die Lokalisierung unterschiedlicher Bodenschichten und in weiterer Folge für die Optimierung der Pfahllängen. Aus diesem Grund wurde versucht, das **Pile HAY-Proof-System**[®] mittels des faseroptischen Messsystems (siehe Abbildung 4 und Abschnitt 6.1) zu erweitern, um die entstehenden Dehnungen verteilt über die Pfahllänge erfassen und die Verteilung der Mantelreibung ohne Rammkriterium ermitteln zu können.

4 Faseroptisches Messsystem

4.1 Optical Backscatter Reflectometer

Im Zuge der Ausbreitung von Signalen in optischen Fasern kann die Rayleigh-Streuung als die Hauptkomponente der Intensitätsverluste gesehen werden. Sie wird durch die Variationen des Brechungsindex entlang des Faserkerns verursacht und ist so für etwa 85 % der natürlichen Dämpfungen verantwortlich, siehe [WUILPART, 2011]. Die Amplitude des rückgestreuten Signals weist dabei ein für die jeweilige Glasfaser charakteristisches Verhalten auf. Externe Einflüsse auf die Messfaser, wie zum Beispiel Dehnungen oder Temperaturänderungen, verursachen eine relative Frequenzverschiebung im lokal rückreflektierten Frequenzspektrum. Somit kann ein kleines Segment entlang der Messfaser (z.B. mit einer Länge $\Delta z = 10$ mm) als variables Faser Bragg Gitter (FBG, siehe z.B. [OTHONES, KALLI,

1999)) interpretiert werden. Die Realisierung des verteilten faseroptischen Messsystems entsteht folglich durch Unterteilung der Faser in äquidistante Abschnitte Δz und Bestimmung der zu einem Zeitpunkt vorherrschenden, jeweiligen lokalen Frequenzverschiebung. Diese ist direkt proportional zur lokalen Änderung im Dehnungs- bzw. Temperaturverhalten.

In der vorliegenden Anwendung wurde ein Optical Backscatter Reflectometer (OBR) verwendet, der Messungen mit einer extrem hohen Auflösung von $\pm 1 \mu\text{m/m}$ für die Dehnungsmessung und $\pm 0.1 \text{ K}$ für die Temperaturmessung ermöglicht [LUNA, 2014a]. Außerdem ist eine Ortsauflösung $\Delta z \leq 10 \text{ mm}$ realisierbar. Das Messprinzip dieses OBR beruht auf der Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR). Dabei wird die Rayleigh-Rückstreuung im Frequenzspektrum erfasst und jedes einzelne Segment Δz über eine Fourier-Transformation im Ortsbereich betrachtet. Details bezüglich des Messprinzips können [SOLLER ET AL., 2005] und [KREGER ET AL., 2006] entnommen werden.

Da es sich um ein relatives Messverfahren handelt, ist die Rayleigh-Rückstreuung in einer Nullmessung der Messfaser zu erfassen und die später erfassten Dehnungen bzw. Temperaturänderungen beziehen sich auf diesen Ausgangszustand. Dazu erfolgt eine Unterteilung der Signale beider Messungen in äquidistante Abschnitte Δz , wobei die Länge des Segments der Ortsauflösung des OBR entspricht.

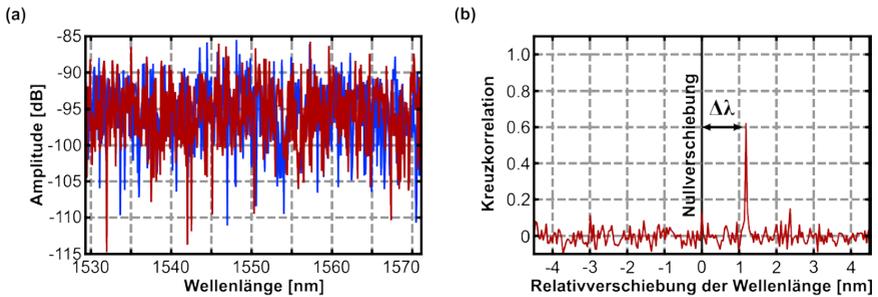


Abbildung 5: (a) Spektrum eines 10 mm Segments im ungedehnten (blau) und gedehnten (rot) Zustand und (b) Kreuzkorrelationsfunktion der beiden Spektren

Wie eingangs erwähnt, bewirken externe Einflüsse auf die Messfaser eine Änderung im lokal rückreflektiertem Frequenzspektrum. Aus diesem Grund werden die Spektren der einzelnen Abschnitte Δz für beide Signale im Frequenzbereich betrachtet, wobei die Bestimmung der resultierenden Frequenzverschiebung zwischen Referenz- und Folgemessung

durch Anwendung einer Kreuzkorrelation erfolgt. Die Durchführung dieser Berechnung für sämtliche Segmente entlang der Messfaser ist entsprechend aufwändig, weshalb die Messlänge für große Frequenzverschiebungen derzeit auf 70 m limitiert ist.

Zur Veranschaulichung des Berechnungsschemas zeigt Abbildung 5a das Spektrum eines Segments mit einer Länge von 10 mm. Gegenüber der Referenzmessung wurde bei der Folgemessung eine Dehnung von ungefähr 1000 $\mu\text{m}/\text{m}$ auf die Messfaser aufgebracht. Die Kreuzkorrelationsfunktion der beiden Spektren ist in Abbildung 5b dargestellt. Die resultierende Relativverschiebung der Wellenlänge $\Delta\lambda$ ist dabei direkt proportional zur Dehnungsänderung im betrachteten Bereich der Messfaser.

4.2 Faseroptisches Sensorkabel

In geotechnischen Anwendungen herrschen oft raue Umgebungsbedingungen vor, was oft eine Herausforderung für die Installation von Sensoren darstellt. Aus diesem Grund muss ein robustes Sensorkabel für die faseroptische Instrumentierung gewählt werden, um einen Schutz der Glasfaser während des Einbaus und der Versuchsdurchführung gewährleisten zu können. Wichtig ist außerdem, dass ein zuverlässiger Verbund der unterschiedlichen Schutzschichten des Kabels besteht, um eine möglichst unverfälschte Übertragung der außen anliegenden Dehnungen auf den Glasfaserkern sicherzustellen.

Im Rahmen unserer bisherigen Instrumentierungen an Rammpfählen verwendeten wir spezielle Sensorkabel der Brugg Kabel GmbH (Schweiz), für welche eine Einsatzbereich von 10000 $\mu\text{m}/\text{m}$ garantiert wird ([BRUGG, 2012a], [BRUGG, 2012b]). In einem ersten Versuch wurde dabei der Kabeltyp BRUsens Strain V4 (schematisch dargestellt in Abbildung 6a) gewählt, bei dem die Glasfaser in einem Stahlmantel geschützt ist. Infolge der geringen Zugsteifigkeit dieses Sensorkabels ist die Rückwirkung auf das Messobjekt zu vernachlässigen. Während des Rammvorgangs (Beschleunigungen von mehr als 1800 g, einbrechende Steine) wurde das Kabel jedoch beschädigt, siehe [MONSBERGER ET AL., 2016]. Deshalb wurde für die nachfolgende, in diesem Artikel beschriebene Instrumentierung der wesentlich robustere Kabeltyp BRUsens Strain V3 verwendet [BRUGG, 2012a]. Anhand des schematischen Aufbaus in Abbildung 6b ist ersichtlich, dass dieser neben der Metallummantelung (analog zu Typ BRUsens V4) einen zusätzlichen Schutz in Form einer Spezialarmierung aus Stahl besitzt. Außerdem ist die äußere Polyamid-Schicht mit einer struktu-

rierten Oberfläche versehen, wodurch ein besserer Verbund mit dem umgebenden Verpressgut (Betonmörtel) zu erwarten ist und damit geringere Anforderungen an die Montage des Sensorkabels an die Pfahlelemente bestehen.

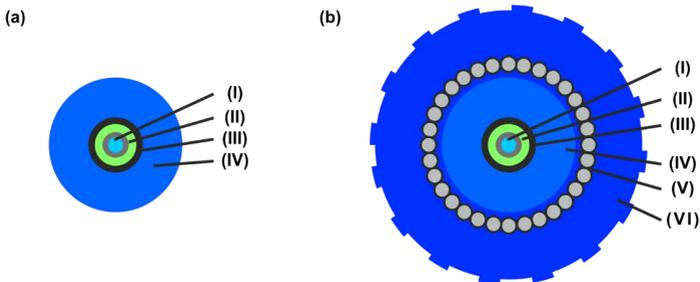


Abbildung 6: Schematische Darstellung des Aufbaus der eingesetzten Sensorkabel

(a) BRUsens Strain V4 (\varnothing 3.2 mm) und (b) BRUsens Strain V3 (\varnothing 7.2 mm) mit (I) Single-Mode Glasfaser (\varnothing 250 μ m), (II) mehrschichtiger dehnungsübertragender Layer, (III) Metallummantelung, (IV) Polyamid-Schicht, (V) spezielle Stahlarmierung, (VI) äußere, strukturierte Polyamid-Schicht

5 Kalibrierung des faseroptischen Messsystems

5.1 Einrichtung zur Kalibrierung faseroptischer Sensoren

Viele Hersteller faseroptischer Sensoren spezifizieren keine eigenen Kalibrierungsparameter und verweisen stattdessen auf Angaben der Literatur. Durch Verwendung dieser Standardkoeffizienten können jedoch systematische Fehler von bis zu 10 % [LUNA, 2014b] resultieren. In unserer Anwendung stehen für die Kombination aus verwendeten Sensorkabel und eingesetztem OBR keine Kalibrierparameter zur Verfügung, weshalb eine eigene Kalibrierung unabdingbar ist.

Zur Untersuchung und Kalibrierung faseroptischer Sensoren wurde in den vergangenen Jahren in unserem Labor (IGMS – Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme der TU Graz) eine eigene Testeinrichtung entwickelt ([PRESL, 2009]). Die Hauptkomponenten des Systems bilden ein Verschiebeapparat, welcher eine Absolutdehnung des getesteten Sensors auf bis zu 300 mm ermöglicht, sowie ein Laserinterferometer, das zur präzisen Referenzmessung eingesetzt wird. Mittels unserer Einrichtung können neben vorgefertigten Sensoren (z.B. FBG oder SOFO Punktsensoren) sowohl faseroptische Sensorkabel für verteilte Deformationsmessungen als auch blanke Glasfasern für spezielle Anwendungen untersucht

und kalibriert werden. Einzigartig ist außerdem, dass eine Überprüfung mit Sensorlängen von bis zu 30 m erfolgen kann. Für weiterführende Informationen wird auf [WOSCHITZ ET AL., 2015] verwiesen.

Die erreichbare Genauigkeit der Kalibriereinrichtung ist von der Länge und der maximalen Dehnung des untersuchten Sensors abhängig. Beispielsweise kann im Zuge der Kalibrierung eines Sensor mit einer Länge von 5 m, welcher auf 30000 $\mu\text{m/m}$ gedehnt wird, eine erweiterte Messunsicherheit des Referenzsystem (berechnet gemäß [ISO/BIPM 1995]) von etwa $U_{AL} = \pm 2.5 \mu\text{m}$ ($k = 2$) angegeben werden. In Bezug auf die gemessene Dehnung entspricht dies einer erweiterten Messunsicherheit von $U_{\varepsilon} = \pm 0.5 \mu\text{m/m}$.

5.2 Systemkalibrierung

Die Erläuterungen zum Funktionsprinzip des eingesetzten OBR zeigen, dass die gemessene relative Frequenzverschiebung zwischen Referenz- und Folgemessung sowohl von der auftretenden Dehnung ε als auch von Temperaturänderungen ΔT abhängig ist. Diese gesuchten Größen können ausgehend vom bestimmten Frequenzshift Δv [GHz] bzw. der Wellenlängenverschiebung $\Delta \lambda$ [nm] durch die lineare Funktion

$$\frac{\Delta \lambda}{\lambda} = \frac{-\Delta v}{v} = K_{\varepsilon} \varepsilon + K_T \Delta T \quad (1)$$

mit den normierten Sensitivitätskoeffizienten K_{ε} und K_T approximiert werden. Zur Normierung werden die zentrierte Wellenlänge λ bzw. Frequenz v des ausgehenden Signals des OBR verwendet. Dieser Zusammenhang kann mit dem üblichen Response eines Fiber Bragg Gratings verglichen werden [KREGER ET AL., 2006]. Unter der Annahme, dass keine Temperaturunterschiede oder keine Dehnungen auf die Messfaser wirken, kann für jede der beiden Einflussgrößen eine individuelle lineare Funktion formuliert werden:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta \lambda}{\lambda} &= \frac{-\Delta v}{v} = K_{\varepsilon} \varepsilon \Big|_{\Delta T = \text{const.}} \\ \frac{\Delta \lambda}{\lambda} &= \frac{-\Delta v}{v} = K_T \Delta T \Big|_{\varepsilon = \text{const.}} \end{aligned} \quad (2)$$

Dadurch wird eine separate Betrachtung gegenüber der Dehnung bzw. der Temperatur ermöglicht, welche zur Bestimmung von K_{ε} bzw. K_T eingesetzt werden kann.

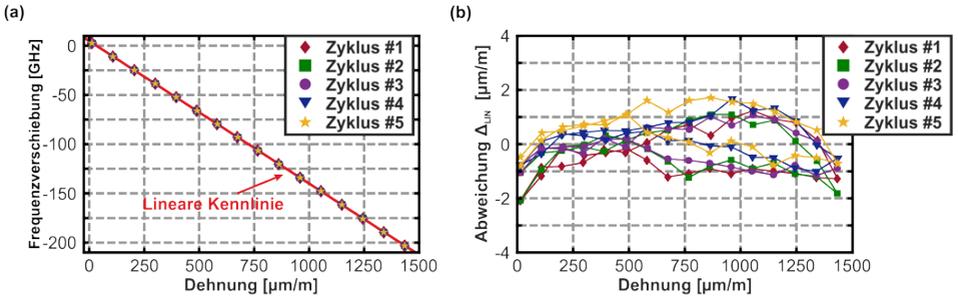


Abbildung 7: (a) Resultate der Dehnungskalibrierung mit geschätzter linearer Kennlinie und (b) berechnete Abweichungen zur linearen Kennlinie aller fünf Kalibrierungszyklen

Die Kalibrierung des im Feldversuch eingesetzten Sensorkabels BRUsens V3 erfolgte anhand eines Versuchssamples mit einer Länge von ungefähr 2 m. Dieses wurde auf unserer Testeinrichtung montiert und in fünf vollständigen Zyklen mit einer Maximaldehnung von 1500 $\mu\text{m}/\text{m}$ sowie einer Schrittweite von 100 $\mu\text{m}/\text{m}$ untersucht. Vor Versuchsbeginn wurde außerdem eine Vordehnung der Messfaser auf etwa 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ vorgenommen, um Nichtlinearitäten im niedrigen Dehnungsbereich zu vermeiden.

Abbildung 7a zeigt die gemessenen Frequenzverschiebungen des OBR aller fünf Kalibrierungszyklen im Verhältnis zu den aufgebrachtten Dehnungen, welche mittels des Referenzinterferometers bestimmt wurden. Die Reproduzierbarkeit in den einzelnen Messpunkten des Dehnungsprofils ist mit einer maximalen Abweichung zwischen den Punkten der fünf Messzyklen von 1.6 $\mu\text{m}/\text{m}$ gegeben. In weiterer Folge kann aus den gemessenen Daten eine lineare Sensorkennlinie geschätzt werden, wobei ein Dehnungskoeffizient von $K_{\epsilon} = 0.7485$ bestimmt wurde. Wie eingangs erwähnt, spezifiziert der Kabelhersteller keinen eigenen Koeffizienten für die Anwendung von OBR-Systemen basierend auf der Rayleigh-Streuung. Ohne eigene Kalibrierung und bei Verwendung eines Standardkoeffizienten aus der Literatur – diese reichen von 0.7314 (Single Mode Faser SMF 28e, [KREGER ET AL., 2006]) bis zu 0.780 (Standard Siliziumfaser mit Germaniumbeschichtung, [LUNA, 2014b]) – würden sich damit Fehler von bis zu 5 % ergeben. Die Abweichungen von der linearen Kennlinie liegen in einem Bereich von lediglich $\pm 2 \mu\text{m}/\text{m}$ (Abbildung 7b) und bestätigen damit die hohe Präzision des faseroptischen Systems.

Im Rahmen des hier gezeigten Projekts erfolgte eine vertikale Einbettung des Sensorkabels entlang des Pfahls in den Boden. Mit Ausnahme der obersten Bodenschicht kann folglich eine konstante Temperatur im Erdreich angenommen und eine Kalibrierung der Messfaser gegenüber Temperaturänderungen vernachlässigt werden. Im Falle größerer Temperaturänderungen müsste jedoch eine weitere, von der Pfahldehnung isolierte Messfaser installiert werden, welche zur Temperaturkompensation der gemessenen Dehnungswerte genutzt werden könnte.

6 Feldversuch

6.1 Installation des faseroptischen Sensorkabels

In einer ersten durchgeführten Installation konnte das Messkabel den rauen Installationsbedingungen während der Pfahlherstellung nicht standhalten [Monsberger et al., 2016]. Auf Grund dieser Vorerfahrungen verwendeten wir im Zuge dieser Instrumentierung das zuvor erwähnte, wesentlich robustere Sensorkabel BRUsens V3, um die Überlebenschancen der Glasfaser während des Einbaus zu erhöhen. Zusätzlich wurde das Sensorkabel in einer Schleifenkonfiguration an zwei gegenüberliegenden Seiten des Pfahls geführt (siehe Abbildung 4). Im Falle eines einzelnen Bruchs der Sensorfaser wäre dadurch eine Messung von beiden Faserenden und somit eine lückenlose Erfassung der Deformationen entlang des Pfahls dennoch möglich.

Zur Fixierung des Messkabels entlang des Pfahls wurden diverse Installationstechniken untersucht. Die Instrumentierung erfolgte schließlich mittels spezieller Rohrklemschellen. Diese gewährleisteten einerseits eine zuverlässige Verbindung zwischen Messobjekt und Sensorfaser, andererseits wird der Konstruktionsprozess des Rammpfahls nicht wesentlich behindert. Anhand der vorab durchgeführten Untersuchungen des Befestigungssystems im Labor entschieden wir uns, das Messkabel in einem Abstand von etwa einem Meter am Pfahl zu fixieren. Im Feldversuch wurde ein Pfahl mit einer Länge von ungefähr 14 m mittels des faseroptischen Sensorkabels instrumentiert. Durch die diversen zusätzlichen Schutzmaßnahmen sowie die Verwendung des robusteren Sensorkabels konnte dabei ein Bruch der Glasfaser während des Einbaus verhindert werden, wodurch wir lückenlose Messungen entlang des gesamten Pfahls durchführen konnten.

6.2 Versuchsablauf

Im Zuge einer Pfahlprüfung mittels des **Pile HAY-Proof-System**[®] werden die Prüfkräfte in unterschiedlichen Versuchsphasen auf den Pfahl aufgebracht. In einem Primärversuch wird der Pfahl sowohl aufwärts gegen die Mantelreibung τ_m als auch abwärts gegen den Spitzendruck σ_s getestet. Sollte ein Versagen des Spitzendrucks eintreten, muss in einem Sekundärzugversuch eine klassische statische Zugprobelastung durchgeführt werden, um eine vollständige Versuchsauswertung durchführen zu können.

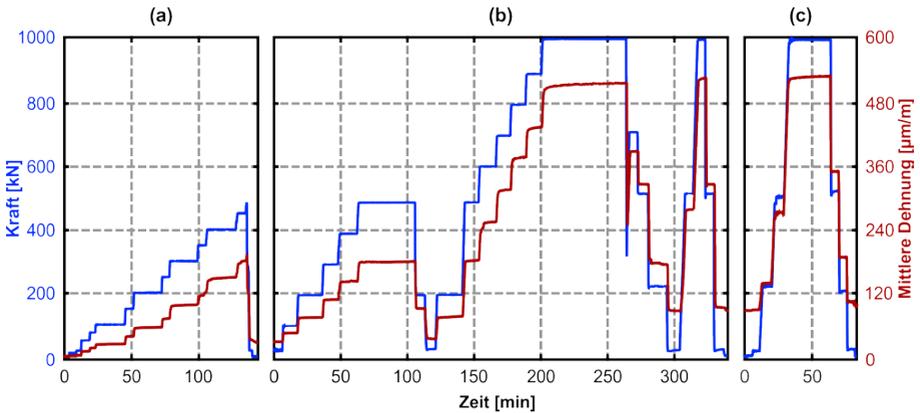


Abbildung 8: Aufgebrachte Prüfkraft (blau) und gemessene mittlere Dehnung (rot) während der Prüfung mit dem Pile HAY-Proof-System[®] (a) Primär-, (b) Sekundär- und (c) Tertiärzugversuch

Die Durchführung des beschriebenen Versuchs erfolgte sieben Tage nach der Pfahlherstellung. Während des Primärversuchs des instrumentierten Pfahls (Abbildung 8a) wurde die Belastung schrittweise um je 50 kN erhöht. Ein Versagen des Spitzendrucks trat dabei im Zuge der Steigerung der Last von 450 auf 500 kN ein, woraus eine maximale Spitzendruckkraft von 480 kN (entspricht einem Bruchspitzendruck von 15.5 MN/m^2) resultiert. Nach Umbau des Versuchsapparats erfolgte der Sekundärzugversuch (Abbildung 8b). Hierbei wurde die Prüfkraft zunächst in Schritten von 100 kN bis zur Gebrauchslast von 500 kN gesteigert. Danach wurde in zwei Laststufen auf Vorlast entlastet, um folglich die Last durch eine schrittweise Erhöhung um je 100 kN bis zur maximalen Inneren Tragfähigkeit der Versuchseinrichtung von 1000 kN zu erhöhen. Infolge sehr gut tragfähiger Bodenschichten (Kies bzw. Feindsand) konnte jedoch kein Versagen der Mantelreibung erreicht werden. Daher

wurden ungefähr 2.5 m des Pfahls freigegeben und lose zugeschüttet, um die Mantelreibungskräfte zu reduzieren. Eine erneute Zugprobebelastung (Tertiärzugversuch, siehe Abbildung 8c) konnte dennoch kein Versagen des Pfahlmantels bewirken.

Über die gesamte Dauer des Belastungsversuchs wurden die Dehnungen mittels des verteilten faseroptischen Messsystems kontinuierlich mit einer Frequenz von ungefähr 0.1 Hz gemessen. Zur ersten Analyse sind in Abbildung 8 sowohl die aufgebrachten Prüfkkräfte als auch die mittlere Dehnung entlang des Pfahls dargestellt. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen dem Verlauf der gemessenen Dehnungen und dem Kraftverlauf. Jedoch sind Kriecheffekte in den Dehnungswerten zu Beginn jeder Laststufe zu erkennen, welche sich nach einigen Minuten konstanter Belastung stabilisieren.

6.3 Resultate

Nachfolgend wird ein Überblick über die Ergebnisse der verteilten faseroptischen Deformationsmessung im Zuge der Pfahlbelastung gegeben. Diese sollen Aufschlüsse über die Leistungsfähigkeit des Systems unten realen Einsatzbedingungen bieten.

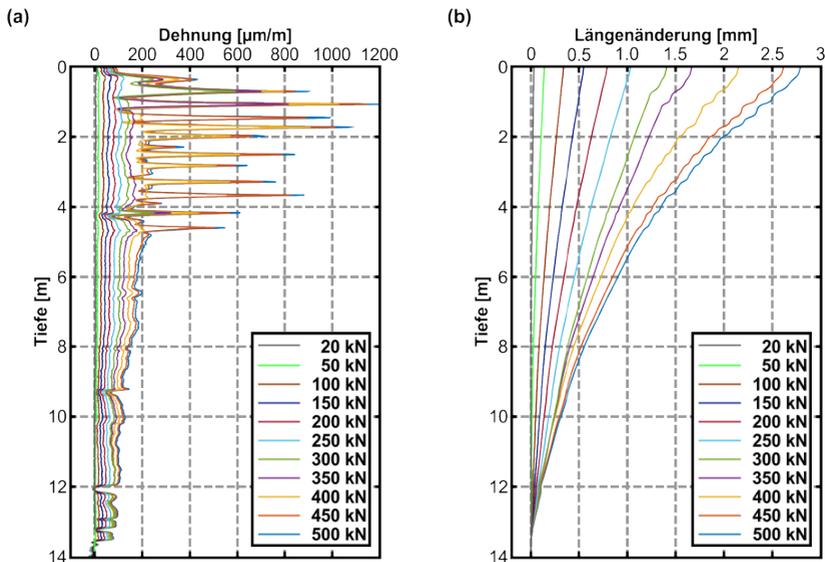


Abbildung 9: Faseroptische Messungen auf ausgewählten Laststufen des Primärversuchs; (a) Gemessene Dehnungen über die Pfahltiefe und (b) daraus abgeleitete Längenänderungen des Pfahls

Abbildung 9a zeigt die Ergebnisse der faseroptischen Messungen des Primärversuchs anhand der gemessenen Dehnungsprofile auf unterschiedlichen Laststufen. Dabei sind bei einer niedrigen Belastung (bis 250 kN) annähernd regelmäßige Dehnungsverläufe über die Pfahltiefe erkennbar. Ausnahmen stellen die Bereichen der beiden Muffen (4.2 m und 9.2 m) sowie der untere Pfahlbereich (12 bis 14 m) dar. Ab einer Belastung von 300 kN treten extreme lokale Inhomogenitäten im oberen Bereich des Pfahls auf, wobei die Anzahl der Dehnungsspitzen mit steigender Prüflast zunimmt. Diese sind auf die Entwicklung von Rissen im umgebenden Betonmörtel infolge der einwirkenden Prüfkkräfte zurückzuführen.

Unter der Annahme eines stabilen Bodenpunktes können die gemessenen Dehnungswerte über die Länge integriert werden, woraus die Gesamtlängenänderung des Pfahls resultiert, siehe Abbildung 9b. Beispielsweise folgt bei einer Belastung von 250 kN aus den faseroptischen Messungen eine Gesamtlängenänderung von 1.05 mm. Vergleicht man diese mit den Daten der klassischen Sensorik am Pfahlkopf ($\Delta L = 1.1$ mm), so liegt die Abweichung innerhalb der Leistungsfähigkeit der Linearaufnehmer von ± 0.1 mm.

Hierbei ist zu betonen, dass eine verteilte Erfassung von Rissen im Verpressgut nur durch die extrem hohen Ortsauflösung $\Delta z \leq 10$ mm des faseroptischen Messsystems möglich ist. Nach unserem Wissenstand sind dazu noch keine derart präzisen und hochauflösenden Messdaten bei Belastungsversuchen von Rammpfählen vorhanden, weshalb eine detaillierte Betrachtung bisher nicht durchführbar war. Aus diesem Grund liegt der Fokus nun auf den oberen vier Metern des Pfahls (Abbildung 10), auf welchen Risse während des Primärversuchs auftreten. Abbildung 10a zeigt das gemessene Dehnungsprofil bei einer Belastung von 350 kN, wobei die ersten beiden Risse bereits bei ungefähr 0.7 m und 1.1 m zu erkennen sind. In den darauffolgenden Minuten wird die Prüfkraft zunächst auf dieser Laststufe gehalten und danach um 50 kN auf 400 kN gesteigert. Über diesen gesamten Zeitraum kann die Entstehung weiterer Risse im Betonmörtel (rot markiert und nummeriert in Abbildung 10b-f) beobachtet werden.

Die Art der Rissbildung ist dabei unterschiedlich. Beispielsweise entstehen die Risse 3, 6, 7 und 8 abrupt innerhalb einer Messepoche. Andere Risse (z.B. Riss 4) öffnen sich langsam, wobei die Dehnung in den darauffolgenden Epochen stark zunimmt. Nach Abschluss der Prüfkraftsteigerung auf 400 kN treten drei weitere Risse auf (Abbildung 10d-f), woraus u.a. Kriecheffekte im gemittelten Dehnungsverlauf (Abbildung 8) resultieren.

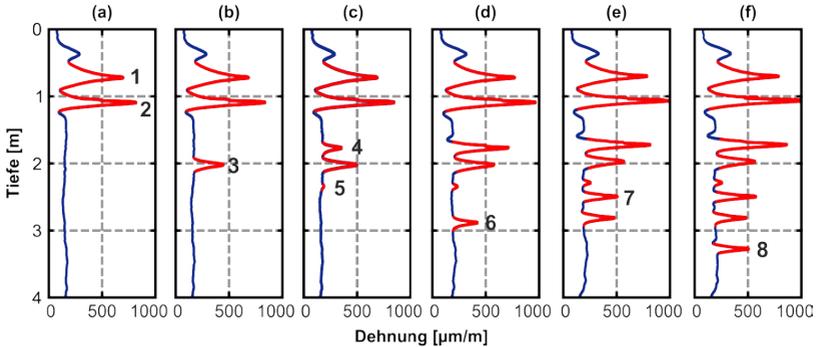


Abbildung 10: Gemessene Dehnungsprofile entlang des Pfahls bis zu einer Tiefe von 5 m bei einer Belastung von (a) 350 kN (t = 103 min 40 s), (b) 350 kN (t = 104 min), (c) 350 kN (t = 104 min 40 s), (d) 400 kN (t = 106 min 20 s), (e) 400 kN (t = 107 min 10 s) und (f) 400 kN (t = 109 min 20 s)

Auf Grund der sehr guten tragfähigen Bodenverhältnisse wurde im Sekundärzugversuch die Innere Tragfähigkeit der Versuchseinrichtung bei einer Last von 1000 kN erreicht. Durch die Verdoppelung der einwirkenden Prüfkraft kann daher in den erfassten Dehnungsprofilen über die Pfahltiefe (siehe Abbildung 11a) eine Erweiterung der Rissbildung beobachtet werden. Ab einer Belastung von 600 kN entstehen somit weitere Risse bis zu einer Pfahltiefe von ungefähr 10 m. Die fehlenden Risse unter 10 m legen daher den Schluss nahe, dass die Mantelreibung des Pfahles im Bereich von 10 m bis 14 m noch nicht aktiviert wurde.

Zur Beurteilung der Präzision des faseroptischen Messsystems unter Feldbedingungen erfolgt nun die Betrachtung von zehn aufeinanderfolgender Messungen des Sekundärversuchs bei der Laststufe 500 kN (ca. bei Versuchszeit 85 min). Dabei wurden Messungen in der Mitte der Laststufe gewählt, um eine Beeinflussung durch auftretende Kriecheffekte möglichst auszuschließen. Zusätzlich wurde eine Reduktion um den Mittelwert durchgeführt, um eine Interpretation des reinen Messrauschens zu ermöglichen. Dieses ist in Form der Restabweichungen aller zehn übereinanderliegender Messungen in Abbildung 11b dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die Messpunkte innerhalb eines Bereichs von $\pm 3 \mu\text{m/m}$ bewegen, mit einer Standardabweichung der gemessenen Dehnungen von $\sigma_\epsilon \approx 0.8 \mu\text{m/m}$. Untersuchungen des Instruments im Labor hinsichtlich der Präzision ergaben vergleichbare Resultate. Unter Beachtung gewisser Voraussetzungen (z.B. Schutz des Instruments im Feld durch Messung im Baucontainer, Schutz des Zuleitungskabels am Pfahlkopf, etc.) ist somit eine präzise faseroptische Messung auch unter Feldbedingungen durchführbar.

Im Anschluss an die Laststufe von 500 kN erfolgte eine kurze Entlastung des Rammpfahls mit folgender Kraftsteigerung auf erneut 500 kN (siehe Versuchsablauf, Abbildung 8b). Die Messungen vor bzw. nach Entlastung können zu einem direkten Vergleich herangezogen werden, siehe Abbildung 11c. Größere Differenzen von bis zu 45 $\mu\text{m}/\text{m}$ treten nur im oberen Bereich, bis zu einer Pfahltiefe von etwa 5 m, auf. In diesem Bereich sind Risse bereits während des Primärversuchs entstanden, wodurch die Reproduzierbarkeit der Dehnungswerte hier durch das Rissverhalten beeinflusst scheint. Im unteren Bereich des Pfahls, welcher bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht von der Rissentwicklung betroffen war, können ausgezeichnete Ergebnisse mit einer durchschnittlichen Abweichung von lediglich 1.4 $\mu\text{m}/\text{m}$ beobachtet werden. Diese liegt somit innerhalb der Spannweite der zuvor diskutierten Wiederholungsmessungen auf derselben Laststufe.

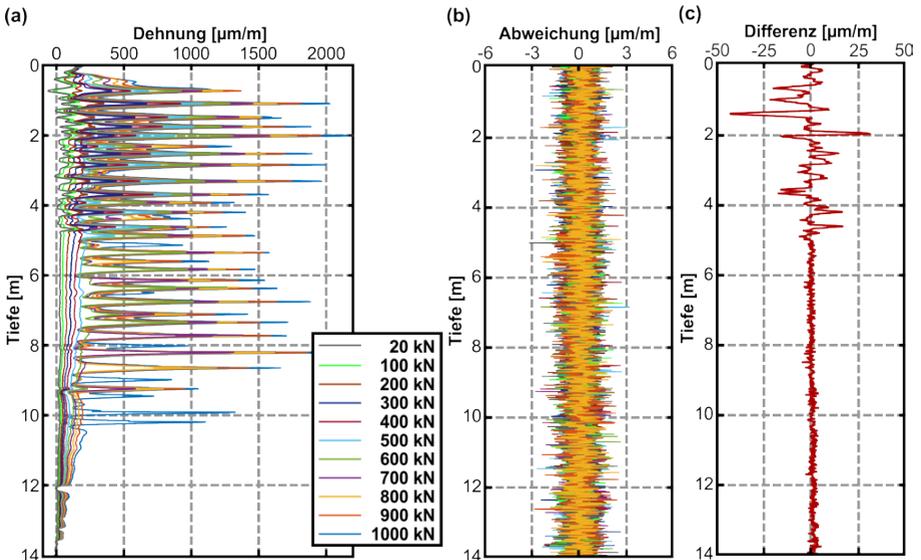


Abbildung 11: (a) Gemessene Dehnungsprofile ausgewählter Laststufen des Sekundärzugversuchs, (b) Streuung von zehn aufeinanderfolgender Dehnungsmessungen bei einer Belastung von 500 kN und (c) Differenz zwischen einer Messung vor und nach Entlastung des Pfahls bei 500 kN

7 Diskussion und Ausblick

In einem ersten Versuch konnte das verwendete Sensorkabel den rauen Installationsbedingungen während der Pfahlherstellung nicht standhalten, weshalb bei der Instrumentierung des gezeigten Pfahls auf eine robustere Variante zurückgegriffen wurde. Dieses Messkabel hat sowohl den Einbau als auch die Probelastung des Pfahls unbeschadet überstanden und scheint somit für die Art der Anwendung hinreichend robust zu sein. Jedoch könnte es durch die höhere Zugsteifigkeit möglicherweise zu einer geringen Beeinflussung des Messobjekts kommen, was in Laboruntersuchungen noch detaillierter geprüft werden muss.

Anhand einer Kalibrierung des Sensorkabels im Labor konnten dessen hervorragende Messeigenschaften gezeigt werden, mit Hystereseneffekten von $< 2 \mu\text{m/m}$ bei Dehnungen von bis zu $1500 \mu\text{m/m}$. Der im Zuge der Kalibrierung bestimmte Sensitivitätskoeffizient weicht um ca. 4 % von Literaturwerten ab, die für verschiedene Glasfasern (nicht für Sensorkabel) angegeben werden.

Während der Probelastung mittels des **Pile HAY-Proof-Systems**[®] im Feld konnte mit dem faseroptischen Messsystem dieselbe Präzision der Dehnungsmessungen erzielt werden, wie bei den zuvor durchgeführten Laboruntersuchungen, nämlich $\sigma_\varepsilon < 1 \mu\text{m/m}$. Ebenso zeigte sich die Reproduzierbarkeit der Messungen im Feld durch die Analyse der Daten vor bzw. nach der Entlastung des Rammpfahls. Die hohe Ortsauflösung des Systems erlaubt es nun auch Effekte wie die Rissentwicklung im Beton näher zu betrachten. Hierfür sind allerdings noch Untersuchungen im Labor notwendig, um z.B. die integrative Wirkung des Sensorkabels zu analysieren.

Durch die faseroptischen Messdaten konnten vielversprechende Erkenntnisse gewonnen werden, weshalb weitere Instrumentierungen von Rammpfählen in der Zukunft vorgesehen sind. Insbesondere Messungen in inhomogenen Böden erweisen sich dabei von großem Interesse, um einen Zusammenhang zwischen der unterschiedlichen Tragfähigkeit der verschiedenen Bodenschichten und der aufgezeichneten Rammzeit ableiten zu können. Ziel ist es, durch die Kombination von verteilten faseroptischen Messungen mit dem **Pile HAY-Proof-System**[®] ein zuverlässiges Prüfverfahren bereitstellen zu können, das die treffsichere Verteilung der Mantelreibung auf die verschiedenen Bodenschichten erlaubt und in weiterer Folge zur technischen und wirtschaftlichen Optimierung der Pfähle bei der Herstellung von Tiefgründungen mittels **Keller-Duktil-Pfählen** genutzt werden kann.

Danksagung

Ein herzlicher Dank gilt an dieser Stelle der Firma Keller Grundbau GmbH (Dr. Vaclav Racansky) für die Möglichkeit zur Realisierung der Feldversuche. Außerdem möchten wir uns bei der Firma Brugg Kabel GmbH für die Unterstützung bedanken.

Literatur

Brugg (2012a): Data Sheet: BRUsens strain V3, Vers. 2012/09/12 Rev. 02 TH, Brugg Cables AG, Brugg, Schweiz, 1 S.

Brugg (2012b): Data Sheet: BRUsens strain V4, Vers. 2012/06/19 Rev. 01 TH, Brugg Cables AG, Brugg, Schweiz, 1 S.

England, M. (2008): Review of methods of analysis of test results from bi-directional static load tests, Proc. 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP V), Gent, Belgien, 5 S.

Hayden, M.; Kirchmaier, Th. (2010): Pile HAY-Proof-System® (Pile H-P-S) – Neuartiges System für statische Probelastungen an schlanken Pfählen, Proc. 25th Christian Veder Colloquium, Technische Universität Graz, Graz, Österreich, 22 S.

ISO/BIPM (1995): Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement, International Organisation of Standards, Schweiz

Kreger, S.T.; Gifford, D.K.; Froggatt, M.E.; Soller, B.J.; Wolfe, M.S. (2006): High resolution distributed strain or temperature measurements in single-and multi-mode fiber using swept-wavelength interferometry, Optical Fiber Sensors, Optical Society of America, Washington DC, USA, ThE42 - 4 S.

Luna (2014a): Data Sheet: Optical Backscatter Reflectometer (Model OBR 4600), Ver. LTOBR4600 REV. 004 02/13/2014, Luna Technologies Inc., Roanoke, USA, 1 S.

Luna (2014b): User Guide: Optical Backscatter Reflectometer Model OBR 4600. Ver. User Guide 5, OBR 4600 Software 3.6, Luna Technologies Inc., Roanoke, USA, 230 S.

Monsberger, C.; Woschitz, H.; Hayden, M. (2016): Deformation measurement on a driven pile using distributed fibre-optic sensing, Journal of Applied Geodesy, ISSN (Online) 1862-9024, ISSN (Print) 1862-9016, 9 S.

Osterberg, J.O. (1998): The Osterberg Load Test Method for Drilled Shafts and Driven Piles – The First Ten Years. 7th International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations, Wien, Österreich, 17 S.

Othonos, A.; Kalli K. (1999): Fiber Bragg Gratings: Fundamentals and Applications in Telecommunications and Sensing, Artech House Publishers, Boston, USA, 422 S.

Presl, R. (2009): „Entwicklung eines automatisierten Messsystems zur Charakterisierung faseroptischer Dehnungssensoren“, unpublizierte Masterarbeit, FH Oberösterreich, Wels, Österreich, 148 S.

Soller, B.J.; Wolfe, M.S.; Froggatt, M.E. (2005): Polarization resolved measurement of Rayleigh backscatter in fiber-optic components, OFC Technical Digest, Los Angeles, USA, 6 S.

Wuilpart, M. (2011): Rayleigh scattering in optical fibers and applications to distributed measurements, Advanced Fibre Optics: Concepts and Technology, Thévenaz, L. (ED.), EPFL Press, Lausanne, Schweiz, S. 207-262

Woschitz, H.; Klug, F.; Lienhart, W. (2015): Design and calibration of a fiber optic monitoring system for the determination of segment joint movements inside a hydro power dam, IEEE Journal of Lightwave Technology, Vol. 33, Issue 12, S. 2652-2657

Autoren

Dipl.-Ing. Christoph Monsberger ¹⁾	christoph.monsberger@tugraz.at
Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Woschitz ¹⁾	helmut.woschitz@tugraz.at
Dipl.-Ing. Martin Hayden ²⁾	m.hayden@kellergrundbau.at
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Werner Lienhart ¹⁾	werner.lienhart@tugraz.at

¹⁾ Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme
Technische Universität Graz
Steyrergasse 30, 8010 Graz, Österreich

www.igms.tugraz.at
Tel.: +43 (0) 316 873-6321

²⁾ Keller Grundbau GmbH
Mariahilfer Straße 127a, 1150 Wien, Österreich

www.kellergrundbau.at
Tel.: +43 (0) 1 892-3526

Entwicklung und Einsatz eines Messgerätes zur Erfassung der Bodenschallübertragung am Meeresgrund bei Offshore-Rammarbeiten

Katja Siegl, Manuela Kanitz, Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg, Deutschland

1 Einleitung

Die Gründung von Offshore Windenergieanlagen (OWEA) sieht in den meisten Fällen eine Pfahlinstallation vor. Die Stahlpfähle werden mittels der Schlagrammung, teilweise auch in Kombination mit einer vorgeschobenen Vibrationsrammung, auf Endtiefe in den Meeresboden gebracht. Absetztiefen von 20 m bis 50 m, welche durch den anstehenden Baugrund und die Tragfähigkeit der Gründungspfähle bestimmt werden, sind bei vorherrschenden Wassertiefen von ebenfalls 20 m bis 50 m in der deutschen Nordsee üblich. Dies bedeutet je nach Rammpfahl eine große Anzahl an notwendigen Rammschlägen, um den Pfahl auf Endtiefe zu bringen. Dabei stellt jeder Rammschlag eine Lärmbelästigung für marine Säugetiere dar, die durch entsprechend hohe Unterwasserschallpegel eine temporäre oder permanente Schädigung des Hörvermögens hervorrufen kann. Zum Schutz der marinen Säugetiere, wie zum Beispiel die in der Nord- und Ostsee lebenden Schweinswale, wurden durch das deutsche Umweltbundesamt (UBA) hydroakustische Grenzwerte festgesetzt. Einzuhalten sind der Einzelereignisschallpegel (SEL) von 160 dB re 1 μ Pa und der Spitzenschalldruckpegel (SPL) von 190 dB re 1 μ Pa, jeweils in einer Entfernung von 750 m zur Schallquelle [UBA, 2011]. Diese Grenzwerte können jedoch ohne den Einsatz von Schallminderungsmaßnahmen nicht eingehalten werden. Um effiziente Minderungsmaßnahmen zu entwickeln oder bestehende Systeme zu optimieren, ist eine genaue Charakterisierung der Schallquelle, ein eingehendes Verständnis der Schallübertragung und der Mechanismen der Schallausbreitung über weite Distanzen bei Offshore-Rammarbeiten nötig.

Durch die impulshaltige Anregung des Pfahls mittels des Rammhammers am Pfahlkopf wird eine axiale Dehnwelle entlang des Pfahls induziert. Die anfängliche Kompression des Stahlquerschnitts resultiert in einer gleichzeitigen Querdehnung. Der Pfahl wird zu Schwingungen angeregt, wobei die Radialkomponente im umgebenden Wasser akusti-

schen Druck erzeugt. Diese Übertragung über den eingetauchten Anteil des Pfahlmantels wird als direkter oder primärer Übertragungsweg definiert. Es entsteht ebenfalls eine Kompressionswelle im Wasser, abgekürzt mit K-Welle, die sich über weite Distanzen ausbreiten kann. Während die Axialwelle im Pfahl sich weiter Richtung Pfahlfuß ausbreitet und in den Boden eingebundenen Pfahlteil vordringt, regen die Axial- und Radialschwingungskomponenten den umgebenden Meeresgrund ebenfalls zu Schwingungen an. Über den eingebundenen Pfahlmantel werden sowohl Kompressionswellen (P-Wellen) als auch Scherwellen (S-Wellen) induziert, wobei über den Pfahlfuß hauptsächlich P-Wellen übertragen werden. Um die wasserinduzierte und bodeninduzierte Kompressionswelle zu unterscheiden, werden sie als K- und P-Welle bezeichnet. Aus der Wechselwirkung von P- und S-Wellen entstehen Oberflächenwellen, die sich entlang von Schichtgrenzen ausbreiten. Die wichtigste Grenzschicht ist hierbei Wasser und Meeresgrund. Entlang dieser Grenzschicht breitet sich die Scholte-Welle aus. Zum sekundären Übertragungsweg gehören alle bodeninduzierten Wellenanteile, die den Meeresgrund zu Schwingungen anregen. Der Weg führt über den Pfahl in den Boden und zurück ans freie Wasser.

Um unter anderem die Schallübertragung über den sekundären Weg zu untersuchen, wurden Feldmessungen während der Installation von Gründungspfählen für OWEA durchgeführt. REIMANN UND GRABE (2014) stellen die Feldmessungen im Baufeld BARD Offshore 1 (BO1) im Jahr 2012 sowie die Ergebnisse der Meeresbodenerschütterung dar. Die hierfür verwendeten Messgeräte mit integrierten Geophonen wiesen eine zu geringe Abtastrate von 1000 Hz auf, weshalb lediglich Aussagen zur Scholte-Welle möglich waren. Als Konsequenz wurde ein eigenes Messgerät zur Erfassung der Bodenschallübertragung am Meeresgrund entwickelt, das SLS-System. Vier dieser Geräte kamen erstmalig während der Installation eines Monopiles im OWP Baufeld Borkum Riffgrund 01 (BKR01) im Jahr 2014 zum Einsatz.

2 Entwicklung und Offshore Einsatz des Messgerätes

2.1 Konzeption

Verschiedene Feldgrößen sind an der Bodenschallübertragung beteiligt. Zum einen muss die Schwingung der Festphase im Boden erfasst werden. Zum anderen muss die Druckänderung in der Fluidphase gemessen werden, sowohl im freien Wasser als auch im Porenwasser des Meeresgrunds, da sich die Transmissionsvorgänge zwischen dem unter

Voraussetzung einer vollständigen Sättigung zweiphasigen Meeresgrund und dem einphasigen Meereswasser beeinflussen. Weiterhin muss beachtet werden, dass die Transmission bidirektional ist. Im Fokus steht die Übertragung vom Meeresgrund ins Wasser, die sekundäre Übertragung. Im Nahbereich des Pfahls trifft die über den direkten Weg induzierte K-Welle gleichzeitig zur emittierten P-Welle auf den Meeresgrund. Die Wellenanteile überlagern sich an der Grenzschicht und es kommt zu einer bidirektionalen Transmission. Die K-Welle dringt in den Meeresboden ein und die P-Welle wird aus dem Meeresboden emittiert. Dabei führen beide Wellenanteile zu Erschütterungen. Mit einer räumlichen Messung der Schwingungen am Meeresgrund können Bewegungsrichtungen der Wellenanteile erfasst werden. Es werden folgende Anforderung an das Messgerät gestellt:

- Das Gerät muss autark sein (integrierte Energieversorgung und Datenspeicherung).
- Die Laufzeit des Gerätes muss möglichst lang sein, da Wetterfenster und Bauablauf im OWP einen unvorhersehbaren Faktor darstellen.
- Das Gerät muss wasser- und druckdicht bis in eine Tiefe von 50 m sein.
- Die Auftriebsdichte des Messgerätes soll der Auftriebsdichte der marinen Deckschicht entsprechen, um eine optimale Anbindung zwischen Messgerät und Meeresgrund zu erreichen. Daher ist eine flexible Ballastierung nötig.
- Das Gerät muss lagestabil auf dem Meeresgrund positioniert sein, aber auch gleichzeitig nicht in der Bewegungsfreiheit eingeschränkt sein.
- Um Druckänderungen in der Fluidphase zu messen, müssen außenliegende Sensoren vorgesehen werden, wobei der Porenwasserdruckgeber ins marine Sediment eindringen soll.
- Transport und Montage des Gerätes muss unter offshore Bedingungen möglich sein.
- Die Ausbringung und Bergung des Gerätes soll mittels Kran erfolgen.

2.2 Sensoren

Es werden vier Sensoren in das Messgerät integriert. Die Druckänderung der Fluidphase wird im Meeresgrund mit einem Porenwasserdruckgeber und im freien Meereswasser mit einem Hydrophon gemessen. Die Meeresbodenerschütterungen werden mit einem triaxia-

len Beschleunigungssensor erfasst. Da die Lage des Messgerätes auf dem Meeresgrund nach erfolgter Ausbringung unbekannt ist, wird ein zusätzlicher biaxialer Neigungssensor integriert. So sind die Neigungen der horizontalen Messachsen des Beschleunigungssensors bekannt. Diese insgesamt sieben Messkanäle werden an den am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg entwickelten Datenlogger SLS (**S**ounds **L**ike **S**ilence) angeschlossen, vgl. SCHWARZ (2014). Die Tabelle 1 listet die verwendeten Sensortypen.

Tabelle 1: Verwendete Sensoren für das SLS-System

Sensor	Typ	Hersteller	Messbereich
Hydrophon	TC4013	Ambient Recording GmbH	± 176 kPa (peak-to-peak)
Beschleunigungs- sensor	KS943B100	MMF GmbH	± 550 m/s ²
Neigungssensor	POSITILT PTAM5	ASM GmbH	$\pm 60^\circ$
Porenwasserdruck- sensor	BPC-A-1MP	KYOWA Electronic Instruments Co., Ltd.	1 MPa

2.3 Das SLS-System

Es wird ein spezieller Druckkörper aus Polyethylen (PE) verwendet, wie in Abbildung 1 zu erkennen. In diesen Behälter wird ein passendes Aluminiumgestell eingebaut, welches als Gerüst für Beschleunigungssensor, Neigungssensor, Datenlogger und Akkus dient. Die Ballastierung wird über flexible Säckchen gefüllt mit Bleikügelchen realisiert. Der Druckbehälter wurde in einem Autoklaven auf Wasserdichtigkeit bei 5 bar Überdruck getestet. Am Boden des Behälters wird das Kabel für den außenliegenden Porenwasserdrucksensor nach innen geführt. Der Porenwasserdrucksensor wird in eine vorgesehene Vertiefung montiert und bis auf den herausragenden Filterstein mit Epoxidharz vergossen (Abbildung 2). Nach der Sättigung wird der Sensor dauerhaft in einem Wasserbehälter gelagert, um ein Austrocknen zu vermeiden.

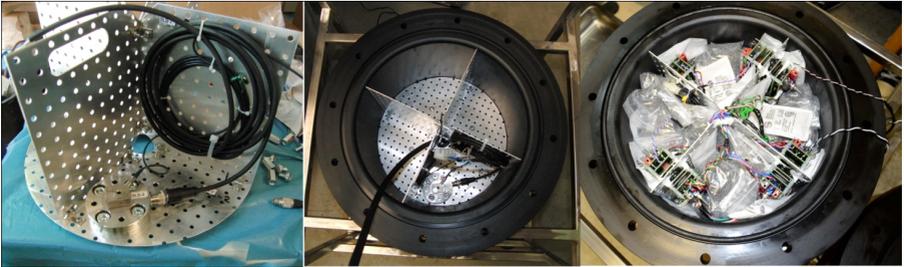


Abbildung 1: Innenaufbau des Druckkörpers inklusive Beschleunigungs- und Neigungs-sensor, Datenlogger und Ballastierung

Zudem dient der Behälter als Transportschutz. In den Deckel des Druckkörpers werden zwei spezielle Unterwasserstecker montiert. Der eine dient der Montage des Hydrophons, welche erst offshore erfolgt. Der andere dient der Synchronisation aller Geräte. Die Geräte werden offshore miteinander verbunden und durch ein elektrisches Signal gleichzeitig gestartet. So ist die Synchronität der autarken SLS-Systeme bis auf eine Genauigkeit von 1,5 ppm/Tag gewährleistet. Die Abtastrate wird auf 50 kHz gesetzt, sodass eine Laufzeit von circa zwei Tagen möglich ist. Die Einsatzdauer ist durch das Speichermedium begrenzt, wobei handelsübliche SD-Karten verwendet werden, die gegebenenfalls aufgerüstet werden können. Die Lagestabilität des SLS-Systems auf dem Meeresgrund wird mit einem Stahlrahmen realisiert, in den der Druckbehälter eingehängt wird. Die Aufhängung erfolgt mittels Federn, sodass sich der Druckkörper automatisch nach unten zieht und die herausragende Spitze des Porenwasserdruckgebers ins Sediment gedrückt wird.



Abbildung 2: Einbau des Porenwasserdruckgebers

Die gefederte Lagerung ermöglicht dem Messgerät eine gewisse Bewegungsfreiheit, garantiert aber zugleich die Lagestabilität. Das vollständig montierte SLS-System ist in Abbildung 3 gezeigt. Der Stahlrahmen wird an Stahlseile gehängt, sodass das gesamte System von einem Kran zu Wasser gelassen und auf dem Meeresgrund positioniert werden kann. Der relative Abstand der Messgeräte zum Rammpfahl wurde nach der Positionierung durch eine Long Baseline (LBL) Geolokalisation eingemessen. Jedoch bleibt die Orientierung des Messgerätes, das heißt die Richtung der horizontalen Messachsen des Beschleunigungssensors relativ zum Pfahl weiter unbekannt. Diese wird im Postprocessing mittels der Koordinatentransformation ermittelt, vgl. REIMANN UND GRABE (2014).

Für die Feldmessung wurden zwei SLS-Systeme vom Errichterschiff ausgebracht (Abbildung 4, links) und zwei SLS-Systeme an ein bestehendes OBS-System (Lobster der KUM GmbH) gekoppelt (Abbildung 4, rechts), um an identischen Messpositionen die Meeresbodenschütterungen durch zwei verschiedene Messgeräte zu erfassen und den Ausbringprozess zu beschleunigen. Die Lobster kamen bereits bei der Feldmessung im Baufeld BO1 zum Einsatz, vgl. REIMANN UND GRABE (2014). Im Folgenden werden die Messergebnisse der gekoppelten SLS-Systeme SLS3 und SLS6 vorgestellt, die in einem Radialabstand von 48,2 m und 88,8 m zum Pfahl positioniert wurden.



Abbildung 3: Montiertes SLS-System mit gefederter Aufhängung im Stahlrahmen



Abbildung 4: SLS-System am Kran (links) und gekoppeltes SLS-System mit Lobster (rechts)

2.4 Feldmessung

Der OWP BKR01 befindet sich circa 38 km nördlich der Nordseeinsel Borkum. Der Betreiber DONG Energy A/S aus Dänemark ließ 78 OWEA errichten. Davon wurden 77 Stück auf Monopiles mit einem Durchmesser von 5,9 m gegründet. Die Wassertiefe im Baugelände beträgt 23 m bis 29 m. Es wurden am Fundamentstandort O03 im Rahmen des Forschungsprojekts BORA rambbegleitende Messungen zu Hydroschalldruck und Meeresbodenerschütterung durchgeführt. Während der Pfahlinstallation wurde der Noise Mitigation Screen (NMS) der IHC Merwede aus den Niederlanden als Schallminderungsmaßnahme eingesetzt. Dieser besteht aus einem doppelwandigen Stahlrohr, dessen Zwischenraum mit Luft gefüllt ist. Zusätzlich ist im Innenraum zwischen Pfahlwand und Innenwand des NMS ein Blasenschleier installiert, sodass der Monopile nicht im Wasser, sondern in einem Luft-Wasser-Gemisch gerammt wird. Das grundlegende Wirkprinzip des NMS basiert auf ausgeprägten Impedanzsprüngen zwischen der Schallquelle, dem Monopile, und dem Ausbreitungsmedium [GÜNDERT ET AL., 2015]. Bis zu einer Einbindelänge von 21,8 m wurde der insgesamt circa 58 m lange Pfahl mit dem IHC Hydrohammer S-2000 schallmindernd in den Meeresgrund getrieben. Die letzten 5,2 m wurden dann bis auf eine Endtiefe von 27 m ohne den IHC NMS-6900 gerammt, um eine Referenzmessung ohne NMS durchzuführen. Die Rammenergie wurde anfänglich auf einem konstanten Niveau von 75% der eingesetzten Maximalenergie gehalten und während der letzten 3 m auf das Maximalniveau gesteigert (Abbildung 5), welches nicht dem operativen Limit des Hammers entspricht.

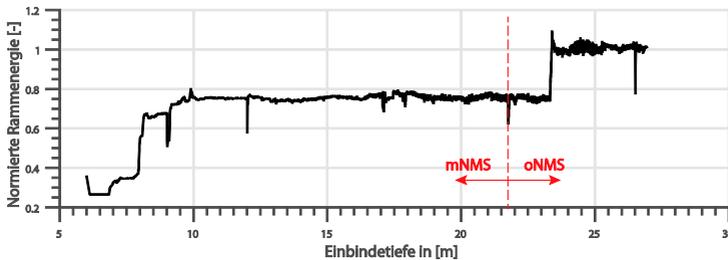


Abbildung 5: Rammenergie zur Pfahlinstallation O03 im Baufeld BKR01

3 Ergebnisse

3.1 Datenverarbeitung

Die Erfassung eines zeitkontinuierlichen Signals erfolgt diskret über die Abtastung. Zur korrekten Aufnahme eines Signals muss dabei das Abtasttheorem beachtet werden, welches besagt, dass ein Signal nur dann exakt wiedergegeben werden kann, wenn die Abtastfrequenz doppelt so groß ist, wie die obere Grenzfrequenz des Signals. Bei der Abtastung eines Signals mit einer zu geringen Frequenz tritt sonst der Aliasing-Effekt auf. Dadurch entstehen Frequenzverwerfungen und Frequenzen oberhalb der Grenzfrequenz können nicht mehr richtig dargestellt werden. Die Abtastfrequenz des Messgerätes muss dementsprechend genügend hoch sein, um eine exakte Darstellung des Signals und somit eine korrekte Auswertung und Analyse zu ermöglichen. Durch die Impulsrammung eines Monopiles entstehen sowohl im Wasser als auch im Boden mittel- bis hochfrequente Kompressionswellen. Aus diesem Grund liegt zur Einhaltung des Abtasttheorems die Abtastfrequenz der Sensoren im SLS-System bei $f_A = 50.000$ Hz.

Zur Messung der durch die Hydroschall- und Bodenwellen ausgelösten Bodenschwingungen wurden Beschleunigungssensoren basierend auf dem piezoelektrischem Prinzip verwendet. Die erfassten Beschleunigungen werden numerisch integriert, um die Meeresbodenerschütterungen in Abhängigkeit der Geschwindigkeit analysieren zu können. Die numerische Integration wird auf Basis der Trapezregel durchgeführt. Die Intervalllänge entspricht dabei der Länge des Abtastintervalls $t_A = 1/f_A$. Bei der Integration von gemessenen Beschleunigungen tritt ein so genannter statischer Offset auf. Dieser entsteht durch die konstante Messung der Erdbeschleunigung als statische Auslenkung der Nulllinie, die durch die Mittelung des Signals entfernt werden kann [HOFMANN, 2013]. Nach erfolgter

numerischer Integration kann jedoch festgestellt werden, dass in den Geschwindigkeitssignalen eine starke Drift vorhanden ist und die Nulllinie von einer langwelligen Schwingung überlagert und somit verschoben ist. Ein Vergleich der berechneten Schwinggeschwindigkeit mit den dazugehörigen Beschleunigungen zeigt jedoch keine derartige Überlagerung im Signal. Somit ist zu vermuten, dass diese Drift durch eine Überbewertung von niederfrequenten Signalen bei der numerischen Integration entsteht. Dabei haben Fehler niederfrequenter Ordnung einen größeren Einfluss auf das Ergebnis der Integration, da durch Werte nahe Null dividiert wird [HOFMANN, 2013]. Aus diesem Grund wird der numerischen Integration eine Hochpassfilterung mit einer Grenzfrequenz von 20 Hz vorgeschaltet. Als Hochpassfilter wird dazu der Butterworth-Filter 6. Ordnung verwendet. Digitale Hochpassfilter bewirken, dass Frequenzen oberhalb der Grenzfrequenz annähernd ungeschwächt wiedergegeben werden und tiefere Frequenzen gedämpft. Dazu wird eine passende Übertragungsfunktion benötigt, die innerhalb des Durchlassbereichs oszilliert und außerhalb dessen ein monotones Verhalten aufweist [HOFMANN UND WOLFF, 2014]. Der Butterworth-Filter hat insgesamt einen relativ langsamen Übergang vom Durchlass- in den Sperrbereich, welches durch die Wahl höherer Ordnungen optimiert werden kann. Es muss beachtet werden, dass durch die Anwendung des Hochpassfilters die Amplituden verändert werden, welches bei der Auswertung berücksichtigt werden muss. Aus diesem Grund muss die Grenzfrequenz so gewählt werden, dass die Drift durch die numerische Integration minimiert wird, ohne eine unrealistische Amplitudenänderung zu generieren. In Abbildung 6 ist der Einfluss des Hochpassfilters auf die Messdaten dargestellt. Die Veränderung der Amplituden ist vor allem im Bereich der niederfrequenteren Schwingungen deutlich zu erkennen. Ein Vergleich mit den Beschleunigungssignalen zeigt eine ähnliche Gewichtung der einzelnen Schwingungsanteile.

Zur Bestimmung der maßgebenden Orientierung in der XY-Ebene werden die gemessenen Signale während der Rammung ohne das Schallschutzrohr IHC NMS-6900 für die Koordinatentransformation der SLS-Systeme verwendet, da die K-Welle bei der Rammung mit NMS an dem Schallschutzrohr refraktiert werden und somit die Ausbreitungsrichtung verändert wird. Die Bezeichnung der Messachsen in Großbuchstaben weist auf die transformierten Daten im Gegensatz zu den Rohdaten hin. Für das Messgerät SLS3 zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Drehwinkel mit und ohne NMS, vgl. Abbildung 7. Bei SLS6 ist die Streuung der verschiedenen Wellenanlafrichtungen in der XY-Ebene aufgrund der höheren Entfernung zum Rammpfahl sehr stark.

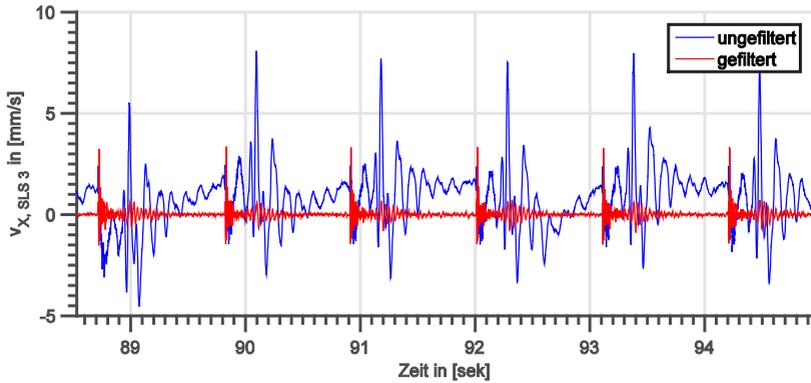


Abbildung 6: Auswirkung der Hochpassfilterung auf numerisch integrierte Beschleunigungsdaten der SLS-Systeme

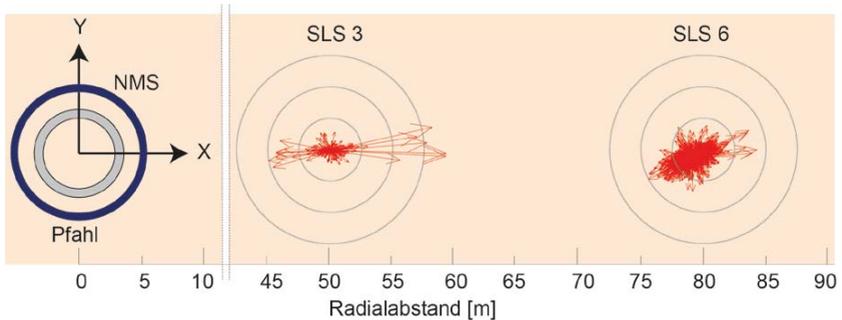


Abbildung 7: Wellenausbreitungsrichtung in XY-Ebene nach Koordinatentransformation bei Pfahlrammung mit NMS

3.2 Ergebnisse

Durch die vorgeschaltete Hochpassfilterung der Geschwindigkeitssignale vor der numerischen Integration ist eine genaue Auswertung der niederfrequenten Scholte-Welle nicht mehr möglich. Durch die hohe Abtastrate kann der Einfluss der hochfrequenten P- und K-Welle auf die Bodenbewegungen untersucht werden.

In Abbildung 8 sind die Bodenschwingungen in X-, Y- und Z-Richtung für jeweils SLS3 (oben) und SLS6 (unten) dargestellt. Es sind die Schwingungen für einen Rammschlag mit NMS bei einer Einbindelänge von 21,5 m und für einen Rammschlag ohne NMS bei einer Einbindelänge von 26,25 m abgebildet. Die durch die P- und K-Welle angeregten Bodenschwingungen sind in beiden Fällen deutlich zu erkennen. Bei 21,5 m Rammtiefe liegen die maximal erreichten Schwingungen bei 3,5 mm/s, wobei die Bodenschwingung bei SLS3 in Radialrichtung (X-Richtung) am stärksten ist. Die entfernungsbedingte Abnahme der Intensität der Schwingungen zeigt sich in der deutlich reduzierten Schwingungsamplitude bei SLS6 bei gleicher Rammtiefe. Durch die größere Entfernung zum Rammpfahl werden die Schwingungen etwa 20 ms später als bei SLS6 registriert. Bei beiden Messsignalen kann der Einfluss der Scholte-Welle durch die deutlich spätere sinusförmige Schwingung erkannt werden. Die genaue Amplitude kann an dieser Stelle infolge der digitalen Filterung nicht erfasst werden. Durch das Entfernen des Schallschutzsystems steigen die durch die Rammung induzierten Amplituden um mehr als das Zehnfache an. Ebenso ist die entfernungsabhängige Abnahme der Schwingungen stärker als bei der Rammung mit NMS.

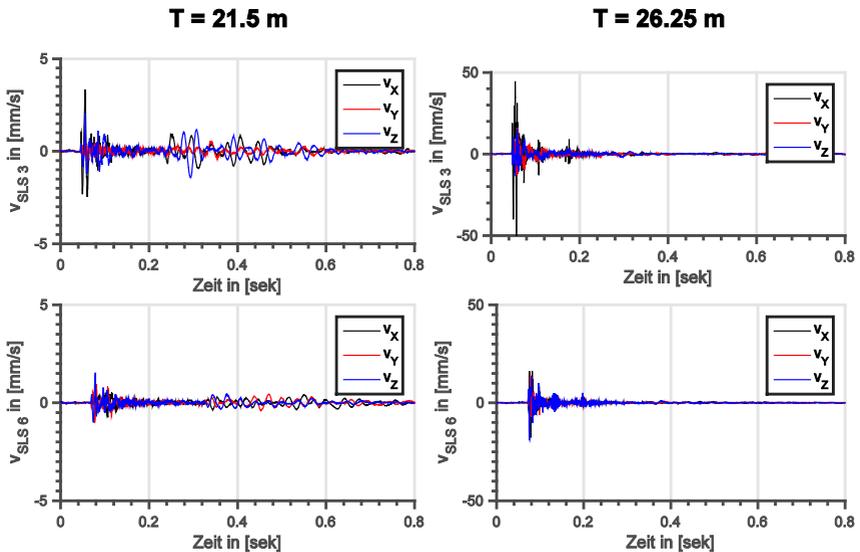


Abbildung 8: Bodenschwingungen mit NMS (links) und ohne NMS (rechts) bei SLS 3(oben) und SLS6 (unten)

Die Ausbreitungsgeschwindigkeiten liegen mit 1600 m/s der P-Welle und 1500 m/s der K-Welle in der gleichen Größenordnung. Durch die ausschließliche Betrachtung der Bodenschwingungen ist es nicht möglich zu identifizieren, welche der beiden Wellen den stärkeren Einfluss auf die Bodenschwingungen hat, da sich die beiden Wellen im Nahbereich des Pfahls überlagern. Aus diesem Grund werden die auftretenden Wellenfronten in der XZ-Ebene untersucht. Dazu wird der hochfrequente Anteil der Bodenschwingungen ausgewählt und in Polarkoordinaten dargestellt. In Abbildung 9 sind die Wellenfronten an den Messstationen SLS3 und SLS6 bei jeweils einem Rammschlag mit NMS und einem Rammschlag ohne NMS dargestellt. Bei dem näher am Rammpfahl gelegenen Messgerät SLS3 ist bei der Rammung mit NMS eine deutliche Dominanz der aus dem Boden kommenden P-Welle zu erkennen. Sie tritt in einem Winkel von etwa 30° mit einer Peakamplitude von ca. 5 mm/s aus dem Boden aus. Die K-Welle trifft nahezu senkrecht zur P-Welle auf den Boden und hat einen deutlich schwächeren Einfluss auf die Bodenschwingungen. Durch den NMS wird die Laufrichtung der am Rammpfahl emittierten K-Welle geändert, da die akustische Kopplung zwischen dem Pfahl und dem NMS am Meeresboden besteht. Die in das Wasser emittierte K-Welle entsteht durch die am Pfahlfuß reflektierten und aufwärts laufenden Wellenanteile. Die K-Welle hat somit ebenfalls eine nach oben gerichtete Ausbreitungsrichtung und wird an der Wasseroberfläche reflektiert. Dieser reflektierte Anteil trifft später auf den Meeresboden. Es ist insgesamt die mindernde Wirkung des NMS auf die Meeresbodenerschütterungen infolge der K-Welle zu erkennen. Bei dem pfahlfernen Messgerät SLS6 ist die reflektierte K-Welle durch die geometrische Dämpfung weiter abgeschwächt. Die P-Welle trifft mit zunehmender Entfernung steiler auf die Grenzfläche Wasser/Meeresboden und hat in diesem Fall einen Einfallswinkel von fast 90° gegenüber der Horizontalen. Es kann zusätzlich beobachtet werden, dass die Streuungen mit höherer Entfernung zunehmen, welches durch Mehrfachreflexionen und Refraktionen der einzelnen Wellen erklärt werden kann.

Ohne NMS ist der Einfluss der K-Welle deutlich stärker, vgl. Abbildung 9 unten. Die Wellenanlaufrichtung ist nach unten gerichtet und der Einfallswinkel ist im Gegensatz zur durch den NMS gedämpften K-Welle flacher. Er entspricht in etwa dem in der Theorie ermittelten Abstrahlungswinkel von 17° nach REINHALL UND DAHL (2011). Der Einfluss der P-Welle wird durch das Entfernen des NMS nicht verändert, sodass sich die Amplitude, angeregt durch die P-Welle, nicht verändert. Der Einfallswinkel der P-Welle bleibt ungefähr gleich.

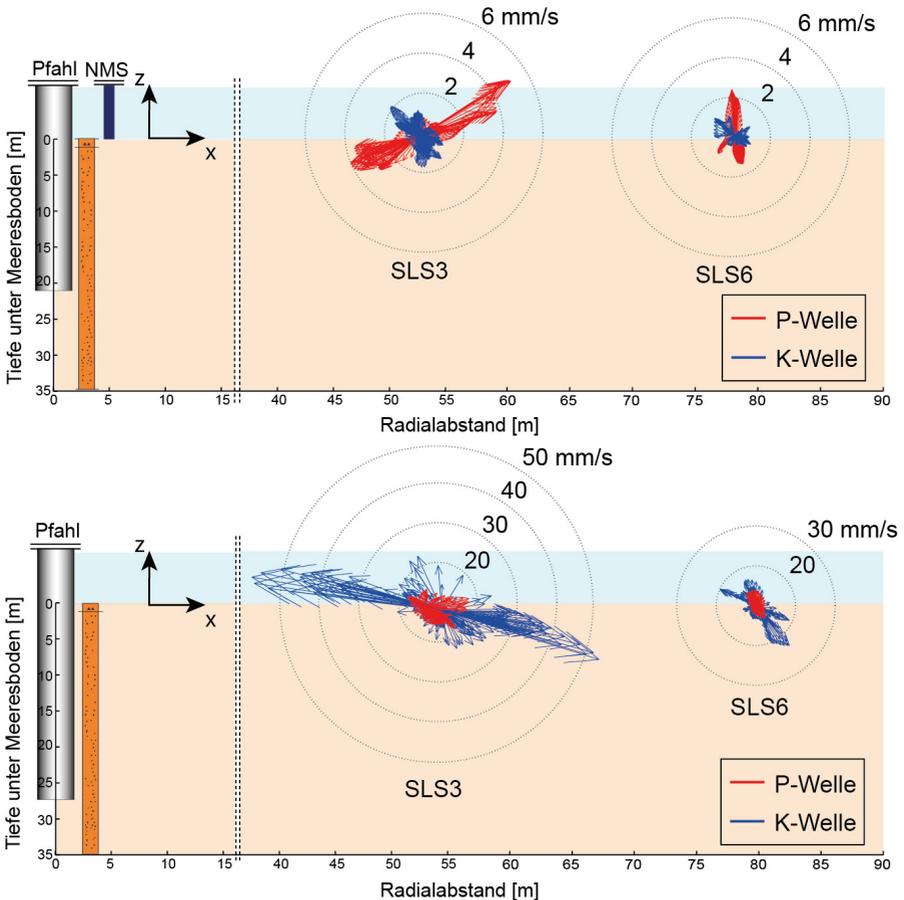


Abbildung 9: Wellenfronten mit NMS (oben) und ohne NMS (unten) bei SLS3 und SLS6

Mit einer Frequenzanalyse werden die maßgeblichen Frequenzen der einzelnen Wellenkomponenten untersucht. Dazu wurde eine Fast-Fourier-Transformation (FFT) auf die Länge von einem Schlagintervall angewandt. Die Länge der FFT beträgt $N = 2^{15}$. Aufgrund dieser hohen Frequenzauflösung können auch niedrige Frequenzanteile gut dargestellt werden. Die Frequenzspektren der integrierten und vorgefilterten Beschleunigungen von SLS3 und SLS6 für einen Rammschlag mit NMS in 21,5 m Rammtiefe und einen Ramm-

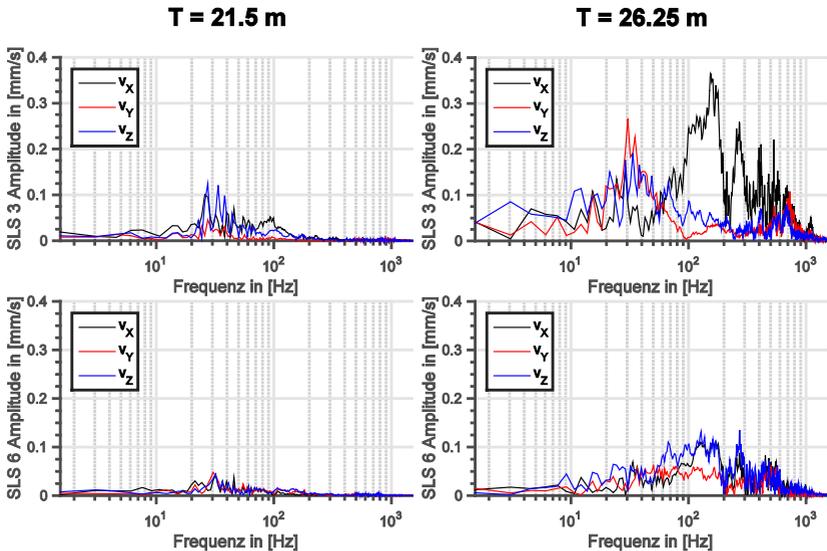


Abbildung 10: Frequenzspektrum mit NMS (links) und ohne NMS (rechts) für SLS 3 (oben) und SLS 6 (unten)

schlag ohne NMS in 26,25 m Tiefe sind Abbildung 10 zu entnehmen. Es ist deutlich zu erkennen, dass durch den NMS Frequenzen ab circa 100 Hz stark gedämpft werden. Mit NMS beschränken sich die Frequenzen auf einen Bereich zwischen 20 Hz bis 100 Hz. Ohne NMS sind einzelne Amplituden zwischen 100 Hz bis 700 Hz zu erkennen. Diese sind an der pfahlnahen Messposition SLS3 stärker ausgeprägt als bei SLS6. Bei SLS3 fällt weiterhin auf, dass die hochfrequenten Schwingungen am stärksten in radialer Richtung sind. Die Schwingungen in Y- und Z-Richtung sind hingegen mit einem Frequenzbereich von etwa 20 Hz bis 80 Hz eher von niederfrequenterem Charakter. Wie durch die Untersuchung der Wellenfronten festgestellt werden konnte, wird der Boden bei der Rammung mit NMS vor allem durch die P-Welle beeinflusst. Aus diesem Grund kann der Frequenzbereich zwischen 20 Hz bis 80 Hz der P-Welle zugeordnet werden. Die K-Welle hat einen größeren Spektralbereich, der bis circa 1000 Hz reicht. In wie fern die emittierten Frequenzen mit der Pfahldynamik des Monopiles in Verbindung stehen, ist Bestandteil künftiger Auswertungen unterstützt durch numerische Simulationsmodelle.

Ein großer Einflussfaktor auf den Hydroschalldruckpegel ist die aufgebrachte Rammenergie. Aus diesem Grund wurde zusätzlich untersucht, inwiefern die Rammenergie einen Einfluss auf die Bodenschwingungen hat. Abbildung 11 zeigt die Bodenschwingungen in drei verschiedenen Rammtiefen, bei denen eine unterschiedliche Rammenergie auf den Pfahl aufgebracht wurde.

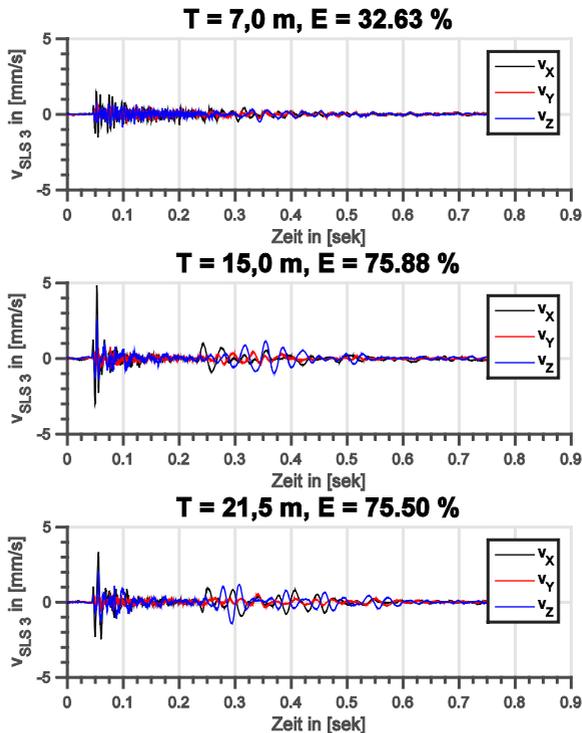


Abbildung 11: Einfluss der Rammenergie auf die Bodenschwingungen bei SLS3 mit NMS

Die Rammenergie steigt zwischen der Einbindelänge von 7 m auf 15 m um etwa 43 % des Maximalniveaus an. Dies hat einen deutlichen Einfluss auf die Amplitude der P-Welle, sodass die Schwingungen in vertikaler Richtung um etwa das Fünffache ansteigen. Im weiteren Verlauf der Rammung mit NMS bleibt die eingebrachte Rammenergie in etwa gleich. In diesem Zusammenhang ist auffallend, dass die gemessenen Bodenschwingungen bei einer Rammtiefe von 21,5 m im Vergleich zu 15,0 m schwächer geworden sind, trotz gleich bleibender Rammenergie. Dieses Phänomen könnte dadurch erklärt werden,

dass bei der Rammung mit NMS vor allem die P-Welle maßgebend für die Schwingungen im Boden sind. Da bei einer zunehmenden Einbindetiefe die Entfernung bis zum Meeresboden größer wird, wird die P-Welle durch die geometrische Dämpfung stärker geschwächt.

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird das am Institut für Geotechnik und Baubetrieb der TU Hamburg-Harburg entwickelte Messgerät, das SLS-System, zur Messung der Meeresbodenerschütterung infolge von Offshore-Rammarbeiten eines Großrohrpfahls vorgestellt. Aufgrund der hohen Abtastrate von 50 kHz kann ein breites Frequenzspektrum abgedeckt werden und Bodenschwingungen induziert durch die hochfrequente P- und K-Welle erfasst werden. Die Auswertung erfolgt in zwei verschiedenen Radialabständen zum Gründungspfahl, um die Auswirkung der Distanz zur Schallquelle auf die Bodenschwingungen untersuchen zu können. Durch die notwendige numerische Integration der Beschleunigungssignale zur Auswertung der Bodenschwingungen müssen die Daten mithilfe eines digitalen Hochpassfilters bearbeitet werden, wodurch die Amplituden der tieffrequenten Meeresbodenerschütterungen infolge der Scholte-Welle beeinflusst werden. Die rambbegleitende Messung fand mit und ohne Schallschutzsystem, dem NMS der IHC Merwede, statt.

Bei der Untersuchung des Einflusses der P- und K-Welle auf die Bodenschwingungen zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen der Rammung mit und ohne NMS. Durch den NMS wurden die Amplituden, induziert durch die K-Welle, um das Zehnfache reduziert. Die Untersuchung der Wellenfronten ergibt, dass bei der Rammung mit NMS die hochfrequenten Schwingungen hauptsächlich durch die P-Welle erzeugt werden. Die K-Welle hat durch das pfahlumhüllende NMS eine aufwärts gerichtete Laufrichtung im Meereswasser im Gegensatz zur abwärts gerichteten Abstrahlung bei ungehinderter Ausbreitung und trifft erst nach der Reflektion an der Wasseroberfläche auf den Boden. Ohne NMS ist die K-Welle deutlich dominanter und erzeugt sehr hohe Schwingungsamplituden. Die entfernungsabhängige Abnahme der K-Wellenamplitude am Meeresgrund ist ohne NMS stärker als mit NMS. Die durch den Boden übertragende P-Welle wird von dem NMS nicht beeinflusst.

Durch eine Frequenzanalyse werden die maßgeblichen Frequenzen der einzelnen Wellenkomponenten untersucht. Die dämpfende Wirkung des NMS zeigt sich vor allem ab einer Frequenz von 100 Hz für Meeresbodenerschütterungen. Durch die Auswertung der

Wellenfronten können die maßgebenden Amplituden bei Rammschlägen mit NMS der P-Welle zugeordnet werden. Es ergibt sich in diesem Fall ein Frequenzspektrum von 20 Hz bis 80 Hz für die bodeninduzierte P-Welle. Die K-Welle hat einen dominanten Spektralbereich von etwa 70 Hz bis 1000 Hz. Der Zusammenhang der emittierten Frequenzanteile mit der Pfahldynamik des Monopiles wird in weiterführenden Untersuchungen erörtert. Die Untersuchung der Rammenergie zeigt, dass die P-Welle mit steigender Rammenergie intensiver wird. Jedoch nimmt die Amplitude der P-Welle mit zunehmender Einbindetiefe bei konstantem Energieniveau wieder ab. Die Ursache hierfür kann mit Hilfe von numerischen Simulationsmodellen weiter untersucht werden.

Insgesamt ist der Prototyp-Einsatz des SLS-Systems zur Messung der Meeresbodener-schütterungen als erfolgreich zu bewerten. Vor allem der Einfluss der P- und K-Welle auf die Bodenschwingungen kann untersucht werden. Hinsichtlich des Postprocessing müssen noch Optimierungen erfolgen, da durch die Anwendung des digitalen Hochpassfilters eine Untersuchung der niederfrequenten Scholte-Welle nicht mehr möglich war. Weiterhin sind konstruktive Optimierungen des SLS-Systems hinsichtlich der Lage- und Orientierungsbestimmung auf messtechnischer Basis wünschenswert.

Literatur

Gündert, S.; Bellmann, A.; Remmers, P.; Offshore Messkampagne 3 (OMK 3) für das Projekt BORA im Offshore-Windpark Borkum Riffgrund 01: Hydroakustische Messungen zur Evaluierung der Wirksamkeit des Schallminderungssystems „IHC NMS-6900“ und zur Untersuchung der Schallabstrahlung einer Fundamentstruktur (Monopfahl). *Version 2 vom 26.03.2015, Oldenburg, 2015*

Hoffmann, R.; Wolff, M.; Intelligente Signalverarbeitung, *Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2014*

Hofmann, S.; Numerische Integration von Beschleunigungssignalen, *IMW – Institutsmitt-leilung Nr. 38, S. 103 – 114, 2013*

Reimann, K.; Grabe, J.; Bodenbewegungen am Meeresboden bei Offshore-Rammarbeiten, *Messen in der Geotechnik 2014, 20.-21.02.2014 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 98, S. 141-160, 2014*

Reinhall, P.G; Dahl, P.H.; Underwater Mach wave radiation from impact pile driving: Theory and observation. *In: Acoustical Society of America, Vol. 130, S. 1209-1216, 2011*

Schwarz, M.; Ein parallelisierbarer Datenlogger unter Low-Power und Low-Cost Anforderungen für autarke Messboxen, *Messen in der Geotechnik 2014, 20.-21.02.2014 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 98, S. 109-119, 2014*

UBA - Umweltbundesamt; Empfehlung von Lärmschutzwerten bei der Errichtung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA), *Information Unterwasserlärm, 2011*

Autoren

Dipl.-Ing. Katja Siegl

katja.siegl@tuhh.de

Manuela Kanitz, M.Sc.

manuela.kanitz@tuhh.de

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg-Harburg

www.tuhh.de/gbt

Harburger Schloßstraße 20, 21079 Hamburg

Tel.: 040 42878-3782

Verpressdruckmessung im Bohrloch während der Herstellung von Anker in nichtbindigen Böden

Xenia Domes, Markus Herten

Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Deutschland

Thomas Benz

Hochschule für Technik Stuttgart, Deutschland

1 Einleitung

Verpressanker haben sich seit über 50 Jahren als Konstruktionselement zur Einleitung von Zugkräften in den Boden bewährt und finden beispielsweise Anwendung als Rückverankerung von Spundwänden oder bei der Auftriebssicherung. Erfahrungen haben gezeigt, dass das Aufbringen eines Verpressdrucks bei der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden die Ankertragfähigkeit maßgeblich steigert, jedoch sind die Zusammenhänge zwischen der Höhe des Verpressdrucks, der Verpressdauer und dem Herauszieh Widerstand nicht eindeutig geklärt. Es wird aber allgemein davon ausgegangen, dass während des Verpressvorgangs Wasser aus der Zementsuspension abfiltriert und ein Zement-Filterkuchen entsteht, der den Verpressdruck in Form einer effektiven Spannung zumindest teilweise in den Boden überträgt. Hierbei ist allerdings unklar, wie schnell sich ein Filterkuchen im Bohrloch ausbildet, welche Dicke er aufweist und wie groß der Anteil der effektiven Radialspannungen auf den Verpresskörper ist, welche nach dem Verpressvorgang im Boden erhalten bleiben. Der Herauszieh Widerstand von Verpressankern hängt aber maßgeblich von dieser Spannung ab, welche im Zuge der Ankerbelastung durch ein (behindert) Dilatanzverhalten des Bodens eventuell weiter gesteigert werden kann.

In der vorliegenden Studie werden die Vorgänge während der Ankerherstellung in nichtbindigen Böden auf Grundlage von Labor- und Feldversuchen sowie numerischen Simulationen untersucht. In einer Serie von Laborversuchen werden das Filtrationsverhalten von Zementsuspensionen sowie die Stoffeigenschaften des entstehenden Filterkuchens in Abhängigkeit des Verpressdrucks und des Wassergehalts der Suspension ermittelt. Messungen der Suspensionsdrücke im Bohrloch während und nach der Ankerherstellung dienen der Validierung eines numerischen Modells welches letztlich quantitativen Aufschluss über das Filtrationsverhalten unter verschiedenen Randbedingungen geben kann.

2 Ingenieurwissenschaftliche Fragestellung und Stand des Wissens

Verpressanker weisen ein äußerst komplexes Tragverhalten auf, welches von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst wird. Da die Vorgänge des Lastabtrags in den Boden und die Einflüsse verschiedener Herstellungsparameter auf den Herauszieh Widerstand wenig bekannt sind, basiert die Bemessung von Verpressankern bisher auf empirischen Werten. Falls für die Vorbemessung nicht genügend Erfahrungswerte für die örtlichen Baugrundverhältnisse zur Verfügung stehen, müssen gegebenenfalls im Vorfeld Probeanker für vorgezogene Eignungsprüfungen hergestellt werden. Um die in der Ausführungsstatik geforderte Tragfähigkeit nachzuweisen, ist in der Regel für jede Baumaßnahme eine Eignungsprüfung an drei Ankern und nach der Herstellung an jedem Anker ein Belastungstest (Abnahmeprüfung) vorgeschrieben. Die Feststellung des tatsächlichen Herauszieh Widerstandes erfordert jedoch eine Belastung bis zum Versagen des Ankers.

Für eine rechnerische Prognose des Herauszieh Widerstandes ist die Berücksichtigung der einzelnen Mechanismen des Tragverhaltens (Verbund zwischen Zement und Boden, Verpressung im Baugrund durch Dilatanz, Lastumlagerung am Verpresskörper etc.) notwendig. Hierbei ist nicht vollständig geklärt, inwiefern die Ankerherstellung und der Verpressvorgang den Spannungszustand und die Bodeneigenschaften des anstehenden Bodens verändert und welchen Einfluss die Höhe des Verpressdrucks auf den Herauszieh Widerstand hat. Da die mechanischen Eigenschaften und der Spannungszustand des anstehenden Bodens jedoch entscheidend für die realistische Simulation des Tragverhaltens von Verpressankern sind, ist eine zuverlässige Berechnung des Herauszieh Widerstandes bisher nicht möglich.

Erfahrungen zeigen, dass durch Verpressen der Zementsuspension bei der Ankerherstellung in nichtbindigen Böden der Herauszieh Widerstand erhöht werden kann. Dies wird darauf zurückgeführt, dass der Verbund zwischen Ankerkörper und Boden verbessert wird, der Boden verdichtet wird und die Radialspannungen auf den Ankerkörper erhöht werden (Mayer (1983), Wichter und Meiniger (2009)). Jedoch sind die Zusammenhänge zwischen der Höhe des Verpressdrucks, der Verpressdauer und dem Herauszieh Widerstand nicht eindeutig geklärt. Verschiedenen Studien (Jelinek und Ostermayer (1967), Ostermayer (1975) und Mayer (1983)) kamen zu dem Schluss, dass das Aufbringen eines Verpressdrucks den Herauszieh Widerstand von Verpressankern positiv beeinflusst, jedoch konnte für Verpressdrücke über 10 bar keine wesentliche Steigerung erreicht werden.

Dieses Phänomen wurde in Mayer (1983) damit erklärt, dass der Zement ab einem bestimmten Punkt vollständig ausgefiltert ist, Ostermayer (1975) hingegen vermutet, dass in nichtbindigen Böden der durch das Bohren aufgelockerte Boden durch das Verpressen lediglich wieder verdichtet wird und daher die Größe des Verpressdrucks keine Rolle spielt. In anderen Studien wurde allerdings eine direkte Abhängigkeit des Herausziehwi- derstands vom Verpressdruck festgestellt (z. B. Littlejohn (1980)).

3 Experimentelle Untersuchungen zum Verpressvorgang

3.1 Feldversuche

Um einen besseren Einblick in die Vorgänge während der Ankerherstellung zu erlangen, wurde eine Serie von Feldversuchen durchgeführt, bei denen die Druckverteilung im Bohrloch und im angrenzenden Boden während der Herstellung von Mikropfählen und Verpressankern gemessen wurde. Die Messungen erfolgten bei Bauvorhaben mit Verpressankern und Mikropfählen, deren Verpresskörper in Sanden liegen. Es wurde Zementsuspension mit Wassergehalten zwischen 0,45 und 0,5 unter Verwendung von Standard Portlandzement und teilweise geringen Bentonitbeimengungen eingesetzt. Detaillierte Beschreibungen zu den Versuchen sind in Domes (2015) gegeben. In einer ersten Messkam- pagne wurden Drücke innerhalb des Bohrloches während der Herstellung von vertikalen Mikropfählen gemessen. Hierzu wurden Porenwasserdruckaufnehmer am Tragglied befestigt (Bild 1 rechts), wobei ein Gelkissen das Eindringen von Suspension verhinderte und somit die Messung totaler Spannungen ermöglichte. Die Drucksensoren wurden an ver- schiedenen Positionen (x Bild 1 links) entlang der Ankerzuglieder angebracht.

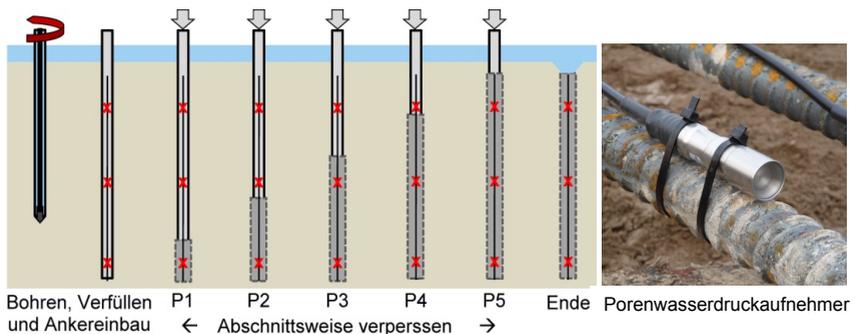


Bild 1: Abschnittsweises Verpressen eines Mikropfahls

Bild 2 zeigt ein exemplarisches Ergebnis der Druckmessungen. Direkt nach dem Anker einbau wurde an allen Sensoren der volle hydrostatische Suspensionsdruck gemessen. Während des Verpressens zeigten auch die Sensoren, die innerhalb der Verrohrung lagen, den vollen Verpressdruck, während nur ein Bruchteil des Drucks in der unverrohrten Verpressstrecke gemessen wurde. Dies lässt darauf schließen, dass sich die Suspension in der Verrohrung als Flüssigkeit verhält, sich aber in der Verpressstrecke durch Filtration die Eigenschaften ändern und das Filtrat nun wie ein granulares Material agiert. Dies konnte auch in Laborversuchen bestätigt werden. Es entsteht eine Gewölbewirkung im Filtrat und der Verpressdruck wird nur teilweise nach unten übertragen. Da die Sensoren vertikal ausgerichtet waren, kann jedoch keine Aussage über die verbleibenden Radialspannungen gemacht werden. In darauffolgenden Messkampagnen wurden die Sensoren daher in radiale Richtung und teilweise zusätzlich in Richtung der Ankerachse ausgerichtet. Für diese Messungen wurden eigens Sensoren entwickelt (Bild 3), welche durch ihre geringe Größe auch in radiale Richtung eingebaut werden können.

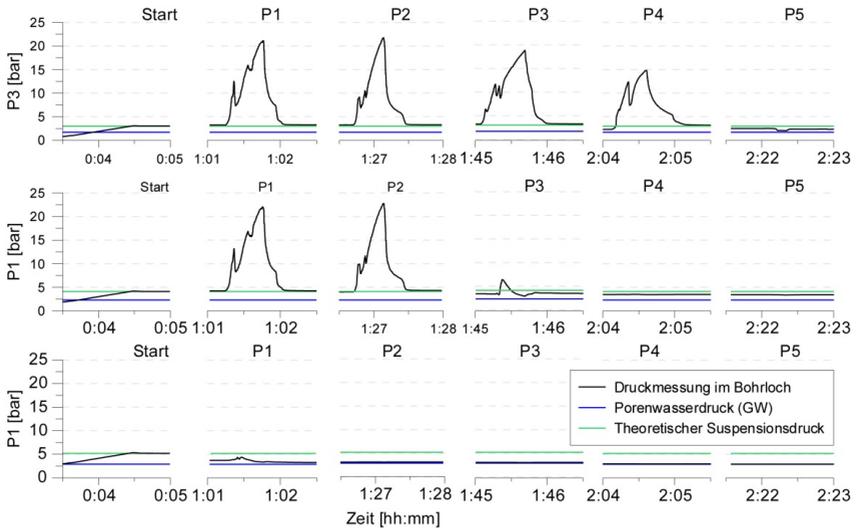


Bild 2: Messung des Verpressdrucks während der Herstellung eines vertikalen Mikropfahls in Sand



Bild 3: Sensor für Druckmessungen im Bohrloch

Bild 4 zeigt Messergebnisse eines Ankers, an dem die Entwicklung des Drucks in der Verpressstrecke in radiale und vertikale Richtung gemessen wurde (3 m und 5 m vom unteren Ankerende). Verpresst wurde hier in 4-m-Abschnitten unter kontinuierlichem Ziehen der Verrohrung. Zuerst stimmen die radialen und axialen Spannungen noch überein, was darauf hinweist, dass die Zementsuspension noch flüssig ist, doch ab einem bestimmten Zeitpunkt divergieren diese voneinander. Dies ist der Zeitpunkt, ab dem die Suspension so weit ausgefiltert ist, dass sie sich als granulares Material verhält. Nach dem Verpressvorgang sind die Radialspannungen im Vergleich zum Anfangszustand erhöht, die Axialspannungen fallen jedoch wie bei den vorherigen Messungen auf den Porenwasserdruck ab.

Zusätzlich zu den Messungen innerhalb der Verpressstrecke wurden Sondierungen mit einem Flat-Dilatometer (DMT) (vgl. Marchetti et al. (2001)) durchgeführt, um den Effekt des Verpressens auf den angrenzenden Boden zu untersuchen. Die Sondierungen fanden vor und nach der Ankerherstellung sowie als stationäre Messungen während des Verpressvorgangs statt. Hierbei wurde das Flat-Dilatometer in einem Abstand von ca. 40 cm von der Ankerachse in den Boden eingebracht. Die in Bild 5 dargestellten Messungen vor und nach dem Verpressvorgang zeigen eine deutliche Erhöhung der Spannungen im unteren Bereich des Verpresskörpers. Die Positionen von Sondierungsachse und Verpresskörper sind in der Skizze veranschaulicht.

Auch stationäre Sondierungen, bei denen der Dilatometer-Spaten neben dem Verpresskörper positioniert und während des Verpressvorgangs kontinuierlich gemessen wurde, zeigen eine deutliche Erhöhung der Spannungen nach dem Verpressvorgang (Bild 6).

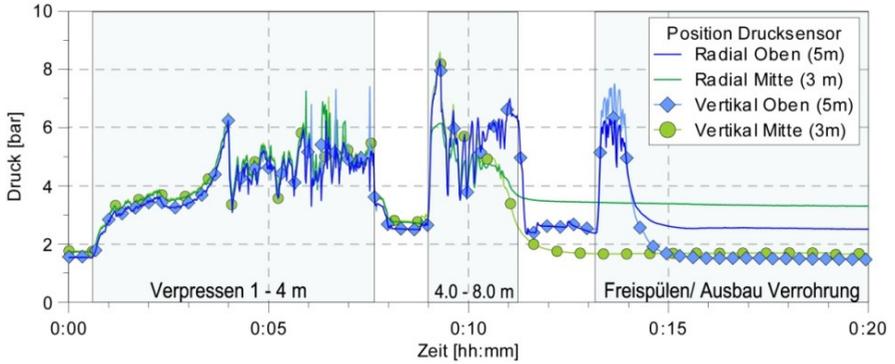


Bild 4: Druckmessungen im Bohrloch während der Ankerherstellung.

Radialspannungen (durchgezogene Linien) im Vergleich zu Vertikalspannungen (Symbole)

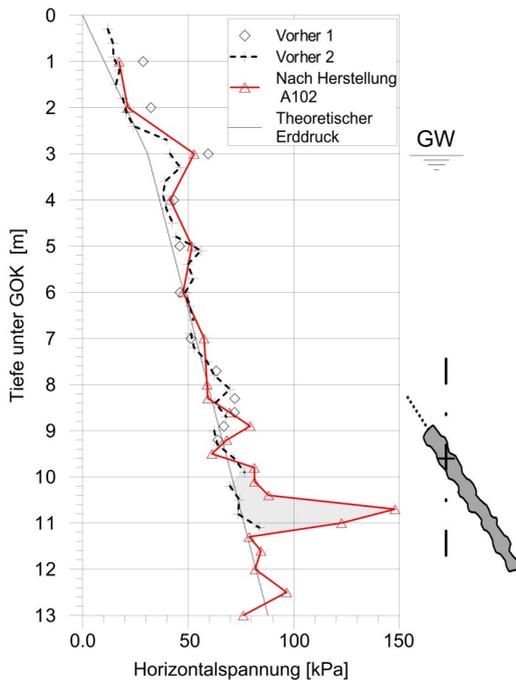


Bild 5: Ergebnis einer DMT-Sondierung vor und nach der Ankerherstellung

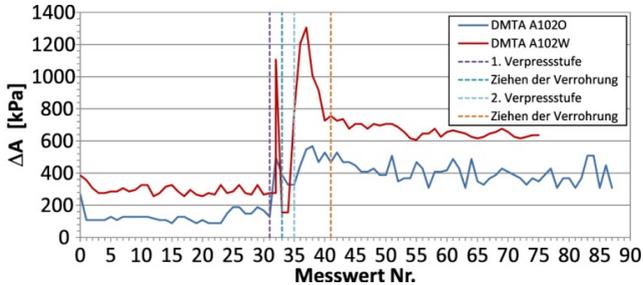


Bild 6: Entwicklung der Radialspannungen 40 cm von der Ankerachse während der Ankerherstellung

Die In-situ Messungen belegen, dass die Zementsuspension im Bohrloch ausfiltriert und die Radialspannungen im Verpresskörper und im angrenzenden Boden erhöht werden. Die Streuung der Messergebnisse lässt für die beschränkte Datenmenge allerdings keine zuverlässige quantitative Aussage über die Höhe der verbleibenden Radialspannungen nach dem Verpressen zu. Zur Quantifizierung der Auswirkungen der Herstellungseinflüsse auf den Spannungszustand und die Eigenschaften des angrenzenden Bodens wurden deshalb numerische Simulationen vorgesehen.

3.2 Laborversuche

3.2.1 Filtrationsversuche

Das Filtrationsverhalten von Zementsuspension wurde anhand eindimensionaler Filtrationsversuche in einer Filtrationspresse untersucht, in der die Zementsuspension über einen beweglichen Stempel mit einem konstanten Druck beaufschlagt wird. Das Anmachwasser der Suspension drainiert über einen Filter, die Zementpartikel werden zurückgehalten.

Für alle Versuche wurde Standard Portlandzement verwendet. Die Zugabe eines Verzögerers (SikaR) verhinderte das Abbinden während der Versuchsdauer. Die verwendeten Wasser/Zement-Werte betragen $w/z = 0,4; 0,45; 0,5$ und $0,6$ und der Verpressdruck variierte zwischen 100, 200, 500, 1000 und 1400 kPa.

Das Ergebnis eines repräsentativen Filtrationsversuchs mit Anfangswassergehalt $w/z = 0,5$ unter einem Verpressdruck von 1000 kPa ist in Bild 7 dargestellt; die Ergebnisse sind über \sqrt{t} aufgetragen. In dieser Darstellung ergibt sich ein annähernd bi-linearer Verlauf der

Stempelbewegung. Der Porendruck an der Oberkante der Probe ist annähernd konstant auf dem Niveau des Verpressdrucks, bis er schlagartig abfällt (Filtrationspunkt (t_{filt})).

Zur Auswertung der Parametervariation wurde die Filtrationsrate gewählt, welche sich aus der Zunahme der Filterkuchendicke L_{fc} mit \sqrt{t} ergibt. Unter der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen Verformung δ und \sqrt{t} bis zum Zeitpunkt t_{50} ergibt sich die Neigung der Filtrationskurve näherungsweise aus

$$\frac{d\delta}{d\sqrt{t}} \approx \frac{\delta_{50}}{\sqrt{t_{50}}} \quad (1)$$

Die Filtrationsraten von Zementsuspensionen mit unterschiedlichen Wassergehalten und Verpressdrücken sind in Bild 7 dargestellt. Die Filtrationsrate nimmt mit höherem Verpressdruck deutlich zu, da die höheren Druckgradienten zu höheren Abflussraten führen. Mit zunehmendem Anfangs-Wassergehalt der Zementsuspension nimmt die Filtrationsrate ab, da mit höherem ursprünglichem Wassergehalt mehr Wasser abgefiltert werden muss, um den Wassergehalt des Filterkuchens zu erreichen.

Eine Simulation der Ergebnisse mit dem in Abschnitt 4 beschriebenen zwei-Phasen-Filtrationsmodell ergibt gute Übereinstimmung der Filtrationsraten für den gesamten Variationsbereich der Versuche (Bild 8). Für die Simulation wurde, basierend auf Laborergebnissen, ein mittlerer Wassergehalt des Filterkuchens von $w/z_{fc} = 0,3$ und eine mittlere Durchlässigkeit $k_{fc} = 7,5 \times 10^{-8}$ m/s (Bild 9) festgelegt.

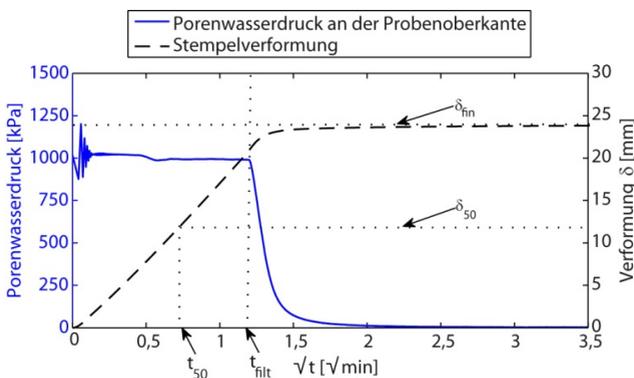


Bild 7: Stempelverformung und Porendrucke eines typischen Filtrationsversuchs mit $\sigma = 1000$ kPa und $w/z = 0,5$

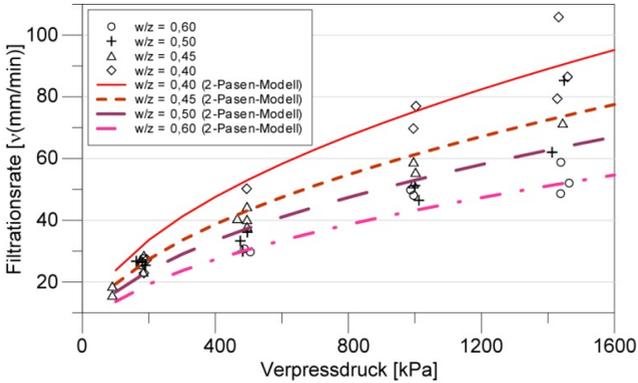


Bild 8: Filtrationsrate $\frac{dL_c}{d\sqrt{t}}$ Versuchsergebnisse und berechnete Werte aus dem Filtrationsmodell

3.2.2 Bodenmechanische Versuche am Filterkuchen

Aus den Filtrationsversuchen gewonnene Proben des noch nicht abgebundenen Filterkuchenmaterials wurden bodenmechanisch untersucht (siehe auch Domes (2015) und Domes und Benz (2015)). Die Durchlässigkeit des Filterkuchenmaterials wurde in Durchlässigkeitsversuchen mit konstanter Druckhöhe bestimmt (Bild 9). Zusätzlich dargestellt sind die Durchlässigkeiten, die durch Rückrechnungen der Filtrationsversuche mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell ermittelt wurden (Stodieck und Benz (2014) und Domes(2015)).

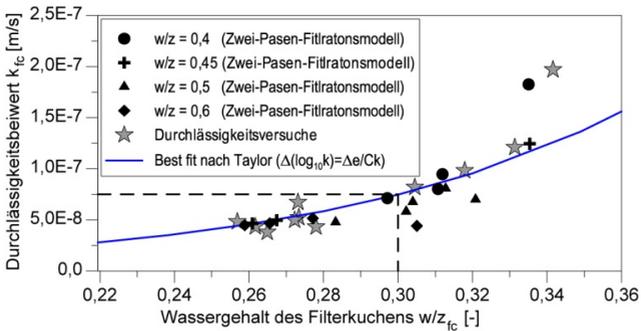


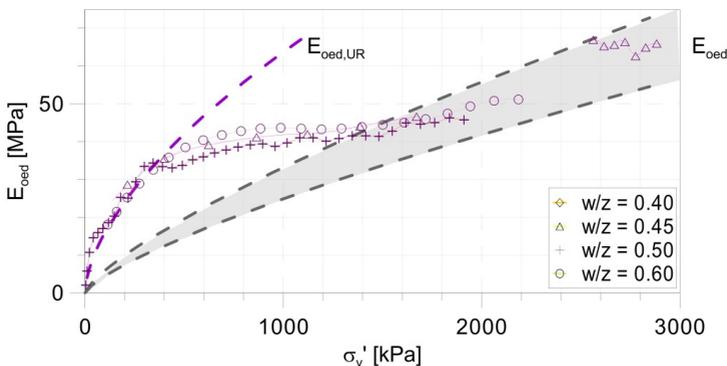
Bild 9: Durchlässigkeitsbeiwerte k in Abhängigkeit zum Wassergehalt des Filterkuchens

Die in Bild 9 dargestellten Durchlässigkeitsbeiwerte k_{fc} korrelieren deutlich mit dem Wassergehalt und somit der Porenzahl des Filterkuchens, wie es für ein körniges Material zu erwarten ist. Die Werte der Durchlässigkeitsversuche stimmen gut mit denen aus Rückrechnung der Stempelverformung mit dem Zwei-Phasen-Filtrationsmodell überein. Dies belegt erneut die Eignung des Zwei-Phasen-Filtrationsmodells zur Beschreibung der Zementfiltration und zeigt, dass die durch Rückrechnung ermittelten Berechnungsparameter physikalisch sinnvoll sind.

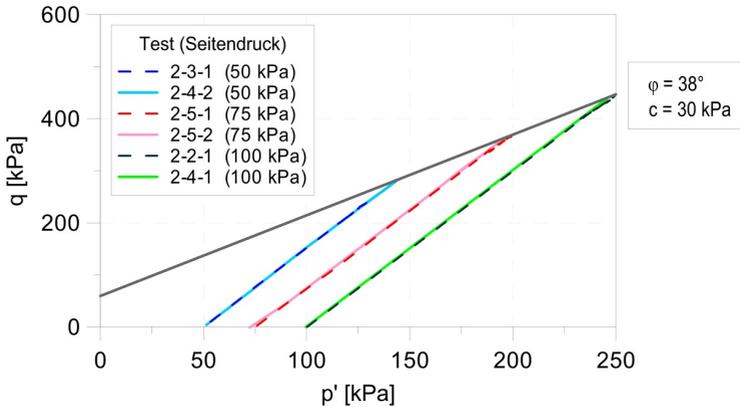
Die Steifigkeit des Filterkuchens wurde in Splitring-Ödometerversuchen ermittelt. Es ergab sich eine deutliche Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit, welche gut mit einer Exponentialfunktion nach Ohde/Janbu ausgedrückt werden kann:

$$E_{oed} = E_{oed,ref} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ref}} \right)^m \quad (2)$$

Bild 10 zeigt die Ödometersteifigkeit in Abhängigkeit von der Vertikalspannung für mit 15 bar Verpressdruck hergestellten Filterkuchen. Vergleichbar zu einer Überkonsolidierung sind die Steifigkeiten für Spannungen unterhalb des Verpressdrucks wesentlich höher als darüber. Bei Spannungen oberhalb des Verpressdrucks haben die Steifigkeiten aller Versuche einen ähnlichen Verlauf (grau schattierter Bereich). Die Steifigkeiten in diesem normalkonsolidierten Bereich lag bei einem Exponenten von $m = 0,75$ zwischen $E_{oed,ref} = 4,5$ und $5,9$ MPa. Die Steifigkeit für Spannungsbereiche unterhalb des Verpressdrucks lagen bei ca. $E_{oed,UR,ref} = 21$ MPa.



**Bild 10: Ödometersteifigkeit E_{oed} des Filterkuchens
hergestellt mit 15 bar Verpressdruck**



**Bild 11: Ergebnisse von Triaxialversuchen mit verschiedenen Seitendrücken
(Filterkuchen hergestellt mit 5 bar)**

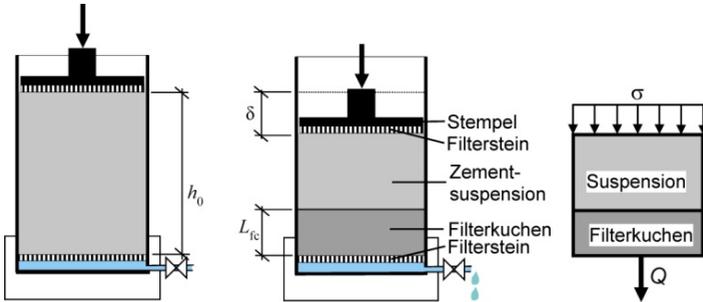
In Triaxialversuchen mit verschiedenen Seitendrücken konnte unter der Annahme einer linearen Mohr-Coulomb'schen Bruchbedingung ein Reibungswinkel von 38° und die Kohäsion von 30 kPa ermittelt werden (Bild 11).

4 Modellbildung

4.1 Filterkriterium

In vorangehenden Arbeiten wurde die Filtration von Zementsuspension oftmals mit der klassischen Konsolidierungstheorie nach Terzaghi abgebildet (Kleyner und Krizek (1995), Picandet et al. (2011) und Lee et al. (2012)) oder mittels eines Zwei-Phasen-Filtrationsmodells (McKinley (1993) und Bezuijen und Talmon (2003)).

Bei Verwendung des klassischen Konsolidierungsansatzes mit konstanter Durchlässigkeit und Steifigkeit sind die aus Filtrationsversuchen ermittelten Parameter allerdings nur für dieselben Randbedingungen der Versuche zutreffend. Das heißt, dass z. B. bei variierenden Verpressdrücken die Parameter angepasst werden müssen (Stodieck und Benz (2014)). In dieser Hinsicht universeller einsetzbar ist das nachfolgend beschriebene Zwei-Phasen-Filtrationsmodell (siehe auch Domes (2015)).



**Bild 12: Schematische Darstellung eines Filtrationsversuchs
(Nach McKinley und Bolton (1999))**

Das Zwei-Phasen-Filtrationsmodell basiert auf der Annahme eines abrupten Phasenwechsels von flüssiger zu fester Konsistenz der Suspension und geht davon aus, dass die Materialeigenschaften innerhalb der jeweiligen Phasen unverändert bleiben. Am Beispiel eines eindimensionalen Filtrationsversuchs (Bild 12) mit konstanter totaler Spannung (= Suspensionsdruck) ergibt sich die Durchflussrate Q aus der Spannung σ , der Wichte von Wasser γ_w , der Probenquerschnittsfläche A , der Filterkuchendicke L_{fc} und Durchlässigkeit k_{fc} :

$$Q = \frac{k_{fc}}{\gamma_w} \frac{\sigma}{L_{fc}(t)} A \quad (3)$$

Geht man davon aus, dass Wasser und Zementpartikel inkompressibel sind, entspricht der Durchfluss Q der Volumenänderung der Probe $dV/dt = d\delta/dt \cdot A$.

Die Änderung der Probenhöhe $\delta(t)$ zum Zeitpunkt t lässt sich auch anhand der Anfangsporenzahl e_g , der Filterkuchenporenzahl e_{fc} sowie der Filterkuchendicke L_{fc} bestimmen.

$$\delta(t) = L_{fc}(t) \frac{e_g - e_{fc}}{1 + e_{fc}} \quad (4)$$

Kombiniert man nun Gleichung (3) mit Gleichung (4) ergibt sich nach Umformen und Integration die Filterkuchendicke als Funktion der Zeit mit

$$L_c(t) = \sqrt{\frac{2\sigma k_{fc}}{\gamma_w} \left(\frac{1 + e_{fc}}{e_g - e_{fc}} \right) t} \quad (5)$$

4.2 Finite-Elemente Simulationen

Der Vorgang der Zementfiltration wurde in gekoppelten Strömungs-Verformungs-Analysen numerisch nachvollzogen. Zum Einsatz kam ein Lagrange-FE-Ansatz, in welchem das zuvor beschriebene Zwei-Phasen-Filtrationsmodell als Subroutine implementiert wurde. Die Implementierung des Modells ist in Domes (2015) beschrieben.

Die Entwicklung des Filterkuchens innerhalb eines Bohrlochs wurde an einem numerischen Modell in Anlehnung an Geometrie und Bodeneigenschaften der Mikropfähle der In-situ-Messungen untersucht (Bild 13). Für Boden und Verrohrung wurde zunächst ein linear-elastisches Materialmodell gewählt, für die Zementsuspension ein elastisch-ideal-plastisches Modell mit Mohr-Coulomb-Bruchbedingung.

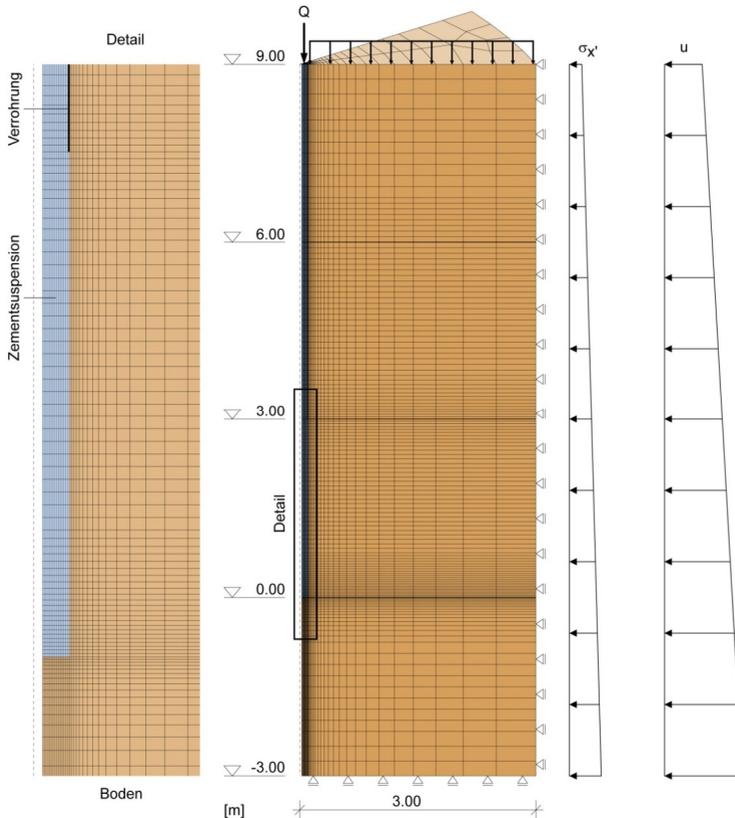


Bild 13: 3D-FEM-Modell eines Vertikalankers

In der numerischen Berechnung wurden die ersten zwei Verpressstufen von je 3 m simuliert, wobei in jeder Verpressstufe eine konstante Strömungsgeschwindigkeit (= Pumprate) an der Oberkante der Verrohrung aufgebracht wird, bis der Suspensionsdruck von 30 bar erreicht, oder die gesamte Zementsuspension ausgefiltert ist. Zwischen den Verpressstufen wird die Strömung auf null gesetzt und das Ziehen der Verrohrung durch Ändern der Materialeigenschaften im Bereich der Verrohrung von „Stahl“ zu „flüssiger Suspension“ simuliert. Das Aufbringen einer konstanten Pumprate entspricht eher der Realität als ein konstanter Verpressdruck, da auch in der Praxis üblicherweise mit relativ konstanter Pumprate verpresst wird, bis ein bestimmter Druck erreicht wird. Filtration wurde nur für Elemente in der Verpressstrecke zugelassen.

In der numerischen Simulation entwickelt sich der Filterkuchen von der Bohrlochwandung zum Inneren des Bohrlochs (Bild 14 rechts). Dies geschieht gleichmäßig entlang der Verpressstrecke und die Filterkuchenentwicklung beider Verpressstufen ähnelt sich stark. Durch den steigenden hydraulischen Widerstand des Filterkuchens mit anwachsender Dicke steigt auch der Verpressdruck in der flüssigen Suspension sukzessive an. Bild 14 links zeigt den Verpressdruck im Bohrlochinneren in der Mitte der 1. und 2. Verpressstrecke sowie an der Modelloberkante. Auch hier ist die Entwicklung des Verpressdrucks bei der Verpressstufen nahezu identisch. Außerdem ist durch den Abfall des Verpressdrucks im Bereich der 1. Verpressstrecke deutlich der Zeitpunkt zu erkennen, an dem der Filterkuchen bis ins Bohrlochinnere reicht und keine flüssige Suspension mehr vorhanden ist.

Aufgrund der beobachteten homogenen Filterkuchenentwicklung entlang der Verpressstrecke und der geringen Unterschiede der Verpressstufen wurde für die nachfolgend beschriebenen Parameterstudien ein horizontaler Berechnungsschnitt im ebenen Verformungszustand als geeignet angesehen.

4.3 Parameterstudien

Der Einfluss verschiedener Berechnungsparameter wurde in Parameterstudien an einem in Bild 15 dargestellten Modellausschnitt im ebenen Verformungszustand untersucht. Der Modellausschnitt basiert auf dem oben beschriebenen Modell, wobei die konstante Strömung (= Pumprate) von der Bohrlochmitte aus aufgebracht wurde, bis entweder ein angestrebter Verpressdruck von 10, 20 oder 30 bar erreicht wurde oder alle Elemente im Bohrloch ausgefiltert waren.

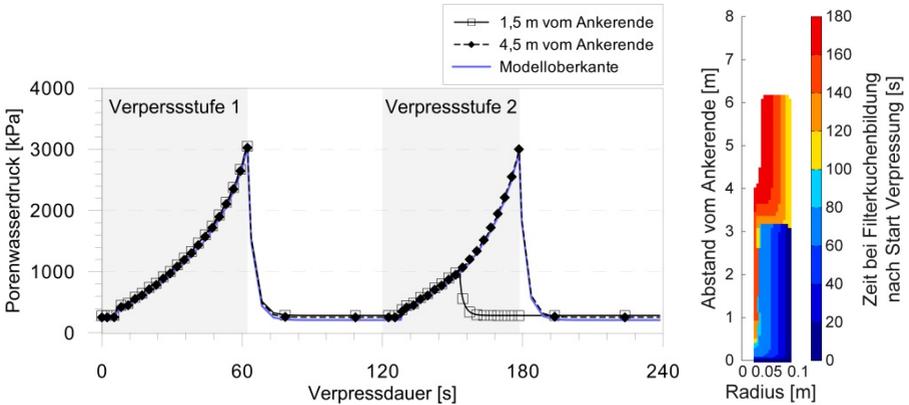


Bild 14: Entwicklung des Filterkuchens und des Verpressdrucks im Bohrlochinneren

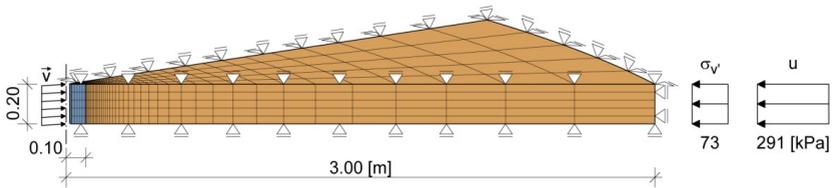


Bild 15: Filtrationsmodell im ebenen Verformungszustand

Um die Spannungen und Verformungen zutreffend zu ermitteln, wurden für die Berechnungen am Modellausschnitt höherwertige Materialmodelle verwendet. Für den Boden fand das HS-small-Modell (Benz, 2007) Anwendung, für die Zementsuspension ein elastisch-idealplastisches Mohr-Coulomb-Modell mit spannungsabhängiger Steifigkeit. Die verwendeten Berechnungsparameter sind in Tabelle 1 dargestellt.

In Parameterstudien wurde der Einfluss der Materialeigenschaften des Filterkuchens und des Bodens untersucht. Hier zeigte sich wie erwartet, dass bei größerer Filterkuchensteifigkeit ein größerer Anteil des Verpressdrucks aufrechterhalten werden kann, da der Filterkuchen eine Rückverformung des Bodens bei Entlastung behindert.

Eine Variation der Durchlässigkeit des Filterkuchens im Bereich der in den Laborversuchen ermittelten Werte ergab, dass mit geringerer Durchlässigkeit höhere Verpressdrücke

und auch höhere Radialspannungen nach dem Verpressen erreicht werden, falls bis zum vollständigen Ausfiltration gepumpt wird.

Durch Variieren der Höhe des Verpressdrucks und der Pumprate (Strömung) wurde der Einfluss der Herstellungsparameter untersucht (siehe Bild 16). Zusätzlich wurde die horizontale Ausgangsspannung im Boden von $\sigma'_H = 50$ kPa bis 100 kPa variiert (grau schattierter Bereich). Die durchgezogene Linie stellt Berechnungen dar, bei denen der Verpressvorgang bis zur vollständigen Filtration aller Zementelemente simuliert wurde. Die gestrichelten Linien zeigen Berechnungen, bei denen der Verpressvorgang bei Erreichen eines vorgegebenen Verpressdrucks abgebrochen wurde.

Bild 16(a) zeigt, dass ein Verpressdruck von 30 bar in der Verpressstrecke nur bei einer sehr hohen Pumprate (160 l/min bezogen auf 3 m Verpressstrecke) erreicht werden kann. Bei geringeren Pumpraten ist der gesamte Zement bereits bei Erreichen geringerer Drücke vollständig ausgefiltriert.

Die verbleibenden Radialspannungen auf dem Verpresskörper nach dem Verpressen sind in Bild 16(b) dargestellt. Bei vollständiger Filtration steigen die erreichten Radialspannungen mit der Pumprate, da auch größere Verpressdrücke erreicht werden konnten.

Tabelle 1: Materialparameter verwendet für das 3D-FEM-Modell der Ankerherstellung

Mohr-Coulomb Modell				HS-small Modell		
Parameter		Zement-suspension	Filterkuchen	Parameter		Sand
G^{ref}	MPa	1	11	E_{ref}^{50}	MPa	45
ν	-	0,489	0,24	E_{oed}^{ref}	MPa	45
m	-	0,75	0,75	E_{UR}^{ref}	MPa	135
p^{ref}	kPa	100	100	m	-	0,5
c'	kPa	0	30	p^{ref}	kPa	100
φ'	°	38	38	ν_{ur}	-	0,2
ψ	°	8	8	c'	kPa	0,01
				φ'	°	37,4
				ψ	°	7,4
				R_f	-	0,91
				σ_{ten}	kPa	0,01
				σ_0	MPa	110
CVR	-	0,323		$\gamma_{0,7}$	-	$1,3 \times 10^{-4}$
k	m/s	1,0	$7,5 \times 10^{-8}$	k	m/s	5×10^{-4}

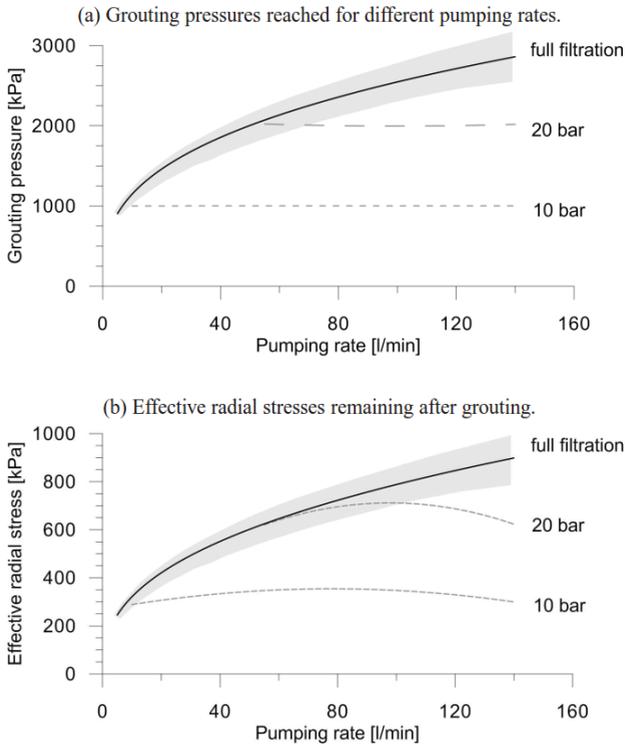


Bild 16: Schematische Darstellung der (a) erreichten Verpressdrücke während der Ankerherstellung und (b) der verbleibenden effektiven Radialspannung auf dem Verpresskörper nach dem Verpressen

Wurde der Verpressvorgang allerdings vorher, bei Erreichen eines festgelegten Verpressdrucks, abgebrochen, nimmt die verbleibende Radialspannung mit zunehmender Pumprate ab. Dies erklärt sich damit, dass bei höherer Pumprate die angestrebten Drücke schon bei Ausbildung einer geringeren Filterkuchendicke erreicht wurden. In diesem können nur geringere Spannungen aufrechterhalten werden.

Dies zeigt deutlich, dass die Höhe des Verpressdrucks einen maßgeblichen Einfluss auf die verbleibenden Radialspannungen auf dem Filterkuchen - und somit auch auf den Herauszieh Widerstand - hat. Anzustreben ist zusätzlich eine ausreichende Filtration, so dass die Radialspannungen nach dem Verpressen aufrechterhalten werden können.

5 Schlussfolgerungen

Beim Verpressen in nichtbindigen Böden entsteht der Verpressdruck durch den hydraulischen Widerstand des Filterkuchens. Die Höhe des erreichten Verpressdrucks hängt dabei von der Pumprate und der Transmissivität des Filterkuchens ab. Die Durchlässigkeit des Bodens spielt hier eine untergeordnete Rolle, da sie wesentlich größer ist als die des Filterkuchens (100 bis 10000 mal). Über den Filterkuchen werden die Porenwasserdrücke der Suspension als effektive Spannungen in den Boden übertragen. Nach dem Verpressen behindert der Filterkuchen die Rückverformung des Bodens und somit wird ein Teil der beim Verpressen erzeugten Radialspannungen aufrechterhalten.

Diese Erhöhung der Radialspannungen wurde sowohl durch In-situ Messungen als auch FEM-Simulationen bestätigt. Hierbei spielen sowohl der Verpressdruck als auch die Verpressdauer eine Rolle. Je höher der in der Verpressstrecke erreichte Verpressdruck, desto größer sind die verbleibenden radialen Spannungen für den Fall, dass die Suspension im gesamten Bohrlochquerschnitt ausgefiltert ist.

Sobald der Zement innerhalb der Verpressstrecke vollständig ausgefiltert ist, setzt sich die Filtration allerdings auch innerhalb der Verrohrung fort, und es bildet sich auch hier ein Filterkuchen. Durch das Verschließen der Verrohrung steigt der Verpressdruck an der Pumpe weiter an, ohne dass dies einen maßgeblichen Einfluss auf die Spannungen in der Verpressstrecke hat. Demnach ist der in der Verpressstrecke erreichte Verpressdruck maßgeblich, nicht jedoch der an der Pumpe gemessene.

Die Zementfiltration hat einen maßgeblichen Einfluss auf den Erfolg des Verpressens, da der Filterkuchen erst das Aufbringen des Verpressdrucks ermöglicht, eine Rückverformung des Bodens verhindert und somit ein Teil der Radialspannungen dauerhaft aufrechterhalten werden.

Dies erklärt auch die unterschiedlichen Erfahrungen mit der Herstellung von Verpressankern in bindigen und nichtbindigen Böden. In bindigen Böden wird der Verpressdruck durch den hydraulischen Widerstand des Bodens selbst erreicht und lediglich als Porenwasserüberdruck in den Boden eingeleitet. Es findet kaum Filtration statt, und da sich lediglich flüssige Suspension in der Verpressstrecke befindet, kann der Boden sich nach dem Verpressen wieder fast vollständig zurückverformen und entlasten.

Literatur

Benz, T.: Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, *PhD thesis, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart, Heft 55, 2007*

Bezuijen, A.; Talmon, A. M.: Grout the foundation of a bored tunnel, *Proc. int. conf. on Foundations 'Innovations, Observations, Design & Practice' (ICOF 2003 Dundee), London: Thomas Telford, 2003*

Domes, X. A. L.: Cement grouting during installation of ground anchors in non-cohesive soils, *Doctoral theses at NTNU, 2015:51, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2015*

Domes, X. A. L.; Benz, T.: Untersuchungen zur Zementfiltration während der Herstellung von Verpressankern in nichtbindigen Böden, *Bautechnik, 92(9), S. 605–616, 2015*

Jelinek, R.; Ostermayer, H.: Verpreßanker in Böden, *Mitteilungen aus dem Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik der TU München, Lehranstalt und Prüfamf für Grundbau und Bodenmechanik, TH München, 1976*

Kleyner, I.; Krizek, R.J.: Mathematical Model for Bore-Injected Cement Grout Installations, *Journal of geotechnical engineering, 121(11), S. 782–788, 1995*

Lee, S.-W.; Kim, T.-S.; Sim, B.-K.; Kim, J.- S.; Lee, I.-M: Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group efficiency of compression ground anchor, *Canadian Geotechnical Journal, 49(8), S. 939–953, 2012*

Littlejohn, G. S.: Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors. *Ground Engineering, 13(8), S. 25–39, 1980*

Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G.; Calabrese, M.: The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations - A Report by the ISSMGE Committee TC16, *IN SITU 2001, Intrnl. Conf. on in situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesien, 2001*

Mayer, G.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpressankern in Sand, *PhD thesis, Technische Universität Berlin, 1983*

McKinley, J. D.: Grouted ground anchors and the soil mechanics aspects of cement grouting. *PhD thesis, Cambridge University, 1993*

Ostermayer, H.: Construction Carrying Behavior and Creep Characteristics of Ground Anchors. *In: Diaphragm walls & anchorages: proceedings of the conference organized by the Institution of Civil Engineers and held in London, 18-20 September 1974*

Picandet, V.; Rangeard, D.; Perrot, A.; Lecompte, T.: Permeability measurement of fresh cement paste, *Cement and Concrete Research*, 41(3), S. 330–338, 2011

Stodieck, X.; Benz, T.: Zementfiltration bei der Herstellung von Verpressankern in nicht-bindigen Böden. *OHDE-Kolloquium 2014: Aktuelle Themen der Geotechnik, Technische Universität Dresden, 2014*

Wichter, L.; Meiniger, W.: Verpressanker. *In: Karl J. Witt, Grundbau-Taschenbuch Teil 2, Geotechnische Verfahren: Ernst & Sohn Verlag, 2009*

Autoren

Dr. Xenia Domes	x.stodieck@gmx.de
Dr.-Ing. Markus Herten	markus.herten@baw.de
Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe Abteilung Geotechnik	www.baw.de
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe	Tel.: 0721 9726-3830
Prof. Dr.-Ing. Thomas Benz	t.benz@hft-stuttgart.de
Hochschule für Technik Stuttgart Fakultät Bauingenieurwesen, Bauphysik und Wirtschaft	www.hft-stuttgart.de
Schellingstraße 24, 70174 Stuttgart	Tel.: 0711 8926-2835

Tragfähigkeitsprüfungen (PDA[®], CAPWAP[®])

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)
- Durchführung und Auswertung von statischen Probelastungen

Rammpbarkeitsanalysen (WEAP[®])

Integritätsprüfungen von Pfählen (PIT[®])

- nach der ‚Low-Strain‘ / ‚High-Strain‘ - Methode
- nach der Ultraschallmethode (‘Cross-Hole‘)

Schwingungsmessung und Untersuchung

- Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem. DIN 4150

Bauwerksüberwachungen

- (Monitoring von Bewegung, Neigung, etc.)

Lärm- bzw. Schallmessungen

Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis

- mit Hilfe von FERROSCAN[®]
- Radarscan

Betondickenmessung

- Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren

Dynamische Betonqualitätsprüfung

- Ultraschallverfahren, Rückprallhammer etc.

Bohrlochdetektor

- zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen
(z.B. Spundwandlängenermittlung)

Ultraschallwanddickenmessung

- für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe

Dynamische Plattendruckversuche

Feuchtigkeitsmessung (Mikrowelle)

Thermografie und Thermoanalytik

Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor[®])

Gebäude-Energieberatung

Weitere mobile Geräte für

- Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung
- Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie etc.

Kalibrierung

- Schwingungs-, Dehnungs- und Wegmesswertaufnehmer

Sonderlösungen

- Erarbeitung von speziellen Messkonzepten und praktische Umsetzung
in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber

Nord

24782 Büdelsdorf
Zum Audorfer See 9
Tel. 04331-43755-0
Fax 04331-43755-22

www.dmt-ingenieure.eu

Süd

71665 Vaihingen (Enz)
Austraße 1
Tel. 07042-7073
Fax 07042-7074

Innovative Fertigungsstrategien unter Adaption messtechnischer Verfahren für Offshore-Gründungsstrukturen

M. Fritsch, S. Brauser, M. Los

1. Einleitung

Im Zuge des weiteren Ausbaus von Offshore Windparks in der Nord- und Ostsee werden insbesondere durch die Weiterentwicklung der Turbinentechnologie und der damit verbundenen erhöhten Lastsituation, hohe Anforderungen an die Gründungsstruktur gestellt. Neben der standortspezifischen Wassertiefe, den Wind- und Wellenlasten bestimmen weitere Faktoren die optimale Wahl der Gründungsstruktur. Unter Berücksichtigung sämtlicher Einwirkungen sowie wirtschaftlicher und umwelttechnischer Belange, sind bezogen auf die Lokation weitere länderspezifische sowie genehmigungsrelevante Aspekte mit einzubeziehen.

.Anhand diverser Untersuchungen hat sich gezeigt, dass Jacketstrukturen gegenüber Monopiles viele Vorteile aufzeigen. Durch das deutliche geringere Gewicht und wesentlichen Vorteilen beim Einbringen der Gründungspfähle, ergeben sich unterschiedlichste Optimierungsmöglichkeiten. Diese erstrecken sich über den Herstellungsprozess, die Logistik bis hin zur Installation.

Bilfinger Mars Offshore sp. z.o.o. (BMO) mit Sitz in Stettin, Polen hat sich durch den Bau einer neuen Fertigungsstätte mit innovativer Technik sowie einem optimierten Fertigungsprozess bestmöglich auf die zukünftigen Herausforderungen eingestellt. Durch die strategische Partnerschaft mit der Salzgitter AG, können auch im Hinblick der Kompetenzen auf den Stahl sowie dessen Lieferung höchste Anforderungen gewährleistet werden.

Im vorliegenden Artikel werden Optimierungen bezogen auf die Fabrikation für Jacketstrukturen vorgestellt und diskutiert.

2. Wahl einer optimalen Gründungsstruktur

In den letzten Jahren sind für Offshore-Windenergieanlagen unterschiedliche Gründungsstrukturen ausgeführt worden. Zur Realisierung der energiepolitischen Ziele gemäß EEG 2014 von 15 GW aus Offshore-Windenergie bis 2030 sind etwa 3000 Anlagen mit einer Stahltonnage von jeweils etwa 1200 t notwendig, d.h. überschlägig etwa 3,6 Mio. Tonnen Stahlkonstruktion im Bereich der Offshore-Windenergie. Die Auswahl der Gründungsstruktur wird im Wesentlichen von der vorherrschenden Wassertiefe und den Bodenverhältnissen am Standort bestimmt. Monopiles mit einem Gewicht von bis zu 800 t werden zurzeit bis in eine Tiefe von ca. 30 m installiert. Planungen hierzu belaufen sich auf zukünftige XL-Monopiles für eine Wassertiefe von mehr als 35 m, wobei diese XL-Monopiles ein Gewicht von mehr als 1500 t erreichen können. Abbildung 1 zeigt einen generellen Überblick über mögliche Gründungsstrukturen hinsichtlich der standortspezifischen Wassertiefe. Weiterhin sind die potentiellen Offshore Windprojekte für Jackets in Europa dargestellt.

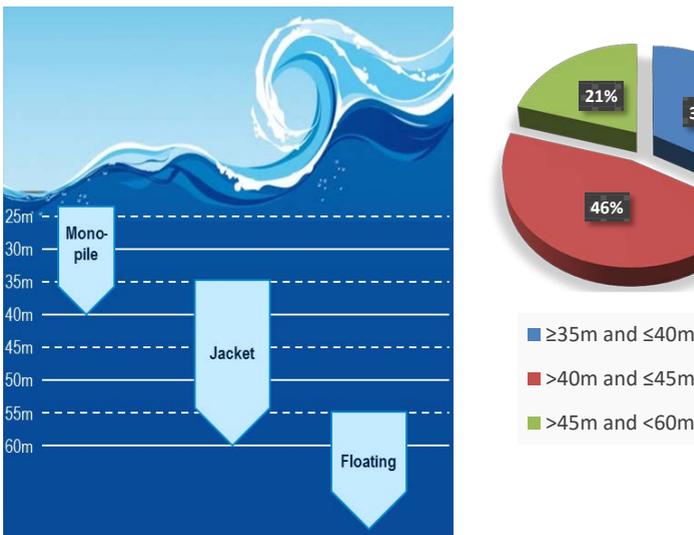


Abbildung 1: Gründungsstrukturen in Abhängigkeit der Wassertiefe – Wassertiefen der zu realisierenden Standorte in Europa

Anhand der aufgezeigten Grafiken zeigt sich, dass ca. 70% der zukünftigen Projektstandorte in Europa im optimalen Bereich der Jacketgründung liegen.

3. Produktionsstandort Stettin, Polen

Mit dem Neubau der Fabrikationsstätte für Transition Pieces, Jacketstrukturen sowie Monopiles hat der Bilfinger Konzern seinen Geschäftsbereich in der Offshore-Industrie erweitert und kann nunmehr sämtliche Bereiche von der Planung bis hin zur Inbetriebnahme eigenständig abdecken. Klares Ziel bei der Planung der Produktionsstätte war eine Fokussierung auf die serielle Fertigung der Strukturen. Ein Überblick über die Produktionsstätte ist in Abbildung 2 gegeben.

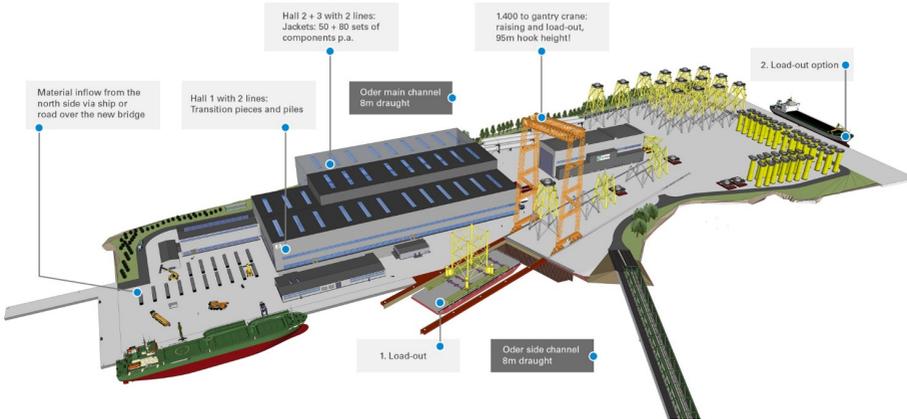


Abbildung 2: Produktionsstätte – Schematischer Überblick

Die Produktionsstätte besitzt eine geplante Kapazität zur parallelen Fertigung von 80 Jackets sowie 80 Transition Pieces pro Jahr. Zusätzlich können in diesem Zeitraum in etwa 30 Komponenten-Sets für Jackets hergestellt werden. Bei Volllast entspricht dies in etwa einer Verarbeitungsmenge von 120.000 t Stahl pro Jahr. In Abbildung 3 sind die wichtigsten Randdaten der Fabrikation der unterschiedlichen Strukturen aufgezeigt.

Die zum derzeitigen Zeitpunkt realisierte Kapazitätsgrenze kann durch eine vorgezogene Genehmigung zum Bau einer weiteren Produktionshalle im Bereich der Jacket und Komponentenfertigung verdoppelt werden.

Jacket bis 85 m Höhe	Jacket Komponenten	Transition piece bis 32 m Höhe	Monopile / Towers bis 80 m Länge
 <p>Source: bifab</p>	  		
Kenndaten G < 1,400 t A < 32 x 32 m		Kenndaten < 600 t Ø 4 m – 8 m d < 120 mm	Kenndaten G < 1,400 t Ø 4 m – 8 m D < 120 mm

Abbildung 3: Produktauswahl und Kapazität

Neben der Trennung der Fertigungslinien zur Produktion von Jackets und Transition Pieces wurde die Serienfertigung vollständig teambasierend entwickelt. Insgesamt wurde die Fertigung in 13 unabhängige Teams unterteilt, die im Folgenden angegeben sind (siehe auch Abbildung 4).

1. Oberflächenbehandlung, Vorkonfektionierung
2. Can Fabrikation
3. Montage der Innenbauteile
4. Flanschschweißung
5. Can / TP Zusammenbau
6. Montage der Außenbauteile
7. Beschichtung
8. Endmontage / Werksabnahme
9. Knotenvorfertigung
10. Streben-, Kreuzfertigung
11. Jacket, 2d Montage / Fertigung
12. Jacket, 3d Montage / Fertigung
13. Jacket Endmontage

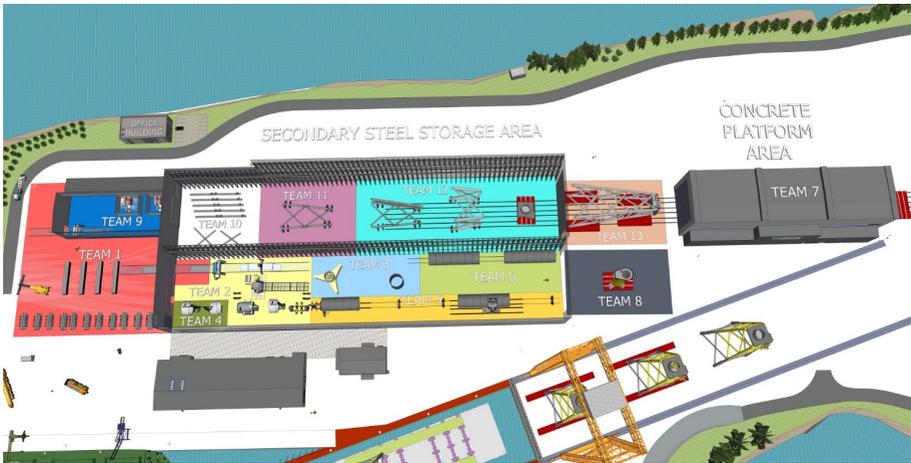


Abbildung 4: Teambasierte Fertigung

Durch diese Unterteilung ist eine explizite Trennung sämtlicher Arbeitsschritte möglich, so dass Arbeitsabläufe von der Stahllieferung bis hin zur endgültigen Fertigstellung einer Struktur bewertet und optimiert werden können. Durch eine enge Kooperation mit Kunden ermöglicht das im Sinne eines Value Engineering die Möglichkeit zu einer größtmöglichen Kostenoptimierung. Dabei werden diverse Iterationen zwischen Design und Fertigungsstrategie durchgeführt, bis das Optimum gefunden ist.

Im Sinne einer hocheffizienten Jacketfertigung wurde eine Spezialisierung auf teil- und vollmechanisierte schweißtechnische Fertigung durchgeführt. Im Gegensatz zu den bisher üblichen Fertigungsstrategien werden daher im ersten Schritt sämtliche Knoten des Systems maschinell vorgefertigt. Dadurch ergibt sich eine Reduzierung der Produktionszeit >70% im Vergleich zur traditionellen Handschweißung.

Im Anschluss werden sämtliche Streben und Kreuze und dann die 2D und 3D Montage der Jackets durchgeführt. Nach der Beschichtung der oberen Jacketstruktur kann der finale Zusammenbau erfolgen und die Struktur verladen werden. In Abbildung 5 sind die einzelnen Schritte nochmals zusammenfassend dargestellt.

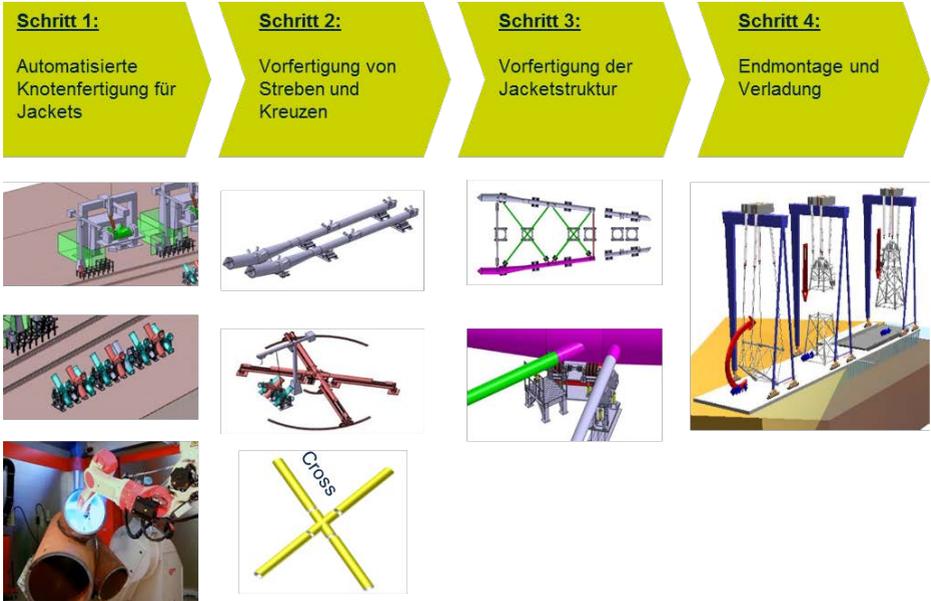


Abbildung 5: Jacketfertigung

4. Automatisierte schweißtechnische Knotenfertigung im Jacketbau

Einer der zentralen Aspekte bei der seriellen Fertigung von Jackets ist die Vorfertigung von Komponenten. Um eine kosteneffiziente und qualitativ hochwertige Produktion der sogenannten X-, Y- und K-Knoten zu gewährleisten, werden weitestgehend voll- bzw. teilmechanisierte Fertigungsprozesse genutzt. Insbesondere mit dem voll-mechanisierten Schweißen der bis zu 10 Tonnen schweren Knoten wird dabei technisches Neuland betreten (Abbildung 6).

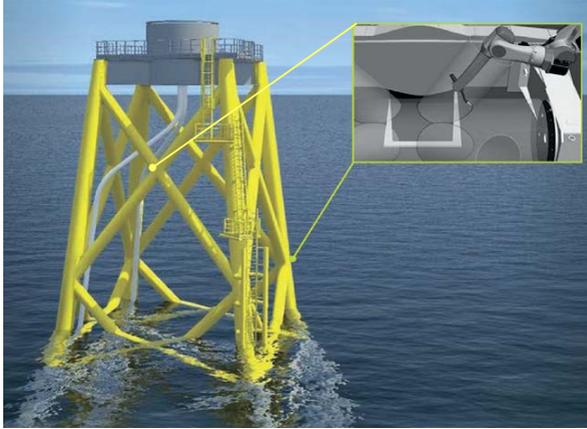


Abbildung 6: schematische Darstellung der Serienfertigung am Beispiel der roboter-
gestützten Knotenvorfertigung

Die serielle, vollmechanische Fertigung von Knoten erfolgt an speziell für diese Aufgabe entwickelten Schweißstationen, siehe Abbildung 7 und 8 und setzt sich aus folgenden Arbeitsschritten zusammen:

- Vollmechanisierte Positionierung von Basisrohr und Streben (Brace)
- Vollmechanische Vorwärmen
- Heften und manuelles Wurzelschweißen
- Vollmechanisches Innen-/Außenschweißen
- Vollmechanisierte Vermessung der Nahtgeometrie und der Gesamtknotengeometrie
- Vollmechanisierte Ultraschallprüfung

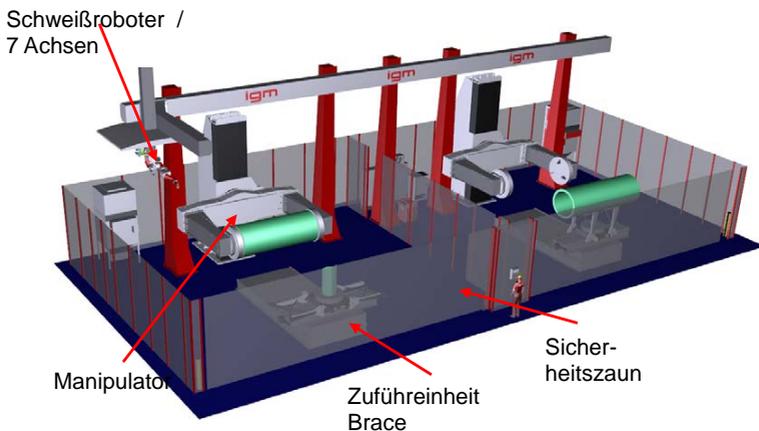


Abbildung 7: Schematische Darstellung der Roboterschweißstation zur Knotenfertigung



Abbildung 8: a) Implementierte Roboterschweißstation bei Bilfinger Mars Offshore (li.)
b) automatisiertes Außen-Schweißen (re.)

Durch den hohen Automatisierungsgrad können bereits bei der Positionierung der Bauteile (Basisrohr/Strebe) die Fertigungszeiten um bis zu 50% gesenkt werden. In Hinblick auf die anschließende schweißtechnische Fertigung der Knoten zeigen sowohl Laborstudien, die in Kooperation mit der Salzgitter AG durchgeführt wurden, als auch Produktionsanalysen, dass die Schweißzeit für einen Doppel-K-Knoten (4 Streben) von >30 h (manuelle Schweißen) auf ca. 4 h reduziert werden kann. Ursächlich hierfür ist zum Einen die Nutzung eines modernen MSG Tandem-Schweißprozesses, welcher eine Erhöhung der Abschmelzrate um >80% im Vergleich zum einem konventionellen manuellen Schweißprozess ermöglicht. Zum Anderen wird der Knoten während des Schweißens kontinuierlich durch den Manipulator in die ideale 1G/PA (12 Uhr) Schweißposition gedreht, siehe Abbildung 8b. Damit wird der negative Einfluss der Gravitation auf das Schmelzbad verringert, wodurch sich die Schweißgeschwindigkeit erhöht und das Schweißfehlerisiko und folglich die Reparaturrate signifikant verringert werden.

5. Innovative Fertigungsstrategien unter Nutzung messtechnischer Verfahren

Um die hohen Qualitätsanforderungen an die Schweißnaht (z.B. Fehlerrücklauf) und die geringen geometrischen Toleranzvorgaben an die Gesamtknotengeometrie (z.B. Strebenwinkel) erfüllen zu können, werden unterschiedliche messtechnische Verfahren eingesetzt, siehe auch Abbildung 9. In Kooperation mit der BAM Bundesanstalt für Materialforschung und Prüfung, Fachbereich 9.3. werden insbesondere die Schweißnahtprofil-

vermessung und der Schweiß-Datenbankaufbau für den Einsatz im Jacketbau getestet und weiterentwickelt.

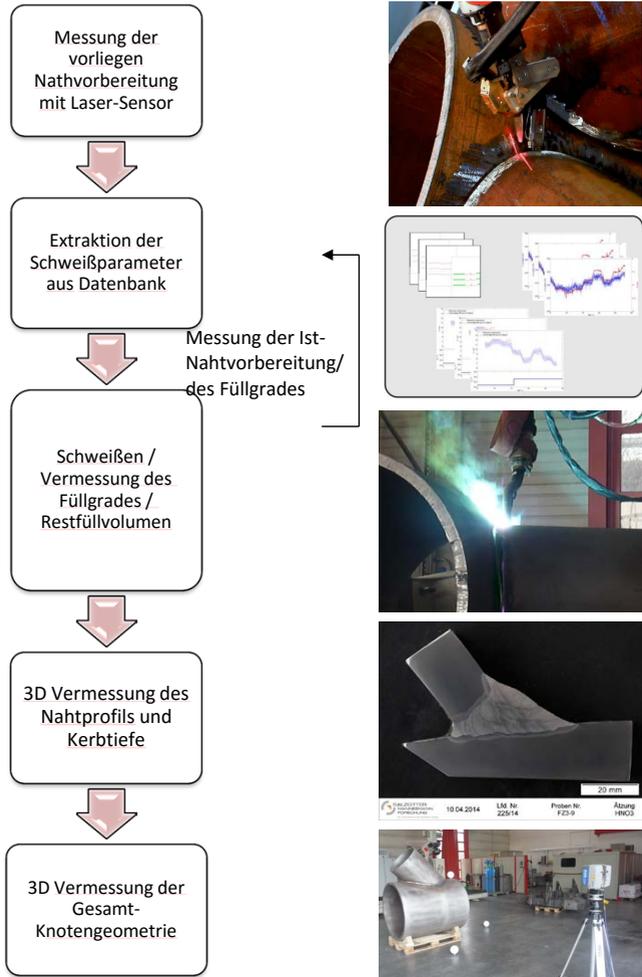


Abbildung 9: Zusammenfassung der Offshore Jacket-Knotenfertigung unter Berücksichtigung messtechnischer Aspekte

Nach der CNC gesteuerten Positionierung der Streben am Basisrohr und der manuellen Wurzelschweißung erfolgt zunächst die Vermessung der vorliegenden Schweißnahtvorbe-

reitung entlang des Stützens mittels eines optischen Laser-Liniensensors, siehe auch Abbildung 10. Über das Lichtschnittverfahren wird die lokale Spaltgeometrie berechnet und basierend auf einer Schweißdatenbank die Schweißparameter für den kompletten Schweißlagenaufbau für die existierende Schweißnahtvorbereitung festgelegt. Mittelfristig ist eine Erweiterung dieses Konzeptes zu einer Mess- und Regelungstechnisch gestützten Schweißung von Knoten vorgesehen. Demnach soll durch eine in-situ Messung der lokalen Spaltgeometrie während des Schweißens jeder einzelnen Lage eine Regelung der Schweißparameter und somit eine Anpassung an die lokalen geometrischen Randbedingungen (Füllgrad/Restfüllvolumen) erfolgen.

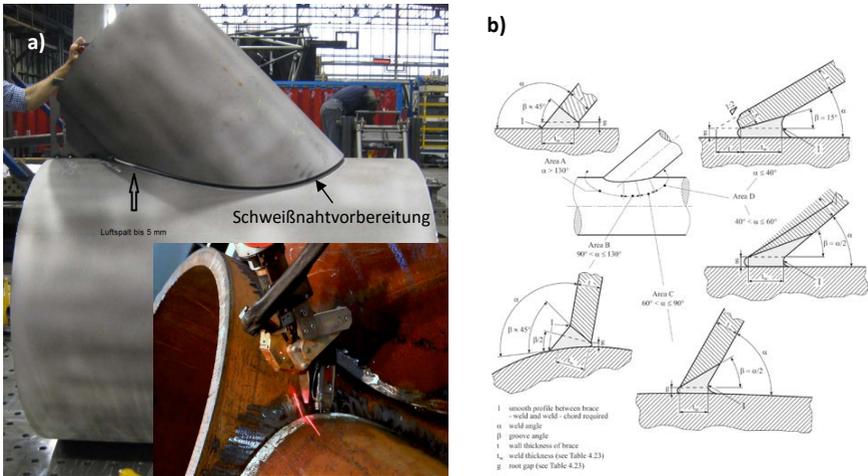


Abbildung 10: a) Schweißnahtvorbereitung und –vermessung
b) Schweißnahtvorbereitung nach GL IV 7.2 (schematisch)

Jacketknoten sind die in Hinblick auf die statische und dynamische Festigkeit der Gesamtstruktur kritischen Bereiche der Jacketgründung. Insbesondere der Schweißnahtübergangsbereich stellt im Regelfall aufgrund der durch das manuelle Schweißen hervorgerufenen Kerbwirkung eine Schwachstelle dar. Das vollmechanisierte Schweißen mittels MSG Tandem-Schweißprozess ermöglicht durch gezielte Anpassung der Schweißparameter ein kerbbärmere Schweißnahtübergang und folglich eine erhöhte Ermüdungsfestigkeit/Lebensdauer von Knoten.

Um die Kerbgeometrie von vollmechanisch geschweißten Knoten zu ermitteln wurden an einem Teilsegment eines industriell geschweißten Knotens Nahtprofilmessungen mittels eines Laser-Profilscanners (ScanControl 26x0/29x0) der Firma μ e mit einer Messgenauigkeit von ± 0.1 mm in Kooperation mit der BAM / Fachbereich 9.3 durchgeführt, siehe Abbildung 11a und b. Die Ergebnisse dieses Referenzversuches sind in Abbildung 11c und 11d dargestellt. Es zeigt sich, dass ein nahezu kerbfreier Schweißnahtübergang mittels vollmechanisiertem MSG Tandem-Schweißen erreicht worden ist. Weiterführende Untersuchungen zum Nachweis der verbesserten Ermüdungsfestigkeit vollmechanisiert geschweißter Knoten sind in Vorbereitung.

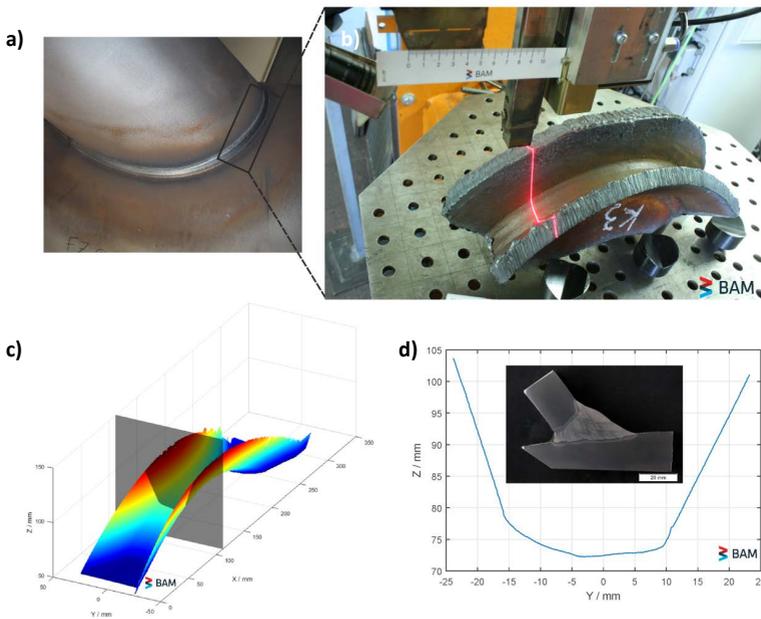


Abbildung 11: a) vollautomatisch geschweißter Knoten b) Knotensegment und Messaufbau, c) 3D Scan des Schweißnahtprofils, d) 2D Plot des Schweißnahtprofils

Ein weiterer zentraler Aspekt der seriellen Vorfertigung stellt die Überwachung des Schweißprozesses dar. Beim manuellen Schweißen kann der Schweißer den Schweißprozess direkt beobachten und ggf. durch Parameteranpassung beeinflussen. Beim vollautomatischen Schweißen ist eine direkte Beobachtung aufgrund bestehender Sicher-

heitsvorschriften nicht möglich. Um die notwendige Schweißprozessüberwachung zu ermöglichen, wird daher ein HDR Kamerasystem genutzt. Abbildung 12 zeigt exemplarisch eine HDR-Kamera-Aufnahme eines Laborschweißversuches. Durch die präzise Visualisierung des Schweißprozesses können Schweißfehler vermieden und das Schweißprozessverständnis gesteigert werden.

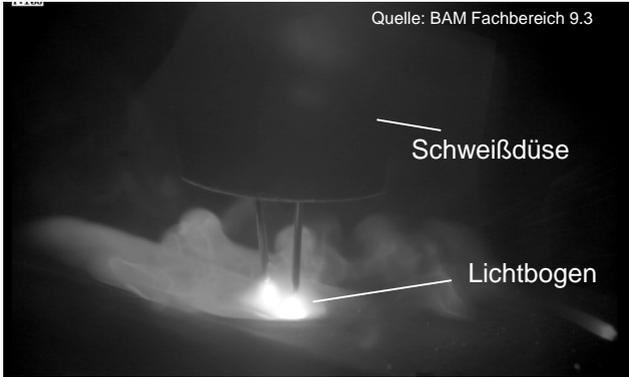


Abbildung 12: HDR Kameraaufnahme eines MSG Tandem-Schweißprozesses

Die Maßgenauigkeit stellt eine weitere wesentliche Herausforderung bei der seriellen Vorfertigung von Knoten dar. Insbesondere übermäßige Winkelabweichungen (α) und Abweichungen der neutralen Fasern (ψ) können zu einer Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit der Knoten führen [GL IV-7.2, DNV-OS-J101], siehe Abbildung 13, und den Zusammenbau der Komponenten zu Baugruppen signifikant beeinflussen.

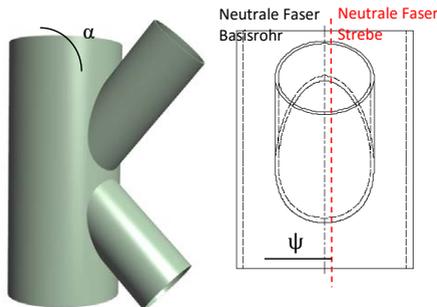


Abbildung 13: Zentrale geometrische Parameter bei der Knotenherstellung

Für die präzise Vermessung der Knotengeometrie eignen sich u.a. optische Messverfahren. Untersuchungen von Bilfinger Mars Offshore und der Salzgitter AG an industriell geschweißten Knoten erfolgte u.a. mit einem 3D Lasermesssystem der Firma FARO (Photon 80/20, 700 million pixels per scan). Der Messaufbau ist in Abbildung 14a gezeigt. Durch die Auswertung unterschiedlicher Perspektiven des Knotens konnte eine Approximation der Realgeometrie erreicht werden, siehe Abbildung 14b. Die Auswertungen unterschiedlicher Knotengeometrien wiesen nach, dass Winkelabweichungen von $\alpha \leq \pm 0.1^\circ$ und Abweichungen der neutralen Fasern von $\psi \leq \pm 0.02$ mm erreicht werden können. Somit können die kundenspezifischen geometrischen Toleranzanforderungen bei der vollmechanisierten Vorfertigung von Knoten erfüllt werden.

Aufbauend auf optischen Messverfahren und den dargestellten Ergebnissen entwickelt BMO derzeit ein Konzept zur effizienten Knotenvermessung im Produktionsbetrieb.

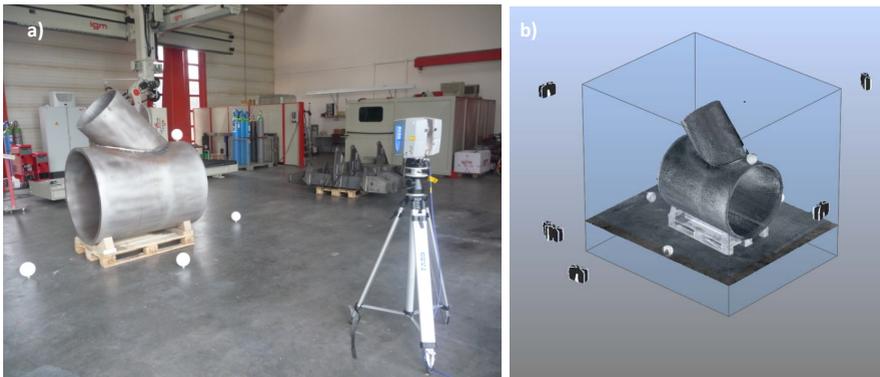


Abbildung 14: a) Messaufbau für die 3D Geometrievermessung von Knoten (Laborversuch), b) Approximation der realen Knotengeometrie

5 Zusammenfassung

Bilfinger Mars Offshore hat in Kooperation mit der Salzgitter AG ein neuartiges Konzept für die serielle Fertigung von Jackets entwickelt und umgesetzt. Mit der vorliegenden Veröffentlichung wurde ein Überblick über die wesentlichen Aspekte gegeben. Im Fokus stand dabei die vollautomatische schweißtechnischen Fertigung von Jacketknoten. Neben den einzelnen Fertigungsschritten bei der Knotenproduktion wurde insbesondere auf die für den jeweiligen Fertigungsschritt relevante messtechnische Applikationen eingegangen. Dabei wurden Konzepte für die Erfassung der Schweißnahtgeometrie, der Schweißprozessbeobachtung und der Strukturvermessung beschrieben.

6 Literatur

Eurocode 3: „Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength”, Beuth Verlag, Berlin (2010)

Germanischer Lloyd, 2005/2010: „Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines“, Germanischer Lloyd Industrial Services GmbH, Hamburg.

Hobbacher A.: „Recommendations for fatigue design of welded joints and components”. IIW-1823-07. International Institute of Welding, 2008.

GL IV 7.2; Edition 2013: Rules for the Certification and Construction Industrial Services

DNV-OS-J101, 2014: Design of Offshore Wind Turbine Structures

Dr.-Ing. Maik Fritsch

maik.fritsch@fichtner.de
maik.fritsch,ext@bilfinger.com

Fichtner Water & Wind GmbH
Hammerbrookstr. 47b, 22074 Hamburg

www.fww.fichtner.de
Tel.: 040 300 673 - 106

Dr.-Ing. Stephan Brauser

s.brauser@du.szmf.de

Salzgitter Mannesmann Renewables
Ehinger Strasse 200, 47259 Duisburg

www.szmf.de
Tel.: 0203 999-3225

Dr. Ing. Marek Los

marek.los@bilfinger.com

Bilfinger Mars Offshore sp. z.o.o.
ul. Firlika 20, 71-637 Szczecin, Poland

www.bmo.bilfinger.com
Tel.: +48 9181364 0

Innovative Ankerkraftmessung: Theorie und Praxis

Damir Dedic M.Sc., Dr.-techn. Patrick Wörle B.Sc. (DYWIDAG-Systems International GmbH, Deutschland)

Zusammenfassung

DYWIDAG Systems International hat sich im Laufe der letzten Jahre maßgebend an der Entwicklung eines neuen und innovativen Messprinzips beteiligt. Die Kraftmessung basiert auf den elasto-magnetischen Eigenschaften ferromagnetischer Materialien und erfolgt mit DYNA Force® Sensoren. Diese werden auf die Stahltragglieder montiert und können sowohl in der freien Länge als auch in der Verbundlänge angebracht werden. Die Sensoren sind somit im Bohrloch eingebaut und messen die Kräfte im Stahltragglied berührungslos. Im Rahmen dieses Beitrages soll zunächst der physikalische Hintergrund des DYNA Force® Messprinzips dargestellt werden. Anschließend werden praktische Erfahrungen, mögliche Einsatzbereiche und daraus resultierende Erkenntnisse, anhand ausgewählter Referenzprojekte in Deutschland und im europäischen Ausland vorgestellt.

1 Ziel und Aufgabenstellung

In der Planungsphase von Bauprojekten werden Erkundungen hinsichtlich der Baugrundeigenschaften im Projektgebiet durchgeführt. Dennoch sind auch bei sehr umfangreichen Erkundungsprogrammen lediglich punktuelle Bodenaufschlüsse möglich. Daraus resultiert ein gewisses Baugrundrisiko, welches Unsicherheiten in der Planung und Ausführung verursacht. Aus diesem Grund gewinnt der Einsatz von Monitoring-Systemen in der Geotechnik zunehmend an Bedeutung. Insbesondere sind folgende Bauwerke mit großen Herausforderungen hinsichtlich einer Ankerkraftmessung verbunden:

- Rückverankerungen von zeitlich lang andauernden bzw. sehr tiefen Baugruben
- Baugruben im innerstädtischen Bereich
- Hang- und Böschungssicherungen an Gleis und Kraftfahrzeugstrecken
- Hafен und Schleusenbauwerke
- Auftriebssicherungen

Der Einsatz geeigneter Monitoring Systeme bei den genannten Anwendungen bringt wesentliche Erkenntnisse, in Bezug auf die Tragfähigkeit des Baugrunds und der Stahltragglieder. Gleichzeitig bieten umfangreiche Monitoring Systeme neben der Kontrolle einzelner Bauzustände auch die Möglichkeit über die gesamte Lebensdauer hinweg die Boden-Bauwerk-Interaktion zu kontrollieren und somit die Funktionsfähigkeit der eingesetzten Systemkomponenten sicherzustellen. Aus den gewonnenen Informationen lassen sich geotechnische Bauvorhaben anpassen, optimieren und mit erhöhter Sicherheit ausführen.

Neben den genannten technischen Gründen für permanente Ankerkraftmessungen existieren ebenso normative Regelungen hinsichtlich der Überwachung von Bauwerken (siehe DIN EN 1537: 1999 Punkt 9.1.1 sowie DIN SPEC 18537). Demnach werden bei erwarteten Verformungen des lastabtragenden Systems, die zu wesentlichen Dehnungsänderungen der Anker führen, Nachweisprüfungen gefordert.

2 Konventionelle Ankerkraft-Monitoring Systeme

2.1 Lift-off Test

Eine Möglichkeit die vorliegende Vorspannkraft bei Litzen- oder Stabankern zu überwachen basiert auf der Durchführung eines sogenannten Lift-Off-Tests. Hierbei wird mittels entsprechendem Zubehör die gesamte Ankerkopfkonstruktion angehoben. Dies erfolgt indem das Zugglied verlängert (bzw. bei Litzenankern der Keilträger mit einer Schraubglocke gefasst wird), sodass eine Spannpresse darüber montiert werden kann. Anschließend wird die Zugkonstruktion vorgespannt bis sich die untere Anker Mutter (bzw. Keilträger bei Litzenankern) von der Ankerplatte löst. Abbildung 1 zeigt ein qualitatives Kraft-Kopf-Verschiebungsdigramm eines oben beschriebenen Abhebeversuches. Der Schnittpunkt der beiden Geraden zeigt den Zeitpunkt bei dem sich die Anker Mutter bzw. der Keilträger von der Ankerplatte löst. Somit ist die tatsächliche Vorspannkraft des Ankers durch diese Schnittstelle angezeigt. Diese Art der Ankerkraftkontrolle liefert aufschlussreiche Ergebnisse, erfordert jedoch umfangreiches Zubehör und zusätzliches Personal zur Durchführung des Tests. Ebenso muss für einen Abhebeversuch ein ausreichender Stabüberstand vorhanden sein (bzw. muss der Keilträger ein Außengewinde aufweisen oder einen Litzenüberstand von mind. 50 Zentimeter haben). Des Weiteren muss der Ankerkopf frei zugänglich und mit dem erforderlichen Equipment erreichbar sein. Vor allem bei hohen rückverankerten Stützkonstruktion sind dafür oftmals Hubarbeitsbühnen erforderlich.

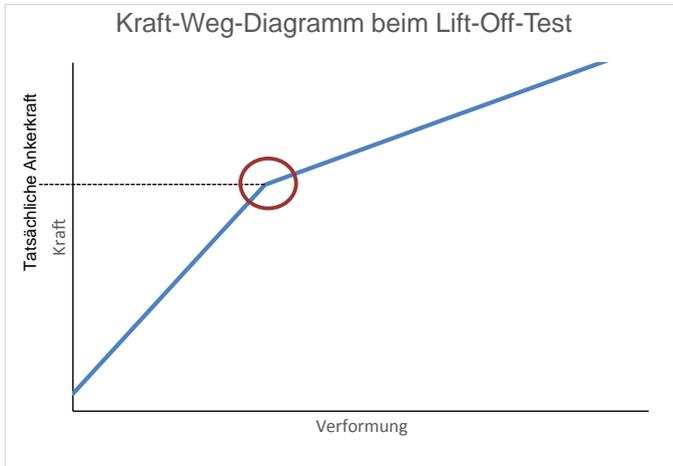


Abbildung 1: quantitative Darstellung einer Dokumentation der Abhebekontrolle

2.2 Kraftmessdosen

Die in der Geotechnik am weitesten verbreitete Methode ist die Bestimmung der Ankerkraft mit Kraftaufnehmern (sog. Kraftmessdosen). Kraftmessdosen basieren auf unterschiedlichen Messprinzipien, wie zum Beispiel auf der Piezotechnologie oder auf Flüssigkeitsdruck basierenden Methoden. Die Installation erfolgt bauseits. Dabei wird die Kraftmessdose zwischen Ankerplatte und Anker Mutter bzw. Keilträger eingebaut (Abbildung 2). Die Auslesung der Ankerkraft erfolgt je nach System analog mit einem Bourdon-Manometer oder elektrisch mit digitalem Manometer. Je nach Hersteller und Messprinzip liegt die Messgenauigkeit bei fachgerechtem Einbau bei $\pm 1\%$. Praktische Erfahrungen haben jedoch gezeigt, dass bei exzentrischem Einbau der Kraftmessdose oder starken Temperaturschwankungen die Ergebnisse signifikant beeinträchtigt werden. Desweiteren müssen bei hohen Ankerkräften (z.B. bei Hangsicherungen oder Staudammertüchtigungen) große und schwere (30-80 kg) Kraftmessdosen verwendet. Das kann, insbesondere im schwer zugänglichen Gelände, zu einem erschwerten Einbau führen. Darüber hinaus führen geometrisch größere Ankerkopfkonstruktionen mit Kraftmessdosen zu zusätzlichen Hindernisse für den Baustellenverkehr, wodurch diese beschädigt werden können und somit für Monitoring-Aufgaben nicht mehr zur Verfügung stehen. Aufgrund der größeren Ankerkopfausbildung sind bei beengten Platzverhältnissen die beschriebenen Kraftaufnehmer nur bedingt realisierbar.



Abbildung 2: Kraftmessdose mit Bourdon-Manometer

Neben den kurz vorgestellten messtechnischen Lösungen existieren zahlreiche alternative Ansätze zur Ankerkraftbestimmung von Stab- bzw. Litzenanker [WICHTER, MEININGER, 2009]. Jedoch werden diese Systeme im vorliegenden Beitrag nicht weiter beschrieben.

3 DYNA Force® Messsystem

3.1 Messprinzip

Das von DSI entwickelte Messsystem zur Bestimmung der Zugbeanspruchung von Stahlgliedern mit DYNA Force® Sensoren (elastomagnetischen Sensoren), zählt zu den Non-Destructive Methoden und erfolgt berührungslos. Der physikalische Hintergrund des Messsystems basiert auf einem Zusammenhang zwischen der elektrisch induzierten Spannung und dem mechanischen Normalspannungszustand des Stahls.

Abbildung 3 (links) zeigt den prinzipiellen Aufbau eines elastomagnetischen Messensors. Der Sensor ist mit zwei Spulen, einer Erregerspule und einer Induktionsspule bestückt. Während einer Messung wird innerhalb der Erregerspule (rot) eine elektrische Spannung erzeugt. Dadurch entsteht ein magnetisches Feld, was wiederum eine elektrische Spannung in der Induktionsspule (grün) induziert. Die Induzierten Spannungen werden anschließend von einem Auslesegerät verarbeitet und gespeichert.

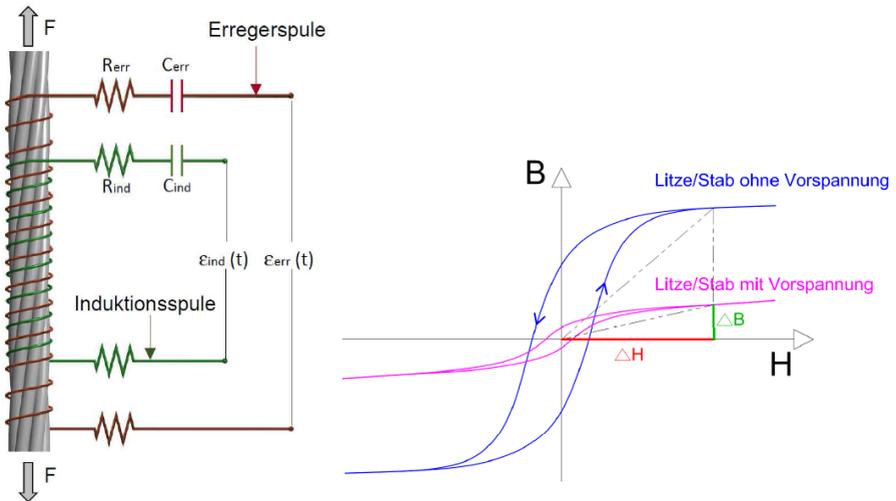


Abbildung 3: (links) Schematische Darstellung des DYNA Force® Messsystems; (rechts) Hysterese-kurven eines ferromagnetischen Materials mit / ohne Vorspannung [H = magnetische Feldstärke; B = magnetische Flussdichte] (in Anlehnung an ZONTA ET AL. 2012)

Die magnetischen Eigenschaften eines Stahlzugliedes sind abhängig von der Materialzusammensetzung und dem Normalspannungszustand der Stahlzugliedes. Dieser Effekt lässt sich in dem Diagramm in Abbildung 3 erkennen. Dabei stellt H die magnetische Feldstärke und B die magnetische Flussdichte da. Anhand des Vergleichs der Hysteresekurve einer vorgespannten Litze und einer nicht vorgespannten Litze zeigt sich, dass die Änderung der magnetischen Flussdichte vom mechanischen Normalspannungszustand der Litze abhängig ist. Aufgrund dieses bekannten Zusammenhangs lässt sich dementsprechend die mechanische Kraft im Stab aus der induzierten elektrischen Spannung im Stab, ableiten.

In Bezug auf das DYNA Force® Messsystem wird vor dem Einsatz von Sensoren auf der Baustelle der materialabhängige Zusammenhang zwischen relativer Permeabilität- bei zugehöriger relativer mechanischer Belastungsänderung im Rahmen einer Kalibrierung seitens der DSI abgeleitet.

3.2 Systemkomponenten

Das Dynaforce® Messsystem besteht aus folgenden Komponenten (Abbildung 4)

- DYNA Force® – Sensoren
- DYNA Force® – Auslesegerät (Readout unit)
- Multiplexer
- Verlängerungskabel
- Modem und Controller um die Messdaten auf den PC zu übertragen.



Abbildung 4: Systemkomponenten des DYNA Force® Messsystem

Bei einer Messung werden die Sensoren an das Auslesegerät angeschlossen. Anschließend kann die Kraft im Stahlzugglied gemessen und am Auslesegerät abgelesen werden. Falls an mehreren Sensoren gleichzeitig eine Lesung durchgeführt werden soll, kann ein Multiplexer eingebaut werden. Bei längeren Distanzen können Verlängerungskabel eingesetzt werden. Die verschiedenen Varianten der Auslesung werden im Abschnitt 3.4 beschrieben. Für die Führung des Kabels aus dem Bohrloch bzw. der Ankerkopfkonstruktion wird in der Regel eine Nut in die Ankerplatte gefräst und das Kabel durchgeführt. Anschließend wird die Nut mit einer Dichtmasse verfüllt.

3.3 Anwendungsmöglichkeiten

Die DYNA Force® – Sensoren (Abbildung 4 Mitte) sind hohlzylinderförmig und werden auf den Litzen bzw. Stab werkseitig oder vor Ort eingebaut. Dabei werden sie über die Litze

bzw. den Stab geschoben und anschließend mit Klebeband in ihrer endgültigen Lage befestigt. Entsprechend der unterschiedlichen Stab- und Litzendurchmesser sind auch die Sensoren in unterschiedlichen Durchmessern verfügbar.

Sollen die Kräfte im Anker über die gesamte Lebensdauer überwacht werden, werden die Sensoren im Bereich der freien Länge angebracht. Ebenso ist es möglich die Sensoren im Bereich der Verbundlänge anzubringen um die Lasteinleitung vom Zugglied in den Boden zu untersuchen (Abbildung 5). Insbesondere, wenn mehrere Sensoren innerhalb der Verbundlänge an einem Stahlzugglied angebracht werden, kann der Verlauf der Lasteinleitung über die Verbundlänge gemessen werden. Aus den gewonnenen Daten können Mantelreibungswerte abgeleitet und dadurch die Ausführungsplanung optimiert werden. Desweiteren können die Messergebnisse der Sensoren für Forschungsprojekte angesetzt werden, um die Kenntnisse der Kräfteinleitung in den Boden besser zu verstehen.

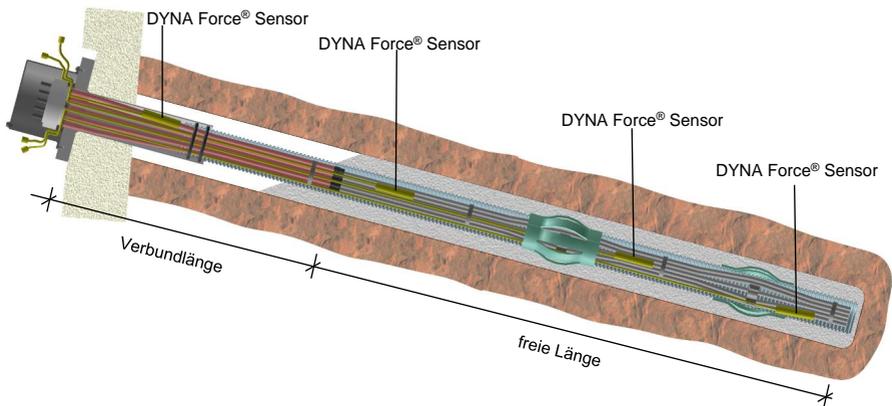


Abbildung 5: Mögliche Applikationspositionen von DYNA Force® Sensoren dargestellt anhand eines permanenten Litzenankers

Die DYNA Force Messtechnik eignet sich nicht nur für geotechnische Projekte, sondern auch für den Brücken- und Hochbau. Insbesondere bei Dauerbauwerken, bei denen die Kraftentwicklung während des Baufortschritts und der gesamten Nutzungsdauer des Bauwerks überwacht werden muss, eignet sich das Messsystem. Zu den möglichen Anwendungsgebieten zählen:

- Rückverankerungen von Baugruben
- Hang- und Felssicherungen

- Wasser- und Marinebau (Staudämme, Hafenbauwerke)
- Forschungs- und Untersuchungsprojekte (Baugruben Untersuchungen, Interaktion Boden-Bauwerk)
- Schrägseilbrücken
- Spannglieder in Brücken und Flachdecken

3.4 Auslesungsmöglichkeiten

Je nach Bedarf können verschiedene Kraftlesungs-Variationen ausgedacht werden. Im Falle der Variante 1 in Abbildung 6 wird der Sensoren direkt an das Auslesegerät angeschlossen und gemessen. Anschließend werden die Ergebnisse manuell aufgezeichnet. Bei dieser Variante wird jeder Sensor separat nacheinander an das Auslesegerät angeschlossen und ausgewertet. Als zweite Alternative können alle Sensoren ggf. mit Verlängerungskabeln an einen Multiplexer gekoppelt werden (Variante 2 in Abbildung 6). Dieser wird wiederum mit dem Auslesegerät verbunden. Anschließend können alle Lesungen gleichzeitig, mittels dem Auslesegerät oder einem angeschlossenen PC, getätigt werden.

Das automatische Lesungssystem kennzeichnet sich dadurch, dass die Auslesung der Messergebnisse nicht vor Ort stattfinden muss. Zunächst werden alle Sensoren mittels Multiplexer dauerhaft an das Auslesegerät verbunden. Eine Kontrolleinheit mit integriertem Netzwerkmodem ist an die Readout unit gekoppelt, welche die Stromzufuhr und dementsprechend auch die Lesungen steuern kann. Die Ergebnisse der Lesungen können dann vollautomatisch über das Netzwerkmodem an eine festgelegte IP Adresse geschickt werden (Variante 3 in Abbildung 6).

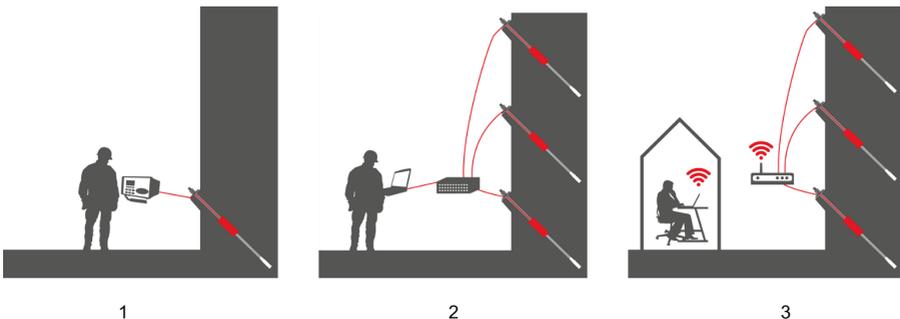


Abbildung 6: Auslesungsmöglichkeiten mit dem DYNA Force® Messsystem

4 Referenzen

4.1 Frankfurt Opernplatz

Das DYNA Force – Messsystem wurde bereits bei zahlreichen nationalen und internationalen Großprojekten sowohl im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus als auch bei geotechnischen Verankerungssystemen erfolgreich angewandt. Das Pilotprojekt in Deutschland war die Baustelle Frankfurter Opernplatz (Abbildung 7). Der Aushub der Baugrube für die mehrgeschossige Tiefgarage ist gemäß DIN 1054:2010-12 der geotechnischen Kategorie GK3 zuzuordnen und stellt damit erhöhte Anforderungen an das Messsystem dar.



Abbildung 7: DYNA Force® Ankerkraftmessung in Frankfurt am Main

Um die rechnerische Boden-Bauwerk-Interaktion zu kontrollieren und zu verifizieren wurden an ausgewählten Messquerschnitten die Verformungen des Baugrubenverbau sowie die Entwicklung der Ankerkräfte mit fortschreitendem Baugrubenaushub aufgezeichnet. Als Rückverankerung kamen temporäre 4-Litzenanker zum Einsatz. Insgesamt wurden 12 Anker mit DYNA Force Sensoren bestückt. Die Montage aller Messsensoren erfolgte werkseitig seitens der DSI. Zur Vermeidung von Transport- und Einbauschäden wurden die Sensoren in einer Schutzhülle verpackt. An den ausgewählten Messankern wurden Kraftmessdosen angebracht, sodass ein direkter Vergleich der gemessenen Ankerkraft, zwischen den DYNA Force Messungen, den Kraftmessdosen und dem Pressendruck der Spanneinheit stattfinden konnte (Abbildung 8). Die ausgewerteten Lasten sind Abbildung 9 gegenübergestellt.



Abbildung 8: Installierte Kraftmessdose und DYNA Force® Sensoren am Messanker

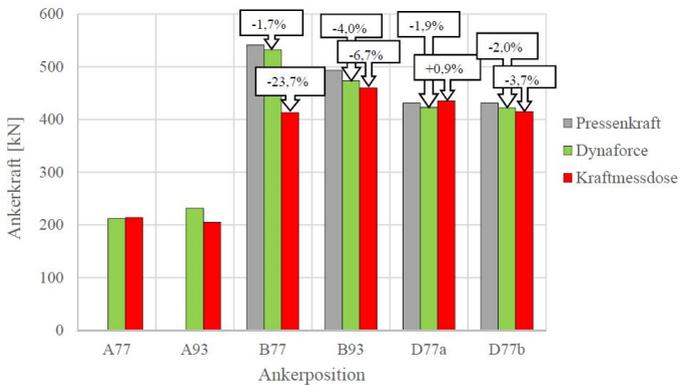


Abbildung 9: Messergebnisse der Ankerkräfte für sechs Messanker in Frankfurt am Main / Opernplatz (WÖRLE, DEPENTORI, 2015)

In Abbildung 9 ist zu erkennen, dass die DYNA Force® Sensoren eine gute Übereinstimmung mit den tatsächlichen Ankerkräften (Pressenkraft) liefern. Bei Anker B77 weicht die Kraftmessung der Kraftmessdose mit 23,7 % erheblich von der Soll-Kraft ab. Aufgrund des hohen Gewichts der Lastverteilungsplatte der Kraftmessdose, konnte diese nicht zentrisch

angebracht werden. Das führte zu einer exzentrischen Belastung der Kraftmessdosen, woraus eine erhebliche Abweichung der gemessenen Ankerkraft zu der tatsächlichen Ankerkraft resultierte. Dieser negative Effekt ist bei der Anwendung des DYNA Force® Systems nicht zu erkennen. Des Weiteren wurde festgestellt, dass die Sensoren problemlos in das Bohrloch eingebracht werden konnten und es zu keiner Verzögerung bzw. Beeinträchtigung im Bauablauf kam.

4.2 Grancarevo Staudamm, Bosnien und Herzegowina

Mit einer Höhe von 120 Meter und einer Breite von 500 Meter ist der Grancarevo Damm in Trebinje, Bosnien einer der größten Staudämme in der Balkanregion. Das Projekt wurde im Jahr 1967, nach 8 Jahren Bauzeit fertiggestellt. Der Damm ist einer der wichtigsten Energie- und Wasserversorger für die Region (Abbildung 10).

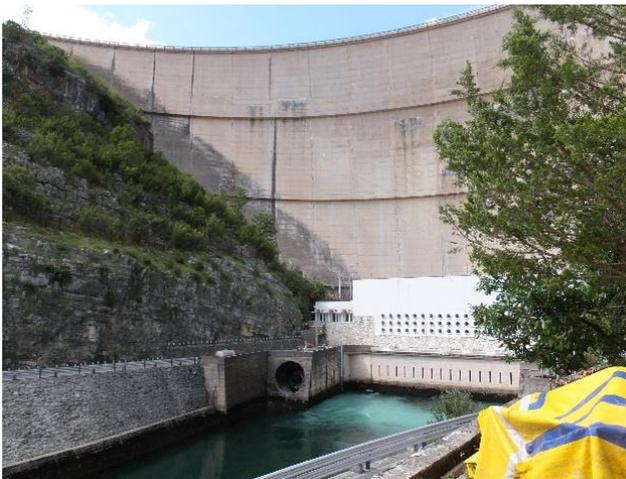


Abbildung 10: Grancarevo Staudamm, Trebinje, Bosnien und Herzegowina

Während der Bauphase wurde an der östlichen Flanke eine Gleitzone im Fels entdeckt. Aufgrund der Gewölbewirkung des Staudammes werden in diesen Fels hohe Kräfte eingeleitet. Daher entschied man sich den gefährdeten Hang mit vorgespannten Ankern zu sichern (Abbildung 11). Allerdings war zu diesem Zeitpunkt das Wissen über Korrosions-

schutz nicht so fundiert wie heute. Die damaligen Anker waren nicht von einer Korrosionsschutzhülle umhüllt sondern nur mit einer Zementsteinüberdeckung versehen. Aufgrund fortschreitender Korrosion versagten mehrere Anker in den letzten Jahren.



Abbildung 11: gesicherter Felshang mit vorgespannten Ankern

Als Sanierungsmaßnahme wurden die alten Anker entfernt und neue elektrisch isolierte Litzenanker installiert. Für die permanente Kraftüberwachung wurde das DYNA Force® Messsystem angewandt. Die Anker hatten folgende Eigenschaften:

- Insgesamt 23 Anker
- 40 – 60 Meter lang
- 12 Litzen pro Anker
- Max. Prüflast = 2700 kN
- Festlegelast = 1300-2000 kN
- 2 DYNA Force-Sensoren pro Anker

Die Sensoren wurden vor Ort, unmittelbar vor dem Spannen der Anker, installiert (Abbildung 12) und mittels Multiplexer mit der Readout Unit verbunden. Die Sensorkabel wurden mittels einer Nut in der Ankerplatte aus der Ankerkopfkonstruktion heraus geführt. Alle Verlängerungskabel wurden auf ihre Länge angepasst und durch witterungsgeschützte Trassen geführt. Insgesamt wurden 4 Multiplexer und ein Controller angebracht, sodass Kraftlesungen voll-automatisch durchgeführt werden.



Abbildung 12: Einbringen der DYNA Force® Sensoren auf die Litzen

Der Controller wurde auf eine Lesung pro Tag programmiert. Die Daten werden auf einem Server gesichert und können jederzeit vom zuständigen Personal abgerufen werden. Die Lesungen der letzten 1,5 Jahre sind für 4 Anker in der Abbildung 13 dargestellt. Bei Ankern 17 & 23 lag die Festlegkraft bei 1350 kN, bei Anker 16 & 18 betrug sie 1300 kN. Die von DYNA Force® Messsystem ermittelten Kräfte lieferten eine Messgenauigkeit von $\pm 0.5\%$.

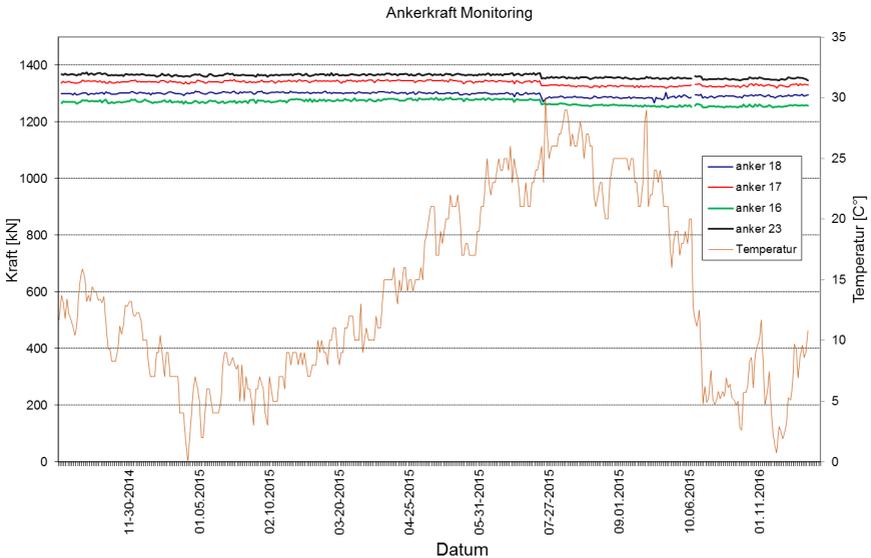


Abbildung 13: Messergebnisse der DYNA Force® Lesungen für vier Anker innerhalb von 18 Monaten, Grancarevo Staudamm, Bosnien

In dieser Region herrschen im Verlauf des Jahres Temperaturschwankungen bis zu 45 °C. Auch innerhalb weniger Stunden können aufgrund der Süd-Ost Lage der Sensoren, Temperatur Unterschiede von 25°C auftreten. In der Graphik ist zu erkennen, dass die Temperatur keinen Einfluss auf die Messergebnisse hat. Grund dafür ist der, im Sensor befindlichen Temperaturkompensator. Der Einbau der Sensoren erwies sich als äußerst unproblematisch und simpel. Bei allen 23 Ankern waren die Sensoren funktionsfähig und lieferten sehr genaue Messergebnisse. Die ersten eingebauten Anker haben in einem Zeitraum von 18 Monaten keine Verringerung bzw. Erhöhung der Ankerkraft gemessen. Ebenso konnte keine Beeinträchtigung der Sensoren festgestellt werden.

5 Zusammenfassung

Die bislang mit dem Messsystem DYNA Force® gesammelten Erfahrungen haben gezeigt, dass sich das System für geotechnische Anwendungen als auch im Brücken- und Hochbau sehr gut eignet. Im Vergleich zu alternativen Methoden der Ankerkraftmessung lassen sich folgende Vorteile des Systems ableiten:

- Hohe Messgenauigkeit
- Lebenslange Überwachung der Vorspannkkräfte an Bauwerken
- Gleichbleibende Konstruktionshöhe der Ankerköpfe. Kein zusätzliches Hindernis für Baustellenfahrzeuge
- Messungen in der freien Länge und der Verpressstrecke möglich
- Voll-automatische Lesungen möglich
- Geringes Eigengewicht
- Kein Einfluss durch Temperaturschwankungen
- Kein zusätzlicher Aufwand beim Ankereinbau

Der bisherige Einsatz des DYNA Force® Messsystems zeichnet sich vor allem durch die einfache Handhabung auf der Baustelle, und die Möglichkeit der digitalen Auslese der Messdaten aus. Sämtliche Messungen können außerhalb der Baugrube zentral von einem Standpunkt abgerufen werden. Aufgrund der hausinternen Litzenanfertigung in Kombination mit der Kalibrierung und Montage der Sensoren, können die hohen Anforderungen hinsichtlich der Handhabung bei gleichzeitig hoher Messgenauigkeit erfüllt werden. Ebenso bietet das System den Vorteil die Sensoren in der Verbundstrecke anzuordnen, um dadurch die geotechnischen Rahmenbedingungen besser verstehen und anpassen zu können. Somit erweitert das DYNA Force® Messsystem das Produktportfolio an Kraft-Monitoring Systemen und bietet Vorteile, um zukünftige Baumaßnahmen sicherer und optimierter auszuführen.

Literatur

Wichter, L.; Meininger, W.; Sonderdruck, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 2.6. Verpressanker, 7 Auflage, 2009

Wörle, P.; Depentori, E.; DYNA Force[®]- Elasto-Magnetische Sensoren für Kraftüberwachung, 9. Kolloquium Bauen im Boden und Fels an der technischen Akademie Esslingen, Tagungshandbuch 2015, 2015

Zonta, D.; Espositi, P.; Molognoni, M.; Zandonini, R.; Wang, R.; Zhao, Y.; Yim, J.; Torres Gorriz, B.; Calibration of elasto-magnetic sensors for bridge-stay cable monitoring, 6th European workshop on structural Health Monitoring, Tu.2.C.2, 2012, Dresden/Germany, 2012

Autoren

Damir Dedic M.Sc.

damir.dedic@dywidag-systems.com

Dr.-techn. Patrick Wörle B.Sc.

patrick.wörle@dywidag-systems.com

Geotechnical Systems

DYWIDAG-Systems International GmbH

www.dywidag-systems.de

Siemensstrasse 8, 85716 Unterschleissheim

Tel.: 089 30 90 50 100

Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen

Severin Spill¹, Martin Kohlmeier¹, Peter Kraemer², Herbert Friedmann²

¹Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES, Hannover

²Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

1 Einleitung

Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen sind dynamisch hoch beansprucht und müssen hinsichtlich Installation und Betrieb wirtschaftlich hoch effizient sein. Das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) schreibt daher wiederkehrende Prüfungen (WKP) der Tragstruktur in empfohlenen Intervallen von 2 bis 4 Jahren vor [BSH, 2015]. Insbesondere bei Strukturen im Unterwasserbereich stellen die geforderten visuellen Prüfungen zum Korrosionsschutz einen erheblichen Aufwand dar. Monitoring-Systeme und Signalanalysetechniken zur kontinuierlichen Überwachung können einen effektiven Beitrag zur Reduktion der dabei auftretenden Kosten leisten. Diese Systeme befinden sich jedoch noch in der Weiterentwicklung und sollten zum Erzielen hinreichender Verlässlichkeit optimiert und bewertet werden können.

Die hier vorgestellten Arbeiten sind im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Verbundprojekts UnderwaterINSPECT durchgeführt worden [FRIEDMANN ET AL., 2015]. Das Projekt zielte unter anderem darauf ab, Methoden, Techniken und Verfahren für die Inspektion und die Überwachung von Offshore-Tragstrukturen zu entwickeln und im Modellmaßstab zu testen, um darauf aufbauend ein robustes Monitoring-System zur globalen Überwachung der Standsicherheit für den Langzeiteinsatz entwickeln zu können.

Das Fraunhofer IWES hat dazu großmaßstäbliche Modellversuche in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) durchgeführt. Es wurde dabei eine Monopile-Tragstruktur im Maßstab 1:10 unter offshore-ähnlichen Bedingungen untersucht und dazu mit nachgebildeten Anregungen aus einer Windenergieanlage statisch und dynamisch belastet. Zur Abbildung des experimentellen Versuchs, insbesondere der Boden-Struktur-Interaktion, wurden Simulationsmodelle aufgebaut und validiert. Dabei

konnte das strukturelle und strukturdynamische Verhalten der Tragstruktur gut prognostiziert werden.

In diesem Beitrag werden der Versuchsaufbau und die durchgeführten Tests in ihrer strategischen Zielsetzung beschrieben und der begleitende Entwurfs- und Validierungsprozess dargestellt. Es wird dabei auch auf die eingesetzte faseroptische Messtechnik eingegangen und deren Anwendbarkeit im Rahmen weiterer Untersuchungen an Pfahlgründungen beschrieben.

2 Versuchsbeschreibung

2.1 Versuchsaufbau und Versuchsumgebung

Ein Projektziel in UnderwaterINSPECT, war die Optimierung von Methoden zum Structural-Health-Monitoring (SHM) für Offshore-Windenergieanlagen. Im Rahmen der physikalischen Modellbildung sollte der Monopfahl so skaliert werden, dass sowohl die strukturellen als auch die strukturdynamischen Eigenschaften adäquat abgebildet werden. Hierfür musste eine möglichst offshore-ähnliche Versuchsumgebung geschaffen werden.

Als Standort für den durch das Fraunhofer IWES durchgeführten Großversuch wurde die Grundbauversuchsgrube (GBVG) des TTH ausgewählt. Diese bietet aufgrund ihrer Abmessungen (Länge: 14 m, Breite: 9 m und Tiefe: 10 m), der an der Längsseite angegliederten Widerlagerwand, die Möglichkeit eines variabel einstellbaren Wasserspiegels und Sandeinbauniveaus sowie einer optionalen Lasteinleitung mittels Aufspannwinkel optimale Versuchsbedingungen (siehe Abbildung 1).

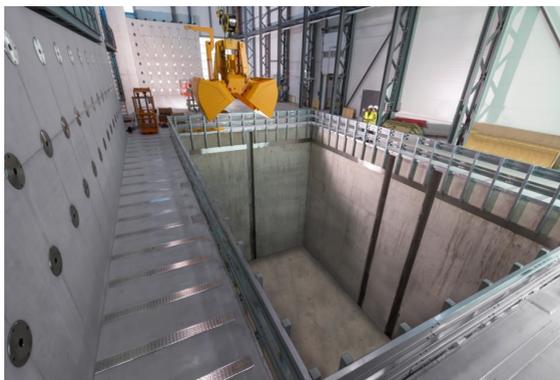


Abbildung 1: Grundbauversuchsgrube im Testzentrum Tragstrukturen Hannover

Als Versuchssand wurde der „Rohsand 3152“ des Unternehmens Schlingmeier Quarzsand GmbH & Co. KG aus Schwülper verwendet, dessen Eigenschaften in Tabelle 1 dargestellt sind.

Tabelle 1: Sandeigenschaften des „Rohsand 3152“

Porenzahl e_{\max}	0,83
Porenzahl e_{\min}	0,44
Porenanteil n_{\max}	0,455
Porenanteil n_{\min}	0,305
Spezifisches Gewicht G_s	2,65
Ungleichförmigkeitszahl U	1,97
Krümmungszahl C_c	0,98
Korndurchmesser d_{60} (mm)	0,407

Der Sand wurde auf den ersten 3 m zunächst in Schichten mit Höhen à 50 cm und anschließend à 30 cm lagenweise bis zu der finalen Einbauhöhe von 10 m eingebaut. Dabei wurde jede Lage im Anschluss mit Rüttelplatten so verdichtet, dass eine verdichtete Höhe von 25 cm für die 30 cm Schichten entstand. Nach Erreichen der Einbauhöhe von 10 m wurde der Grundwasserspiegel bis auf 0,5 m unter GOK der GBVG angehoben. Ziel der Arbeiten war eine dichte bis mitteldichte Lagerung ($D \geq 0,55$). Um dieses sicherzustellen und zu überprüfen, wurden während des Einbaus Proben mittels Ausstechzylinder entnommen sowie nach dem Einbau Drucksondierungen und leichte Rammsondierungen (bis 7 m) durchgeführt. Abbildung 2 zeigt, dass mit einer Lagerungsdichte $D \geq 0,55$ die Vorgabe einer mitteldichten bis dichten Lagerung eingehalten werden konnte.

Der Versuchskörper zur Abbildung der Monopile-Tragstruktur bestand aus einem 7,5 m langen Stahlrohr (S 355, $D = 508$ mm, $t = 6,3$ mm), siehe Abbildung 3 (links), welches 6 m in den Boden einvibriert wurde. Dabei betrug der Abstand zum Grubenrand und den benachbarten Pfählen mindestens den 4,5-fachen Pfahldurchmesser.

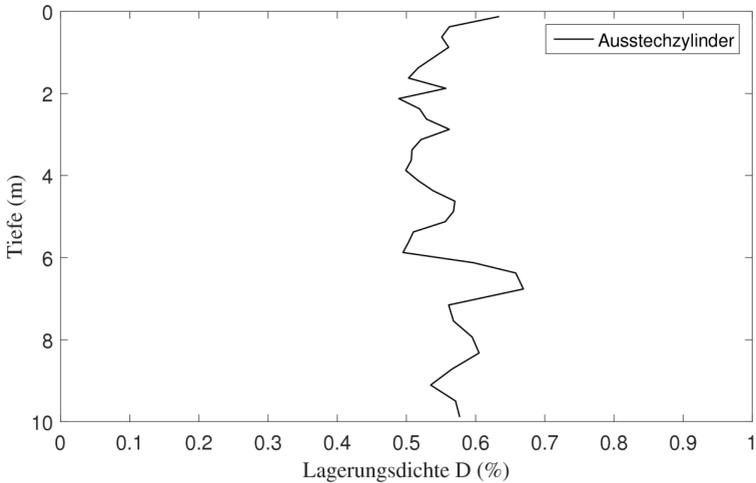


Abbildung 2: Verlauf der Lagerungsdichte ermittelt aus Ausstechzylindern

Repräsentativ für den Turm einer Windenergieanlage wurde nach Abschluss des Einbringvorgangs ein 6,5 m hoher Stahlrohr-Turm mit identischen Querschnittsabmessungen auf den Pfahl aufgeflanscht. Zur Lasteinleitung wurde am Turmkopfflansch ein elektrodynamischer Shaker befestigt. Zur Übertragung von statischen Lasten wurde in einer Höhe von 3 m über Geländeoberkante (GOK) eine Rohrklammer am Turm verspannt. Diese war für eine Belastung mittels Hydraulikzylinder bis zu einer Kraft von 100 kN ausgelegt. Wie in Abbildung 3 (rechts) zu sehen, konnte die Struktur somit sowohl dynamisch als auch statisch horizontal beansprucht werden.



Abbildung 3: Pfahl mit Turm und Sensorik vor der Installation (links) und Pfahl mit Shaker und Hydraulikzylinder während des experimentellen Versuchs (rechts)

Bei dynamischen Anregungen durch den Shaker wurde der Hydraulikzylinder von der Rohrklammer des Turms gelöst, um das dynamische Schwingverhalten des Pfahls untersuchen zu können.

2.2 Versuchsablauf

Das Versuchsprogramm setzte sich aus vier Phasen zusammen. Phase 1 diente als Einrichtungs- und Lernphase des entwickelten SHM-Systems. In Phase 2 wurden die Erkennung von Schäden an der Struktur sowie geänderte Umwelteinflüsse, wie mariner Bewuchs oder Kolk, durch das SHM-System untersucht. Im Anschluss wurde der Pfahl in Phase 3 unter Einfluss eines 80 cm tiefen Kolks (Steigung 1:2) über den Turm mit zyklischen Extremlasten belastet, um eine Schwächung der Pfahlbodenstruktur mit dem SHM-System zu untersuchen. Die Versuchseinrichtung sowie der Belastungsverlauf in Phase 3 wurden mittels einer numerischen Prognose ausgelegt. Das Kriterium hierbei war, eine merkliche Veränderung der Gründung in Form einer bleibenden Schiefstellung des Pfahls zu erzeugen, die sich an der Vorgabe von einer maximalen Schiefstellung von 0,25 Grad für eine Offshore-Windenergie-Gründung während des Betriebs anlehnte [DNV, 2014]. Der Versuchsplan sah eine stufenweise zunehmende Belastung mit einer Mittellast von bis zu 40 kN vor. Bei Erreichen der jeweiligen Mittelstufe erfuhr der Pfahl eine zyklische Schwelllastbeanspruchung mit einer Amplitude von 2,5 kN. Anschließend wurde dieser entlastet und mit der nächstfolgenden Laststufe wieder belastet. Nach Abschluss eines jeden Laststufenkollektivs wurde die entlastete Struktur bei einer Mittellast von 0 kN mit einer zyklischen Wechsellast von 2,5 kN beansprucht. Durch diesen Belastungsverlauf (vgl. Abbildung 4) sollte eine mögliche Schiefstellung bzw. Rückstellung des Pfahls untersucht werden.

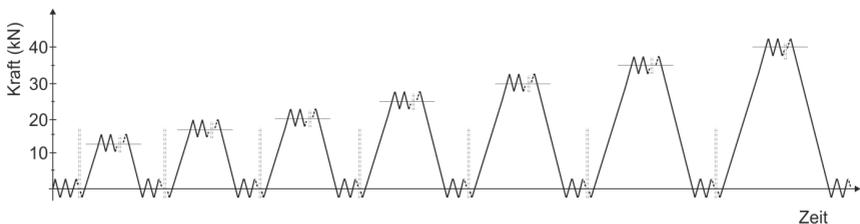


Abbildung 4: Schematischer Belastungsverlauf

schweißten und geklebten faseroptischen Sensoren wurden nachträglich in Phase 3 appliziert. Dabei sollte deren Anwendbarkeit für die messtechnische Begleitung von Pfahlinstallationen untersucht und die Ergebnisse mit denen der DMS verglichen werden. FOS haben gegenüber elektrischen DMS den Vorteil, dass der Installationsaufwand geringer ist, da mehrere Sensoren zu einer Sensorkette in Reihe geschaltet werden können. Der Installationsaufwand wird auch dadurch gering gehalten, dass FOS im Gegensatz zu DMS feuchteunempfindlich sind, sodass ein aufwendiger Feuchtigkeitsschutz nicht erforderlich ist und diese auch für Unterwassermessungen in Frage kommen. Die Applikation der FOS- gliederte sich dabei in 3 Schritte. Zunächst wurde die Messstelle abgeschliffen und gereinigt. Im zweiten Schritt wurde der Sensor appliziert und abschließend im letzten Schritt mit einer Mindestabdeckung gegen mechanische Einwirkungen geschützt.

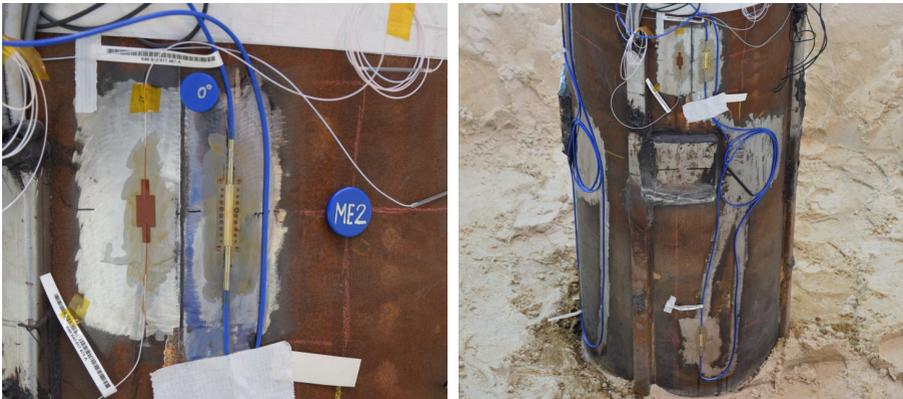


Abbildung 6: Applizierte Faseroptik (links) und geschützte Sensoren (rechts)

3 Versuchsergebnisse

3.1 Messung mit faseroptischen Sensoren und elektrischen DMS

Zunächst ist festzuhalten, dass während der gesamten Versuchskampagne keine Sensorausfälle zu verzeichnen waren, sodass die Schutzmaßnahmen gegen feuchte und mechanische Einwirkungen erfolgreich waren. Nach dem Einvibriervorgang wurde eine Schiefstellung des Pfahls von rund $0,18^\circ$ gemessen, sodass das vorgegebene Kriterium von maximal $0,25^\circ$ Schiefstellung gemäß [DNV, 2014] eingehalten werden konnte. Nachfolgend werden nun die Versuchsergebnisse der Versuchsphase 3 zur Untersuchung des

Gründungsverhaltens des Pfahls präsentiert. Bezüglich der Erkenntnisse aus der Entwicklung des SHM-Systems sei auf [FRIEDMANN ET AL, 2016] und [KRAEMER, FRIEDMANN, 2015] verwiesen.

In der dritten Versuchsphase wurde die Struktur mit lateralen zyklischen Extremlasten unter Einfluss eines Kolks gemäß dem Belastungsverlauf in Abbildung 7 beansprucht. Ein Vergleich der Belastungs- und Verschiebungsverläufe (siehe Abbildung 7 und 8) zeigt eine gute Übereinstimmung. Dabei treten bei einem Belastungsverlauf von maximal 42 kN maximale Verschiebungen in Höhe von 47 mm an der Lasteinleitungsstelle auf. Eine nähere Betrachtung des Verschiebungsverlaufs lässt dabei erkennen, dass die anfängliche zyklische Wechsellast von 2,5 kN eine konstante Verschiebungsamplitude von 1,5 mm bewirkt hat. Folglich sind zu diesem Zeitpunkt keine Veränderungen im Bodengefüge aufgetreten, welche eine veränderte irreversible Pfahlschiefstellung zur Folge hätten. Eine Steigerung der Mittellast mit anschließender zyklischer Schwelllast bewirkt eine weitere Verschiebungszunahme. Eine Analyse des Entlastungspfads zeigt, dass bereits ab einer Mittellast von 10 kN plastische Verschiebungen entstanden sind, die mit ansteigender Mittellast bis auf ca. 7 mm anwachsen, was einer Pfahlschiefstellung von $0,13^\circ$ entspricht. Dabei bewirkt die an jede Belastungsstufe anknüpfende Schwelllastbeanspruchung von 2,5 kN eine nichtlineare Zunahme der horizontalen Pfahlverschiebungen bzw. Pfahlneigung. Zyklische Wechselbeanspruchungen nach Entlastung des Pfahls bewirken hingegen eine nichtlineare Abnahme der Pfahlschiefstellung. In beiden Fällen scheint sich die nichtlineare Änderung der Pfahlverschiebung einem Grenzwert anzunähern, was auch anhand des in Abbildung 9 dargestellten Kraft-Verschiebungsverlaufs nachvollzogen werden kann. Hier kann für jeden Belastungszyklus eine Hysterese identifiziert werden, deren Flächenzunahme sich als Schädigungsmaß mit steigender Lastzyklenzahl verringert. Des Weiteren ist hier erkennbar, dass der Kraft-Verschiebungsverlauf bis 2,5 kN linear und im Anschluss aufgrund des Erreichens des plastischen Bereichs nichtlinear mit zunehmender Horizontalkraft anwächst.

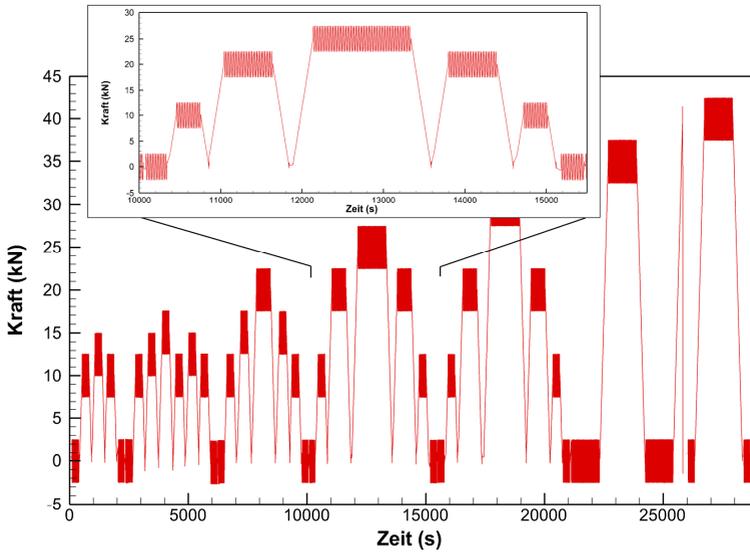


Abbildung 7: Kraftverlauf des Hydraulikzylinders im experimentellen Versuch

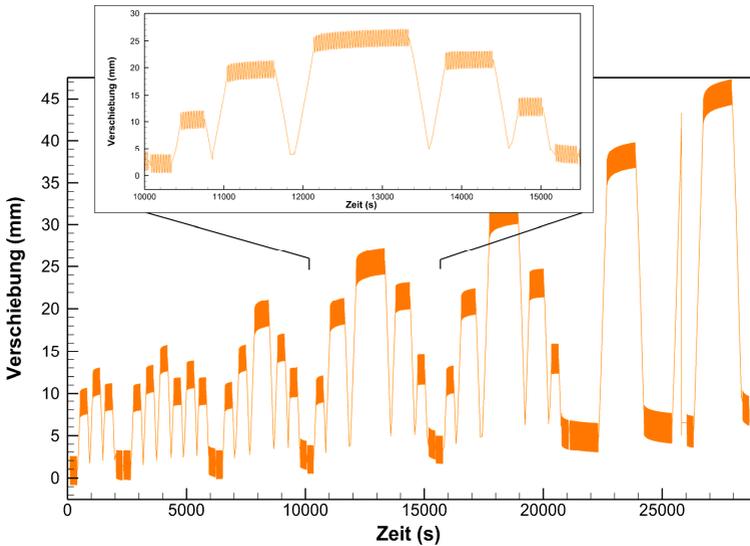


Abbildung 8: Verschiebungsverlauf an der Lasteinleitungsstelle des Hydraulikzylinders im experimentellen Versuch

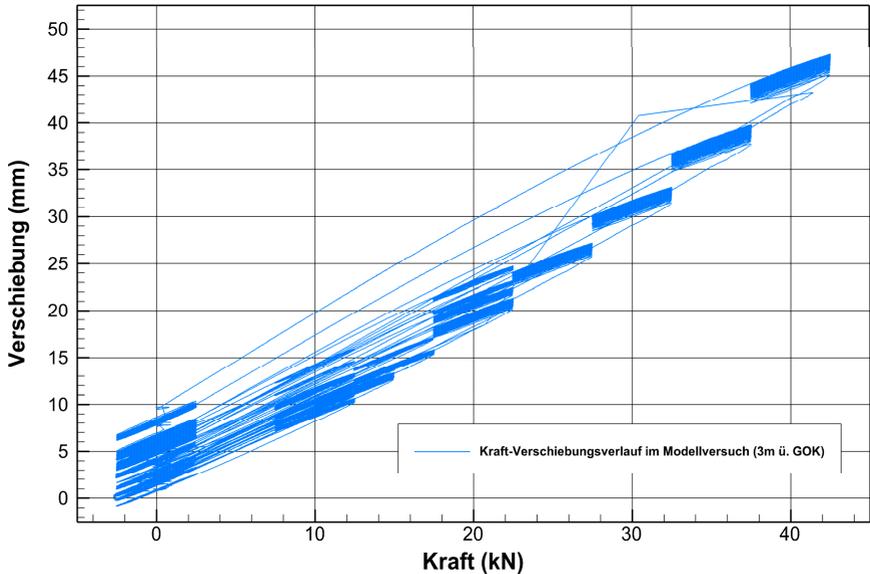


Abbildung 9: Kraft-Verschiebungsverlauf in Höhe der Lasteinleitungsstelle im experimentellen Versuch

Diese Erkenntnisse werden auch durch die Messergebnisse der Dehnungsmessstreifen und faseroptischen Sensoren bestätigt. Die in Abbildung 10 beispielhaft für die Mittellaststufe von 25 kN aufgeführten Resultate haben für die faseroptischen DMS auf der Zug- bzw. Druckseite des Pfahls Dehnungen im Bereich von +250 bzw. -260 $\mu\text{m}/\text{m}$ bei 0,25 m über GOK ergeben. Dies entspricht einer Abweichung von 2 bis 6 % gegenüber der berechneten Dehnung von 266 $\mu\text{m}/\text{m}$. Die elektrischen DMS ergaben an der GOK Dehnungen in Höhe von +276 $\mu\text{m}/\text{m}$ (siehe Abbildung 11). Dies entspricht einer Abweichung von 3,8 % gegenüber der hier berechneten Dehnung von 286 $\mu\text{m}/\text{m}$, sodass beide Messverfahren sehr gute Ergebnisse gebildet haben. Vergleicht man nun die FOS bzw. die Dehnungsmessstreifen an der Geländeoberkante mit den Dehnungsmessstreifen im Boden bei 1,5 m unter GOK, so erkennt man, dass die Dehnungen mit 350 $\mu\text{m}/\text{m}$ dort 1,2 bis 1,3-fach höher sind, obwohl der Hebelarm 1,5-mal größer ist. Während die anhand des Verschiebungsverlaufs beobachteten nichtlinearen Zu- bzw. Abnahmen bei den oberirdischen Sensoren nicht zu erkennen sind, kann man dieses anhand des Sensors in 1,5 m unter GOK sehr gut identifizieren. Dort ist bei Schwell- bzw. Wechselbeanspruchung eine nicht-

lineare, sich einem Grenzwert annähernde Zu- bzw. Abnahme der Dehnungen, zu beobachten. Betrachtet man die Dehnungen in 3 m unter GOK, so erkennt man, dass diese bei 25 kN mit $210 \mu\text{m/m}$ um 40% niedriger sind. Folglich liegt der Punkt des maximalen Momentes zwischen 3 m und 1,5 m unter der Geländeoberkante bzw. zwischen 2,2 m und 0,7 m unterhalb der Kolkoberfläche. Auffällig am Dehnungsverlauf bei 3 m unter GOK ist, dass zwar auch hier bei Schwelllast bzw. Wechsellast die Dehnungen nichtlinear zunehmen, jedoch der Anteil der nichtlinearen Dehnungen an den Gesamtdehnungen größer ist.

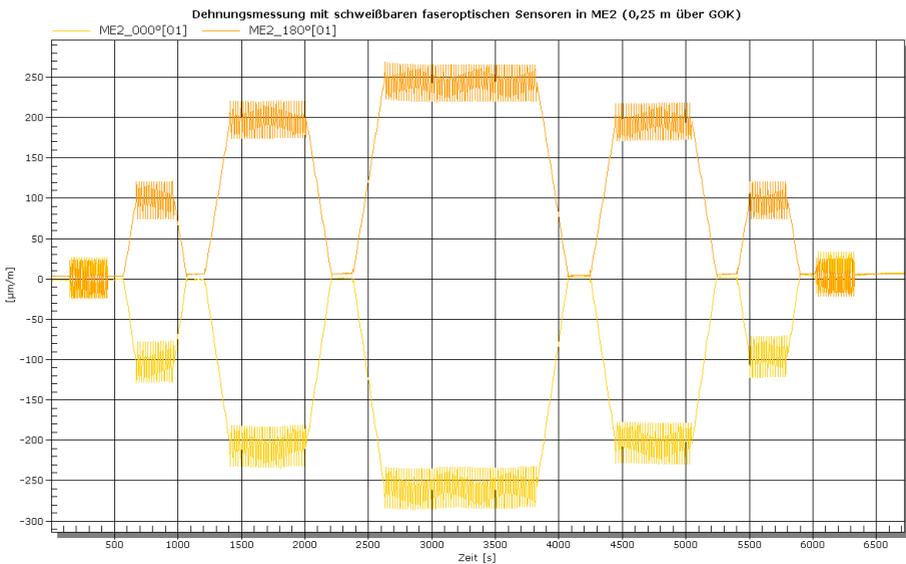


Abbildung 10: Dehnungsverlauf der beiden faseroptischen Sensoren (0°,180°) bei 0,25 m über GOK im Belastungszyklus bis 25 kN Belastung (Dehnungen beim Start genullt)

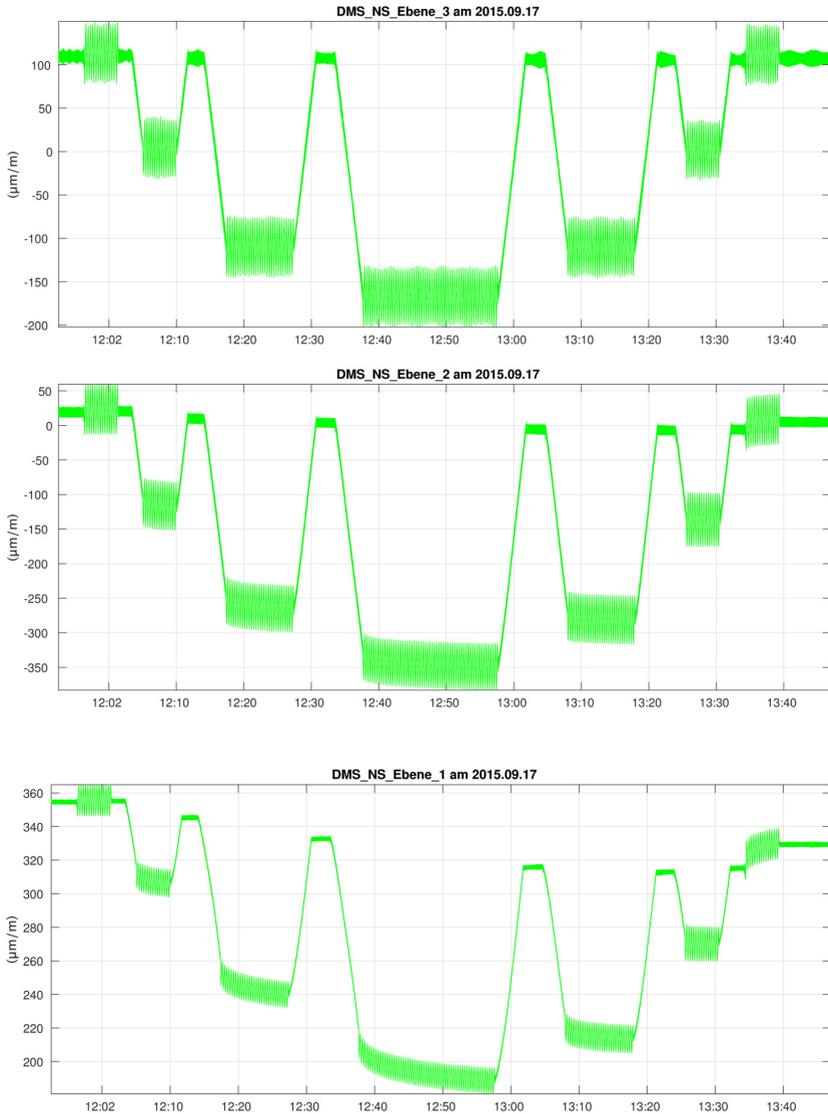


Abbildung 11: Dehnungsverlauf der DMS-Streifen bei 0 m über GOK (oben), bei 1,5 m unter GOK (Mitte) und bei 3 m unter GOK (unten) für die Mittellast 25 kN

3.2 Vergleich von numerischer Simulation und gemessenen Versuchsergebnissen

Zur Auslegung des Pfahls und der Belastungseinrichtung wurde ein zylindrisches numerisches 3D-Finite-Element-Modell mit dem Softwareprogramm Abaqus erstellt. Dabei konnte die vorhandene Symmetrie des Systems zur Belastungsebene ausgenutzt werden (siehe Abbildung 11). Der Abstand zwischen Pfahlachse und der Außenkante des Bodenkörpers betrug in Anlehnung an den Versuch 4,5 D. Das Bodenprofil wurde in Schichten von 1 m modelliert. Die Interaktion zwischen Pfahl und Boden wurde über einen Coulomb'schen Reibkontakt definiert. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens wurde das Mohr-Coulomb'sche und für den Stahl das Hooke'sche Stoffgesetz gewählt. Der Elastizitätsmodul wurde anhand des Steifemoduls ermittelt, siehe [SIMMER, 1994]. Dabei wurde der Steifemodul, wie auch der Reibungswinkel nach DIN 4094-1 anhand der in Abbildung 12 dargestellten CPT-Ergebnisse berechnet und anschließend für jede Schicht gemittelt (vgl. Abbildung 13). Alle weiteren Eingangsparameter können Tabelle 2 entnommen werden.

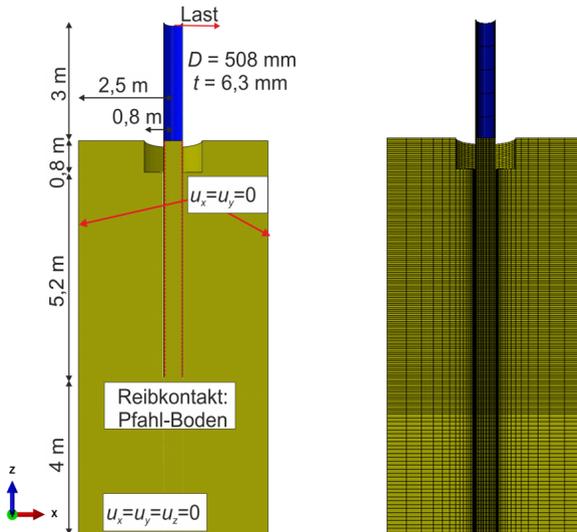


Abbildung 11: Numerisches Modell mit den gewählten Randbedingungen (links) und mit verwendeter FE-Diskretisierung (rechts)

Tabelle 2: Eingangsparmeter des Bodens in die numerische Simulation

Bodeneigenschaft	Symbol	Wert
E-Modul	E	$(1-\nu-2\nu^2)/(1-\nu)$
Effektive Bodenwichte	γ'	10,16 kN/m ³
Effektive Reibungswinkel	φ'	13,5lg q_c + 23
Reibungsbeiwert	δ	$2/3 \varphi'$
Kohäsion	c	1500 N/m ²
Querdehnzahl	ν	0,3
Dilatanzwinkel	ψ	$\varphi' - 30^\circ$
Lateral Koeffizient	k	$1 - \sin \varphi'$

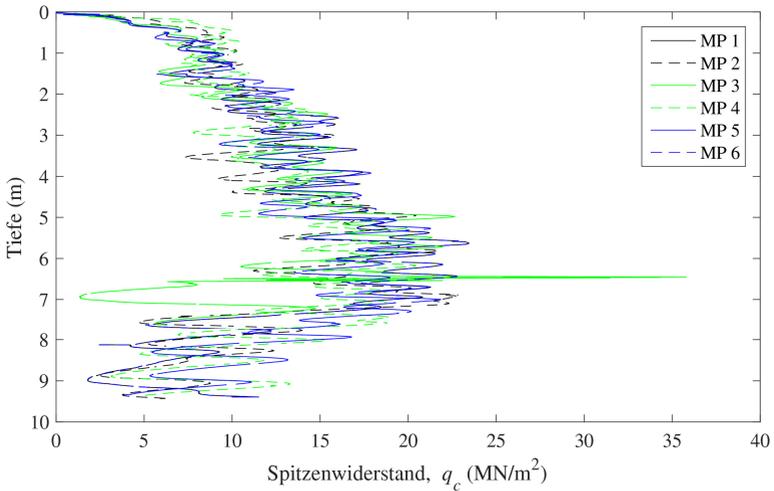


Abbildung 12: Darstellung der Ergebnisse aus 6 CPT-Messungen in der GBVG

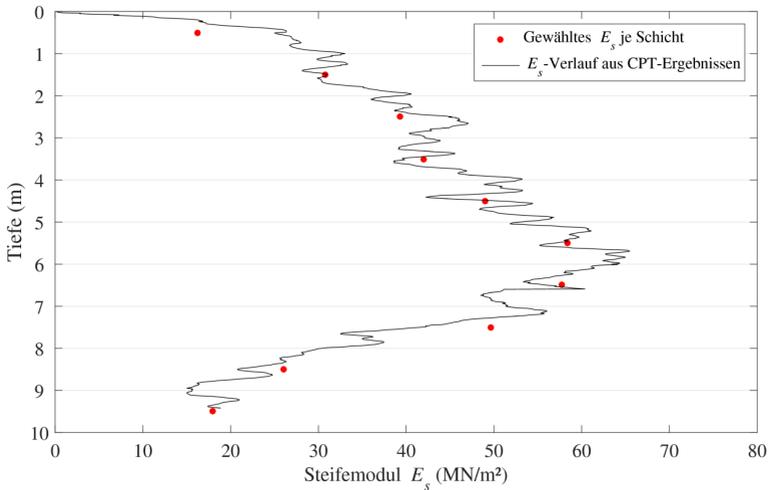


Abbildung 12: Gemittelter Steifemodulverlauf E_s nach DIN 4094-1

Der Berechnungsablauf gliederte sich in 4 Abschnitte. Zunächst wurde der geostatische Anfangsspannungszustand simuliert. Anschließend wurde der Pfahl durch Ändern der jeweiligen Boden- in Pfahlelemente an seine entsprechende Position in den Boden eingesetzt und die Setzung des Pfahls aufgrund des Pfahleigengewichts berechnet. Im Anschluss wurden die Bodenelemente bis zu der Kolkttiefe von 80 cm in einem Radius von 80 cm deaktiviert. Im letzten Schritt wurde schließlich der Pfahl mit den Laststufen gemäß der in Abbildung 3 dargestellten Belastungsfunktion beansprucht. Hierbei wurden die Schwell- und Wechselbelastung mit 2,5 kN Amplitude vereinfachend nicht mit berücksichtigt.

Der in Abbildung 13 dargestellte Vergleich zwischen Versuch und numerischer Simulation stellt die Verschiebungsverläufe jeweils in Höhe der Lasteinleitungsstelle dar. Es zeigt sich dabei, dass die numerisch ermittelten Verschiebungen für die maximalen Lasten der einzelnen Belastungsstufen im Vergleich zu den Versuchsergebnissen zu groß sind, das Pfahlsystem im Modell also zu weich abgebildet wurde. Jedoch wurde mit einer Abweichung von rund 15 % bei 42,5 kN eine zufriedenstellende Ergebnisprognose erzielt.

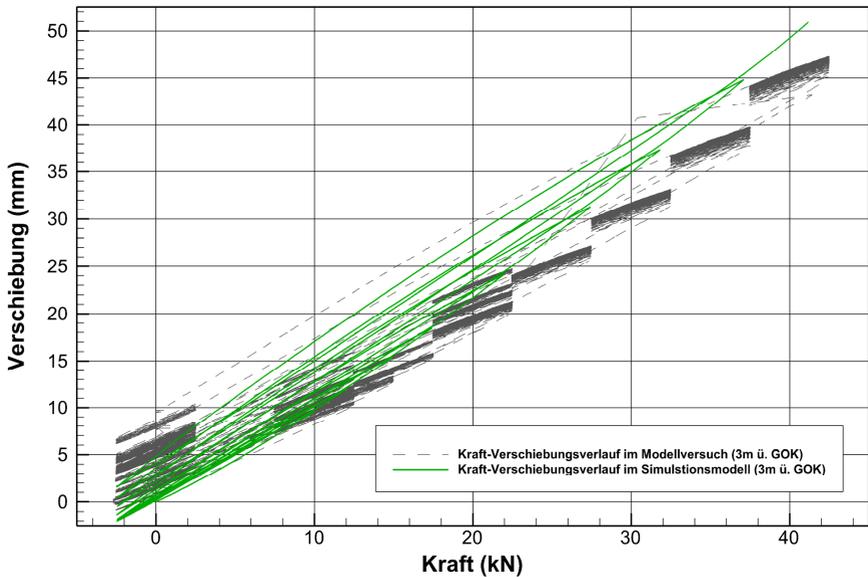


Abbildung 13 Vergleich von Messwerten im experimentellem Versuch (grau) mit Ergebnissen der numerischen Simulation (grün) an der Lasteinleitungsstelle in 3 m über GOK

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge des vom BMWi geförderten Verbundprojekts UnderwaterINSPECT konnte ein großmaßstäblicher Versuch eines ein vibrierten Monopiles mit Turm im Maßstab 1:10 verwirklicht werden. Dabei wurden zur messtechnischen Begleitung Beschleunigungssensoren, Neigungssensoren und elektrische Dehnungsmessstreifen an der Versuchsstruktur appliziert. Es gelang diese so zu installieren, dass sowohl während des Einbringvorgangs als auch im späteren Versuchsverlauf keine Beschädigungen an den Sensoren aufgrund von Feuchtigkeit oder mechanischen Einflüssen auftraten. Faseroptische Sensoren wurden nach der Vibrationsrammung oberirdisch an der Stahlstruktur geschweißt und geklebt angebracht und im weiteren Versuchsablauf mit ausgewertet. Hierbei zeigten Vergleiche zwischen den Ergebnissen von elektrischen Dehnungsmessstreifen und faseroptischen Dehnungssensoren einheitliche und plausible Dehnungsverläufe. Ein Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und eines zur Versuchsauslegung aufgebauten numerischen Finite-Elemente-Modells zeigte ebenfalls gute Übereinstimmungen.

Hinsichtlich der Versuchsergebnisse konnte bei zyklischen lateralen Schwelllasten eine nichtlinear zunehmende Schiefstellung festgestellt werden, die sich unter konstanten Lastamplituden einem Grenzwert annähert. Schon unter kleinen Wechsellasten konnte eine zeitlich abnehmende Rückstellung des Pfahls je Lastzyklus beobachtet werden. Diese Ergebnisse wurden auch durch eine Analyse der gemessenen Dehnungsverläufe am Pfahl bestätigt.

Neben den hier vorgestellten Messungen an oberirdisch applizierten faseroptischen Sensoren wurden durch das Fraunhofer IWES im Testzentrum Tragstrukturen Hannover weitere faseroptische Sensoren im Boden an einem einvibrierten Stahlrohrpfahl erfolgreich getestet. Es ist somit vorstellbar, dass bei unterirdischen Dehnungsmessungen an Stahlrohrpfählen im Boden optische DMS aufgrund ihrer Feuchtebeständigkeit eine gute Alternative zu herkömmlichen DMS sein können. Weitere Untersuchungen sollen hierüber Aufschluss geben.

5 Danksagung

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 03SX345C gefördert.

Literatur

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie: *Standard Konstruktion – Mindestanforderungen an die Konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ)*. BSH-Nr. 7005, Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), 2015

DIN 4094-1: *Baugrund - Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen*. 2002

DNV-OS-J101: *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. 2014

Friedmann, H.; Eppler, J.; Kohlmeier, M.; Weinacht, B.; Winkel, G.: *UnderwaterINSPECT - Technologien zur zuverlässigen und effizienten Prüfung von Unterwasser-Tragstrukturen an Offshore-Windenergieanlagen. Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2015*, S. 97 – 112, Schriftenreihe Projektträger Jülich, Hrsg. Forschungszentrum Jülich GmbH, 2015

Friedmann, H.; Kraemer, P.; Kohlmeier, M.: Entwicklung eines Structural Health Monitoring Systems für Gründungsstrukturen von Offshore Windenergieanlagen – Großversuch zur Ermittlung messtechnischer Grundlagen. *Messen in der Geotechnik 2016*, 17.-18.03.2016 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2016

Kraemer, P.; Friedmann, H.: Vibration-based structural health monitoring for offshore wind turbines – Experimental validation of stochastic subspace algorithm. *Wind and Structures*, 21(6), S. 693-707, 2015

Simmer, K.: *Grundbau: Teil 1 Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen*. 19. Auflage, Stuttgart, 1994

Autoren

Severin Spill, M. Sc.

severin.spill@iwes.fraunhofer.de

Dr.-Ing. Martin Kohlmeier

martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de

Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES

www.iwes.fraunhofer.de

Merkurstr. 13, 30419 Hannover

Tel.: +49 511 762-17670

Dr.-Ing. Peter Kraemer

kraemer@woelfel.de

Dr. rer. nat. Herbert Friedmann

friedmann@woelfel.de

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG

www.woelfel.de

Max-Planck-Str.15, 97204 Höchberg

Tel.: +49 931 49708-0

Entwicklung eines Structural Health Monitoring Systems für Gründungsstrukturen von Offshore Windenergieanlagen – Großversuch zur Ermittlung messtechnischer Grundlagen

Herbert Friedmann¹, Peter Kraemer¹, Carsten Ebert¹, Martin Kohlmeier²

¹Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg;

²Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES, Hannover

1 Einleitung

Besonders die Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen sind wegen des Angriffs von Wind und Wellen und durch die ständige Anregung von der Windenergieanlage selbst dynamisch hoch beansprucht. Dabei werden mehr oder weniger zyklische Lasten von stochastischen komplex überlagert. Diese Lasten im Verein mit Auskolkungen können Auswirkungen auf die globale Standfestigkeit der Gründungsstruktur haben, die unter Umständen bis zum Bauteilversagen führen. Aus diesem Grund schreibt das Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH 2007, vor, dass bei Offshore-Windenergieanlagen die Tragstrukturen mit Turm, Unterwasserstruktur und Gründung besonders zu überwachen sind. In einer Neuauflage aus dem Jahr 2015 werden Wiederkehrende Prüfungen im zwei- bis vierjährigen Turnus vorgeschrieben [Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie 2007 und 2015]. Die 2007 geforderten Überwachungsmaßnahmen setzen ein automatisch arbeitendes Monitoringsystem voraus, das zu dieser Zeit nicht existierte. Dieses Manko war Ausgangspunkt für das vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie geförderte F+E-Projekt UnderwaterINSPECT [Friedmann et al., 2015].

In einem mehrmonatigen Versuch im Maßstab 1:10, der von Wölfel Engineering in Zusammenarbeit mit den Kollegen vom Fraunhofer IWES durchgeführt wurde, sollten grundlegende dynamische Messdaten von einer Monopile-Gründungsstruktur gewonnen werden [Spill et al., 2016]. Die Messungen sollten bei unterschiedlichen Betriebszuständen der Windenergieanlage durchgeführt werden und die Strukturantwort der Gründung erfassen. Des Weiteren sollten die Änderungen der Strukturantwort bei wechselnden Betriebszuständen und bei unterschiedlichen Umweltparametern erfasst werden. Im Zentrum der Arbeit stand die Messung von Signalen, die einen Schaden anzeigen. Deshalb wurde die Struktur gezielt geschädigt. Diese Basismessungen bildeten die Grundlage für die Ent-

wicklung der auf Gründungsstrukturen ausgelegten Signalanalyse. In UnderwaterINSPECT wurde der Demonstrator eines SHM-Systems für Offshore-Gründungen (Structural Health Monitoring-System) entwickelt.

2 Arbeitsweise eines SHM-Systems

Die Mehrzahl der SHM-Systeme stützt sich auf die Auswertung des dynamischen Verhaltens des Überwachungsobjektes. Das Schwingungsverhalten einer Offshore-Windenergieanlage ist ein integraler Indikator, in dem Hinweise auf Steifigkeit und Standfestigkeit ebenso zu finden sind wie Informationen über den Anlagenbetrieb oder Wind- und Wellenlasten. Das SHM-System beobachtet Veränderungen bei den Eigenfrequenzen der Struktur und bei den Strukturantworten im Gefolge unterschiedlicher Anregungsmechanismen. Für den Einmassenschwinger gilt:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}.$$

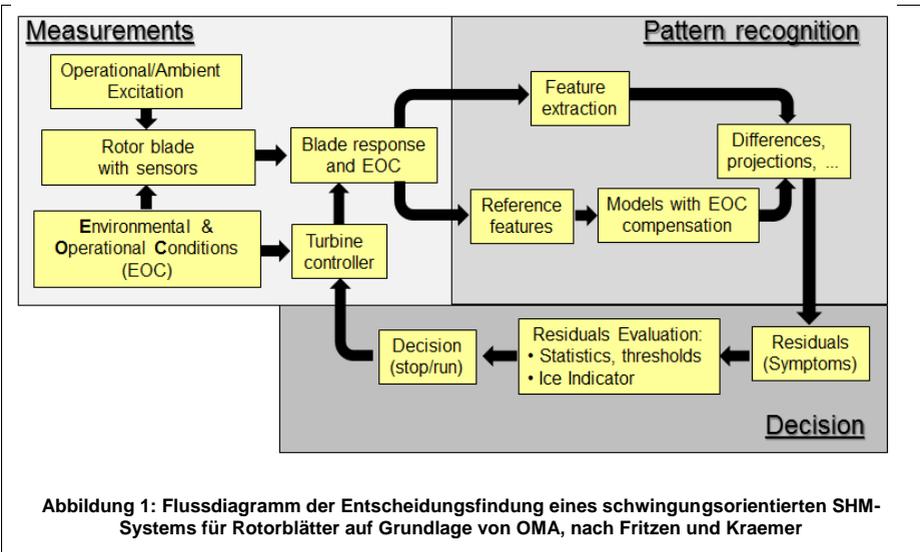
Ein mechanisch bedingter Strukturschaden reduziert die Steifigkeit k , eine Rotorblattvereisung erhöht z. B. die Masse m , eine Unwucht verändert die periodische Anregung 1Ω und Veränderungen der Last beeinflussen die Amplituden der Signale. Somit werden alle Effekte in der Veränderung der Eigenfrequenz ω widergespiegelt.

Die Grundlagen und Algorithmen für die Entwicklung des SHM-Systems für Offshore-Gründungen wurden für das Rotorblatt-Monitoring bezüglich Strukturschaden und Eis entwickelt. Die Arbeitsweise des SHM-Systems lässt sich deshalb gut anhand des Flussdiagrammes für die Überwachung von Rotorblättern erklären (vgl. dazu Abbildung 1).

Die Blätter werden durch den normalen Betrieb der WEA und durch die Umgebungsbedingungen, z. B. durch Wind, zu Schwingungen angeregt. Sowohl Umgebungsbedingungen wie z. B. die Lufttemperatur, die die Steifigkeit von Rotorblättern und damit ihre Eigenfrequenz verändert, als auch die Betriebsbedingungen wie z. B. die Drehzahl der Anlage oder der Pitchwinkel, die die Eigenfrequenzen verschieben, wirken sich auf die Strukturantwort der Rotorblätter aus. Diese Strukturantwort wird gemessen. Da jedoch im Gegensatz zur experimentellen Modalanalyse die Anregung nicht bekannt ist, muss beim Blattmonitoring die sogenannte *Output-Only-Methode* oder *Operational Modal Analysis*, OMA, angewendet werden.

Da jedes Rotorblatt wegen seiner manuellen Fertigung ein schwingungstechnisches Individuum mit anderer Masse und individueller Steifigkeit ist, besitzt es auch eine individuelle Schwingungscharakteristik. Ähnliches trifft auch auf Gründungsstrukturen zu, denn jeder Rammvorgang verläuft anders und das Sediment und damit die Einbindung eines Pfahls ist von Fall zu Fall unterschiedlich. Und Kragarme – nichts anderes ist ein Monopile – reagieren sehr sensitiv bezüglich der Veränderung ihrer Einspannbedingungen.

Kehren wir zum Beispiel Rotorblatt zurück. Wegen der sehr individuellen Schwingungscharakteristik müssen zunächst die Referenzwerte eines ungeschädigten Blattes wie z. B. die Eigenfrequenzen in Schwenk- und Schlagrichtung bei bestimmten Pitchwinkeln ermittelt werden. Dies geschieht mit Hilfe eines selbstlernenden Systems, das sich in einer kurzen Einlernphase seine Referenzwerte und die zulässigen Abweichungen selbst ermittelt. Danach werden die aktuellen Messdaten nur noch mit den Referenzwerten verglichen und nur bei Abweichungen wird per Automatismus nach dem Grund der Abweichung gesucht.



In den gefundenen Residuen sind Hinweise auf den Schaden enthalten. An dieser Stelle setzen unterschiedliche *Damage*-Indikatoren an, die schließlich nach einer beobachteten

Reduktion der Blattsteifigkeit zu Entscheidungen wie „Anlage mit reduzierter Leistung betreiben“ oder „Anlage anhalten“ kommen.

Die dynamische Strukturantwort eines Rotorblattes oder einer Gründungsstruktur verändert sich bei gutartigen Umstellungen der Betriebsbedingungen, z. B. kann eine Eigenfrequenz bei der Vergrößerung oder Verkleinerung des Pitchwinkels abgesenkt werden. Das gleiche geschieht jedoch auch bei Verlust der Steifigkeit. Allerdings handelt es sich dann um einen Schaden. Während bei der Veränderung des Pitchwinkels nicht gewarnt werden darf, muss die Warnung bei Verlust der Steifigkeit erfolgen. Aus diesem Grund müssen Signale, die auf einen Schaden hinweisen, sauber von sehr ähnlichen Signalen, die als Ursache gutartige Veränderungen der Betriebsbedingungen haben, unterschieden werden. Wir sprechen in diesem Zusammenhang vom Erkennen und von der Kompensation der sogenannten EOC-Effekte, der *operational and environmental conditions* [Sohn 2007], die das Schwingungsverhalten beeinflussen. Das Herausfiltern von Schadenssignalen ist die wichtigste Aufgabe eines SHM-Systems.

In dieser Publikation werden die Ergebnisse für zwei schwingungsbasierte Algorithmen vorgestellt, mit denen Strukturveränderungen und die Tragfähigkeit beurteilt werden können. Beide Algorithmen gründen sich auf die stochastische Mathematik. Aus technischer Sicht gehören sie zur Gruppe der Stochastic Subspace Identification (SSI)-Algorithmen.

Der erste Algorithmus betrachtet nur Veränderungen in den stochastischen Zustandsraummodellen niedriger Ordnung. Das Modell selbst wird aus den gemessenen Zeitreihen aufgebaut. Diese Veränderungen können physikalisch als Änderung der Schwingungsmoden betrachtet werden. Der Algorithmus ist bei technischen Anwendungen als Covariance-driven Stochastic Subspace Identification algorithm, SSI-COV, bekannt und wird in unterschiedlichen Formen für die Schwingungsmodenidentifikation im Kontext einer Output-Only Modalanalyse verwendet [van Overschee; De Moor 1996], [Peeters; De Roeck, 1999].

Die zweite Methode betrachtet hingegen nur Veränderungen in den höheren Modellordnungen von stochastischen Zeitreihenmodellen (unter Verwendung des mathematischen linken Kernelraums der Modelle) und ist als Stochastic Subspace Fault Detection (SSFD) Algorithmus [Basseville et al., 2000] oder als Null Space-based Fault Detection (NSFD) Algorithmus bekannt. Diese zweite Methode ist natürlich sensitiver gegenüber Strukturveränderungen als die erste, aber gleichzeitig auch gegenüber Veränderungen der

EOCs. Deshalb ist in diesem Fall die Kompensation der Umgebungsbedingungen noch anspruchsvoller als bei SSI-COV. Beide Methoden sind bezüglich deren Applikation im Rahmen des Großversuchs in [Kraemer, Friedmann, 2015] näher erklärt. Detailliertere Erklärungen sind in [Kraemer, 2011] zu finden.

Ziel der Publikation ist die Veranschaulichung der Sensitivität beider Algorithmen bezüglich Veränderungen der Offshore-Gründung. Weitere Details zu den Methoden sind bei [Fritzen et al., 2013a] und [Fritzen et al., 2013b] zu finden.

3 Großversuch im Testzentrum für Tragstrukturen, TTH

Die grundlegenden Messungen des Projektes UnderwaterINSPECT wurden in einem Großversuch in der Grundbauversuchsgrube des Testzentrums Tragstrukturen Hannover, TTH, der Leibniz Universität Hannover von Wölfel Engineering zusammen mit Fraunhofer IWES durchgeführt [vgl. dazu Spill et al., 2016]. Dabei standen für Fraunhofer IWES die Boden-Struktur-Wechselwirkung zwischen Pfahl und Versuchsstand und das „Sediment“ selbst im Vordergrund, während für Wölfel Engineering die Messung der Strukturantwort des Pfahls infolge unterschiedlicher Anregung bei gleichzeitiger Veränderung der Umgebungsbedingungen und bei Schädigung im Brennpunkt des Forschungsinteresses stand.

3.1 Versuchsziel

Bei dem Großversuch wurde eine Messtechnik erprobt, aus der später ein SHM-System zur Überwachung von Gründungsstrukturen abzuleiten war. Die mit dieser Sensorik gemessenen Signale lieferten die Grundlage für die Entwicklung einer automatisierten Signalanalyse, die Schäden frühzeitig erkennen, bewerten und gegebenenfalls vor ihnen warnen soll.

Dynamische Messdaten sollten für Betriebslasten und für Extremlasten ermittelt werden. Besonderer Wert wurde auf Messdaten der unversehrten Struktur (Referenzwerte) und auf Signale von unterschiedlichen Schäden gelegt. Sie sollten sicher von Signalen unterschieden werden, deren Ursache in veränderten Umweltbedingungen zu suchen war. Die Versuche sollten zeigen, in welcher Weise eine sichere Unterscheidung der gutartigen EOCs von Schäden machbar wird. Auf der Grundlage der Messdaten sollte die Sensitivität be-

stehender Algorithmen zur Schadensdetektion an Offshore-Windenergieanlagen festgelegt und die nötigen Anpassungen bzw. Weiterentwicklungen definiert und durchgeführt werden. Schließlich sollte ein Lastidentifikationsverfahren entwickelt und verifiziert werden.

3.2 Versuchsaufbau

Der Versuch wurde mit einem Monopile im Maßstab 1:10 durchgeführt. Der Pfahl wurde 6 m tief in das Sediment einvibriert (Details dazu bei [Spill et. al., 2016] und in Abbildung 2). Die Betriebslasten wurden durch einen elektrodynamische Shaker BD 10, der als Gondel einer WEA fungierte, eingebracht. Extremlasten wurden von einer Hydraulik erzeugt.

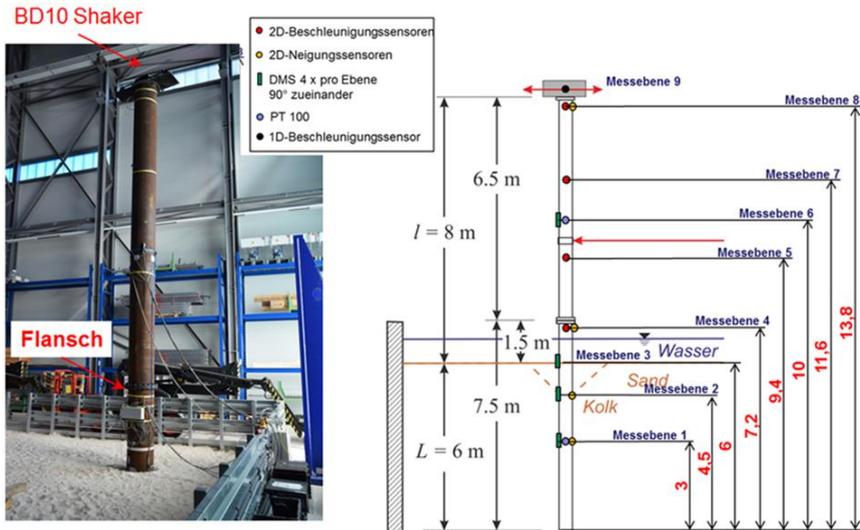


Abbildung 2: Versuchsaufbau im TTH

a) Instrumentierter Monopfahl in der Versuchsrube mit Shaker BD 10

b) Instrumentierung des Monopfahles auf 8 Messebenen

Das für den Versuch entworfene SHM-System sollte alle physikalischen Größen messen, die ein späteres Produkt auch messen wird. Es kamen auf 8 Messebenen 1D- und 2D-Beschleunigungssensoren, Dehnmessstreifen, Neigungsmesser und Temperatursensoren

zum Einsatz. Allerdings wurden aus wissenschaftlichem Interesse heraus wesentlich mehr Sensoren verwendet, als bei einem späteren Produkt notwendig sind.

3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden über mehrere Monate im Jahr 2015 verteilt und im Testzentrum für Tragstrukturen von Fraunhofer IWES und Wölfel Engineering gemeinsam durchgeführt. Die örtliche Betreuung des Versuchs erfolgte vornehmlich durch die Kollegen von Fraunhofer IWES. Dagegen wurde der elektrodynamische Shaker, der die Betriebslasten der Windenergieanlage und die Anregung durch Wind und Wellen simulierte, von Wölfel Engineering in Höchberg ferngesteuert. Desgleichen wurden die Daten über das Internet übertragen und in Höchberg ausgewertet. Die Hydraulik, mit der die Extremlasten eingebracht wurden, wurde von Fraunhofer IWES betrieben.

Nacheinander wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Referenzmessungen, gleichzeitig Beobachtungen zur Bodendegradation
- Lastveränderungen, Veränderung der EOCs
- Steifigkeitsverlust der Tragstruktur, Schaden
- Einfluss von marinem Bewuchs, Veränderung der EOCs
- Kolkbildung, Schaden
- Schiefstellung durch Extremlasten, Schaden

Die oben genannten Messungen wurden teilweise miteinander kombiniert.

4 Möglichkeiten des Structural Health Monitoring, SHM

4.1 Referenzmessungen und Bodendegradation

Die Referenzmessungen wurden mit einer Shakeranregung in Form eines weißen Rauschens von 2 bis 50 Hz und einer Kraft von 400 N, später von 350 N bzw. 250 N (RMS) durchgeführt.

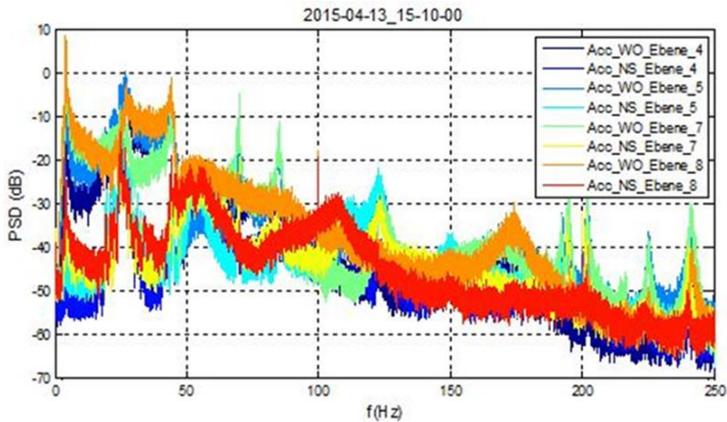


Abbildung 3: Leistungsdichtespektren der Strukturantwort infolge von Schwingungsanregung durch Rauschen von 2 bis 50 Hz mit dem elektrodynamischen Shaker und einer Kraft von 350 N

Bei diesen mehrere Tage dauernden Referenzmessungen kam es zu signifikanten Veränderungen der ersten Eigenfrequenz des Pfahles, die bei ca. 4,3 Hz lag (vgl. Abbildung 4). Diese Beobachtung, die wir als initiale Bodendegradation bezeichnet haben, widerspricht den bekannten Verhältnissen in marinen Sedimenten [Link 2015]. Ob dieses versuchsspezifische Bodenverhalten auf das Einvibrieren des Monopiles, auf fehlenden Wasserdruck, unvollständige Wassersättigung des Sediments, höhere Frequenzen oder andere Ursachen zurückzuführen ist, konnte noch nicht abschließend geklärt werden. Im weiteren Verlauf des Experiments konnten jedoch später Ansätze der charakteristischen Bodenverfestigungen gemessen werden.

Während der Referenzmessungen wurde als vordergründige Ursache der initialen Degradation das relativ hohe Niveau der Anregung, die das Bodengefüge in der unmittelbaren Umgebung des Pfahles lockerte, identifiziert. Möglicherweise wurde dieses Phänomen durch die Lockerung des Sandes beim Einvibrieren des Pfahles ermöglicht. Da nach dem Einvibrieren sofort mit den Shakerversuchen begonnen wurde, kam es nicht zu einer Bodenverfestigung durch Setzung. Bei der von [Link 2015] beschriebenen Verfestigung des Sediments während des längeren Betriebs von Offshore-Windenergieanlagen handelte es sich um eingerammte Pfähle.

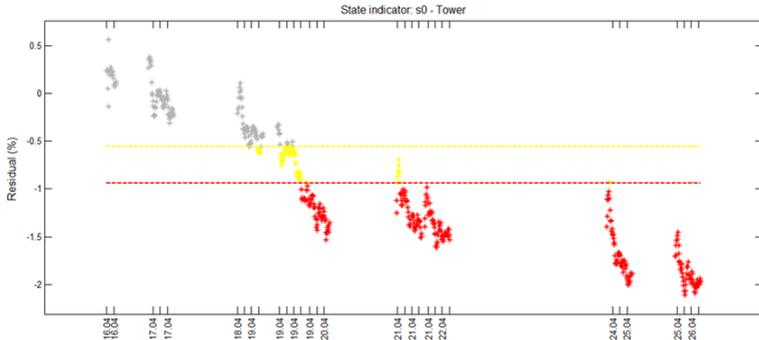


Abbildung 4: Veränderung der ersten Eigenfrequenz als Folge von Bodendegradation

Angesichts der ausgeprägten Veränderungen des Bodens war es evident, dass minimale Signaländerungen, die durch beginnende Schäden verursacht werden, von der Bodendegradation maskiert werden. Deshalb wurde das Anregungsniveau des Shakers auf 250 N (RMS) reduziert. Dadurch wurde die Bodendegradation deutlich abgemindert.

Abbildung 5 zeigt anhand der Zeitreihe aller Messungen die Veränderung der ersten Eigenfrequenz des Monopiles in Abhängigkeit der unterschiedlichen Änderungen vom Steifigkeitsverlust des Pfahles über Kolkbildung bis hin zur Schiefstellung.

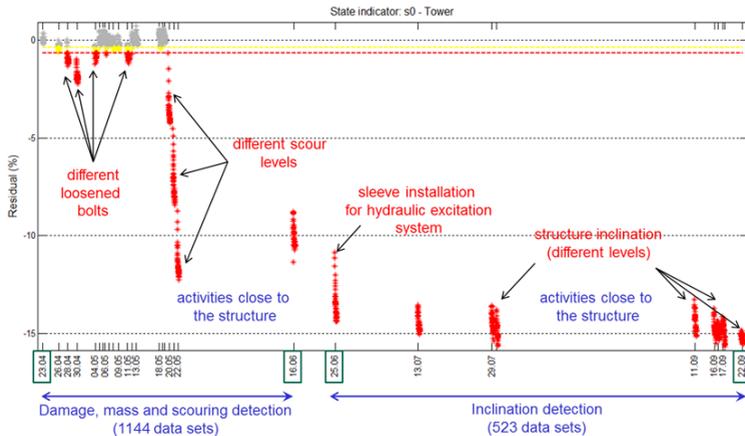


Abbildung 5: Überblick über alle Messungen anhand der Veränderung der ersten Eigenfrequenz

4.2 Steifigkeitsverlust des Pfahls

Unterschiedlich starke Strukturschädigungen wurden mit Hilfe eines Flansches (20 Schrauben) zwischen Pfahl und Turm kontrolliert in die Struktur eingebracht. Durch Lockerungen von 2, 4 und 6 Schrauben, die mit Kontermuttern gegen Klappern – und damit eine Verfälschung der Signale – gesichert waren, war der Steifigkeitsverlust reproduzierbar. Aus Sicherheitsgründen wurden die gelockerten Schrauben nicht vollständig entfernt, sondern blieben mit einer kleinen Restspannung in ihrer Position (vgl. Abbildungen 6b und 7b).

Die Methode, die sich auf Veränderungen von 4 Eigenfrequenzen stützt, kann einen Steifigkeitsverlust, entstanden durch 4 oder 6 gelockerte Schrauben, sehr gut erkennen (vgl. Abbildung 6a). Die Detektion des geringfügigen Steifigkeitsverlustes, der durch zwei gelockerte Schrauben entsteht, ist in beschränktem Maß ebenfalls möglich, allerdings ist der Unterschied zum ungeschädigten Zustand nicht sonderlich signifikant.

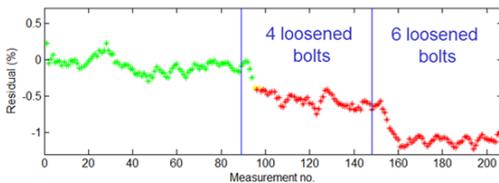


Abbildung 6: Auswirkung von gelockerten Schrauben am Flansch

(a) Entwicklung des SSI-COV-basierten Indikators

(b) Flansch mit 4 gelockerten Schrauben

Die NSFD-basierte Methode kann alle drei Schädigungsstadien mit 2, 4 oder 6 gelockerten Schrauben gut erkennen (vgl. Abbildung 7).

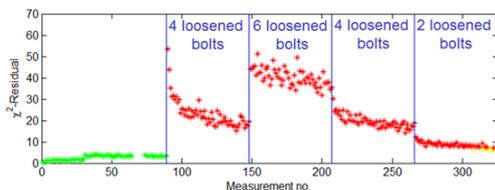


Abbildung 7: Auswirkung von gelockerten Schrauben am Flansch

(a) Entwicklung des NSFD-basierten Indikators

(b) Flansch mit 2 gelockerten Schrauben

4.3 Bewuchs

Die Simulation von marinem Bewuchs ist nur sehr eingeschränkt möglich. Zusatzmassen sollten den Einfluss von Bewuchs nachstellen. Dabei konnte der veränderte Strömungswiderstand oder Auftrieb bei Bewuchs mit Blasantang nicht simuliert werden. Die Annahme der Massenzunahme gilt nur für den Sonderfall, dass sich Bewuchs im Tidewasserbereich bildet und bei Niedrigwasser in der Luft hängt und somit als zusätzliche Masse den Pfahl belastet. Es wurden drei Zusatzmassen in Höhe von 4, 20 und 30 kg in Flanschnähe am Turm befestigt. Die schwingende Masse von Pfahl, Turm plus Shaker lag bei ca. 1 t.

Die NSFD-basierte Methode konnte die massebezogenen Änderungen gut erkennen (vgl. Abbildung 8). Dagegen erwies sich die SSI-Methode als wenig geeignet, um derart kleine Massenänderungen sicher anzuzeigen. Der Bewuchs einer Struktur ist kein Schaden, vielmehr gehört er in die Gruppe der Veränderungen bei den EOCs. Wenn die Auswirkung von Bewuchs im NSFD-Indikator nicht kompensiert werden kann, können damit die Signalveränderungen, die durch kleine Schäden wie z. B. der Lockerung von 2 Schrauben verursacht werden, maskiert werden. Im NSFD-Indikator sind die Signaländerungen infolge einer Zusatzmasse von 4 kg und dem Lockern von 2 Schrauben recht ähnlich (vgl. dazu Abbildungen 7a und 8a).

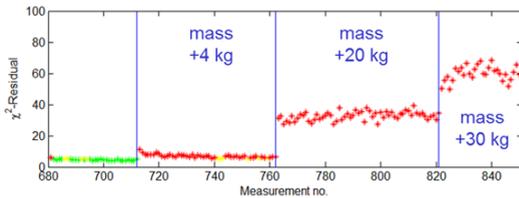


Abbildung 8: Auswirkung unterschiedlicher Zusatzmassen

(a) Entwicklung des NSFD-basierten Indikators

(b) 4/20/30 Kg Zusatzmasse

4.4 Kolkbildung

Eine Kolkbildung verändert die Randbedingungen der Struktur. Die Einbindetiefe und damit der Kontaktbereich zwischen Sediment und Pfahl werden verringert. Das wirkt sich auf die Standfestigkeit aus. Im Verlauf der Experimente wurde die Auskolkung durch Abgraben von Sand mit verschiedenen Tiefen von 30 cm, 60 cm und 80 cm hergestellt.

Die Auswirkungen der Auskolkung auf beide hier betrachteten Schadensindikatoren ist immens (vgl. dazu die Abbildungen 9 und 10). Es ist deshalb zu vermuten, dass eine Auskolkung, die gleichzeitig mit anderen Strukturveränderungen wie einem strukturellen Steifigkeitsverlust auftritt, absolut dominant ist. Möglicherweise ist die Dominanz derart groß, dass schwächere Schadenssignale maskiert werden. In solchen Fällen ist es wichtig, dass die Algorithmen zur Schadensdetektion entweder den Kolkbildungseffekt z. B. durch Hinzuziehen von Inklinationmessungen erkennen und kompensieren können oder dass nach Abschluss einer Kolkbildungsphase die Referenzen nachgezogen werden. Es ist jedoch zu bedenken, dass die Kolkbildung bei Sturmereignissen oder veränderten Strömungen wieder aufleben kann. Gegebenenfalls kann eine Überprüfung der Kolkentiefe mit anderen Methoden wie z. B. mit einem Echolot eine sinnvolle Ergänzung sein.

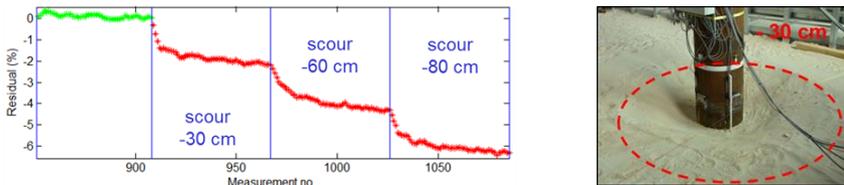


Abbildung 9: Signaländerung durch Auskolkung

(a) Veränderung des SSI-COV-basierten Indikators

(b) 30 cm tiefer Kolk

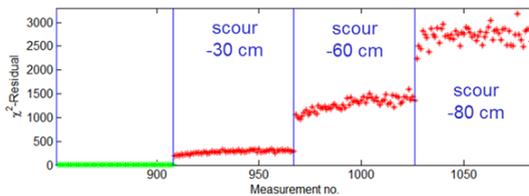


Abbildung 10: Veränderung des NSFD-basierten Indikators

4.5 Schiefstellung

Extreme Lasten wie z. B. Sturmereignisse, 50-Jahreswellen bzw. -böen etc., die u. U. zu einer Schiefstellung des Turms führen können, wurden im Versuch von der Hydraulik dargestellt. Die Hydraulikaktuatoren wurden erst im Verlauf des Experiments an den Turm angekoppelt. Das als Anschlussstück verwendeten Rohrklammern (sleeve) hatte eine Masse von ca. 50 kg, die Auswirkung dieser Strukturveränderung durch eine zusätzliche Masse und Veränderung der Lagerung ist in Abbildung 11 dargestellt.

Eingehendere Untersuchungen zur Schiefstellung wurden von Fraunhofer IWES durchgeführt [Spill et. al., 2016]. Das SHM-System von Wölfel Engineering hat die Neigung des Pfahles bzw. Turmes aufgezeichnet und ausgewertet.

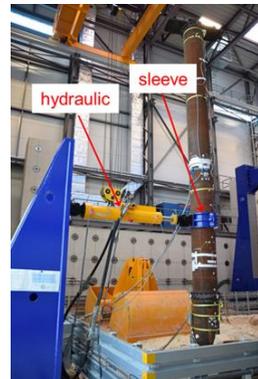
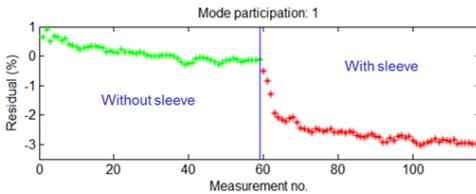


Abbildung 11: Installation des Hydraulikaktuators zur exzentrischen Belastung der Struktur

(a) Veränderung der 1. Eigenfrequenz

(b) Struktur mit Hydraulikaktuator und Anschlussstück (sleeve)

Das untere Diagramm in Abbildung 12 zeigt, dass die bleibende Neigung nach jeder hydraulischen Belastung höher war als zu Beginn. Durch die Shakeranregung (Abbildung 12 oben) wurde die Struktur teilweise wieder senkrecht gestellt. Der Einfluss der Struktur- anregung auf die Kopplung von Struktur und Boden kommt in den Veränderungen der ersten Eigenfrequenz zum Ausdruck. Jedoch ist es kaum möglich, mit den hier vorgestellten Methoden der Schadensdetektion Effekte von Steifigkeitsänderung und Neigung zu tren-

nen, Deshalb ist in diesem Fall eine direkte Auswertung der Neigungssensoren vorzuziehen.

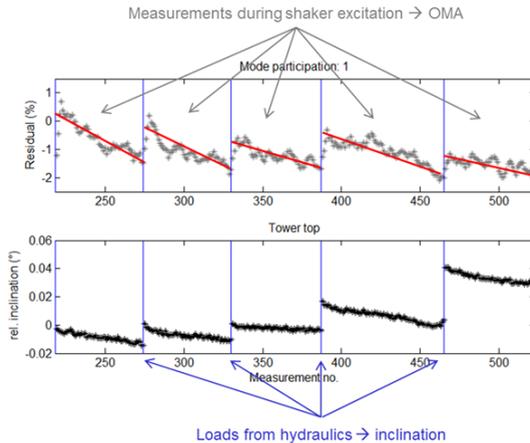


Abbildung 12: Strukturneigung bei Shakeranregung (oben) und hydraulischer Belastung (unten)

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Sensitivität von zwei unterschiedlichen Methoden der Stochastic Subspace Identification für SHM von Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen wurde im Zug eines Großversuchs untersucht. Ein Monopile mit aufgesetztem Turm im Maßstab 1:10 und einem als Gondel einer Windenergieanlage fungierenden Shaker wurden unter folgenden Bedingungen getestet: Referenzmessung des ungeschädigten Zustandes, Steifigkeitsverlust der Struktur, Bewuchs, Kolkbildung, Betriebs- und Extremlasten, Bodendegradation und Schiefstellung.

Die Versuchsergebnisse beweisen, dass beide Methoden sensitiv sind im Hinblick auf Strukturschäden mit kleinen Steifigkeitsveränderungen (2 gelockerte Schrauben). Sie sind extrem sensitiv bezüglich von Auskolkungen und Veränderungen bei der Standfestigkeit. Die NSFD-basierte Methode reagiert auch bei Veränderungen der Masse sensitiv.

Generell kann man feststellen, dass das SHM-System mit beiden dargestellten Schadensindikatoren sensitiver ist bezüglich der Einbindung der Struktur in das Sediment als gegenüber einem Steifigkeitsverlust der Struktur selbst. Für das Monitoring von Strukturver-

änderungen einer Offshore-Windenergieanlage bei gleichzeitigen erheblichen Veränderungen der Einbindung in das umgebende Sediment sind stochastic subspace Schadensindikatoren gut geeignet.

Der hier dargestellte Versuch ist die Grundlage für die Entwicklung eines SHM-Systems für die Überwachung von Offshore-Gründungen (vgl. Abbildung 13). Zu den hier dargestellten Auswertemethoden kommen eine geeignete, seefeste Sensorik, Elektronik und Rechnertechnik für die Datenhaltung und Kommunikation und Informationen über verschiedene Parameter aus dem Betrieb der Anlage und zu den Umweltbedingungen.

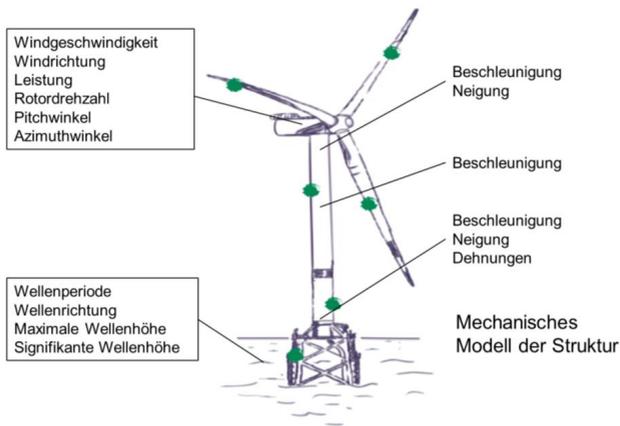


Abbildung 13: Konfiguration des SHM-Systems für Offshore-Gründungen

6 Danksagung

Gefördert durch:



**Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie**

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Vorhaben UnderwaterINSPECT wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 03SX345A gefördert.

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

7 Literatur

Basseville, M.; Abdelghani, M.; Benveniste, A.: Subspace-based fault detection algorithms for vibration monitoring, in *Automatica*, 36, 101-109, 2000.

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH: Standard, Untersuchung der Auswirkungen von Offshore-Windenergieanlagen auf die Meeresumwelt, StUK 3, 2007.

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH: Standard Konstruktion, Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), 2015

Friedmann, H.; Eppler, J.; Kohlmeier, M.; Weinacht, B.; Winkel, G.: UnderwaterINSPECT - Technologien zur zuverlässigen und effizienten Prüfung von Unterwasser-Tragstrukturen an Offshore-Windenergieanlagen, in: Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2015, S. 97 – 112, Jülich 2015, Schriftenreihe Projektträger Jülich

Fritzen, C.-P.; Klinkov, M.; Kraemer, P.: Vibration-Based Damage Diagnosis and Monitoring of External Load, in *New Trends in Structural Health Monitoring*, 542, Springer, 2013a.

Fritzen, C.-P.; Kraemer, P.; Büthe, I.: Vibration-based Damage Detection under Changing Environmental and Operational Conditions, *Advances in Science and Technology*, 83, 2013b, S. 95-104.

Kraemer, P.: Damage diagnosis approaches for structural health and condition monitoring of offshore wind energy plants, PhD Thesis, University of Siegen, Siegen 2011.

Kraemer, P.; Friedmann, H.: Vibration-based structural health monitoring for offshore wind turbines – Experimental validation of stochastic subspace algorithms, in: *Int. Journal of Wind and Structures*, Vol. 21, 2015, Nr. 6, S. 693-707.

Link, M.: freundliche mündliche Mitteilung, 2015.

Overschee P. van; De Moor, B.: Subspace Identification for Linear Systems, Theory, Implementation, Applications, Kluwer Academic Publishers, 1996.

Peeters, B.; De Roeck, G.: Reference-Based Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis, in *Mechanical Systems and Signal Processing*, 12(6), S. 855-878, 1999.

Sohn, H.: Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring, in: *Philosophical Transactions of the Royal Society*, Vol. 365, 2007, S. 539 – 560.

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Kraemer, P.; Friedmann, H.: Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen, *Messen in der Geotechnik 2016, 17.-18.03.2016 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2016.*

Autoren

Dr. rer. nat. Herbert Friedmann	friedmann@woelfel.de
Dr.-Ing. Peter Kraemer	kraemer@woelfel.de
Dr.-Ing. Carsten Ebert	ebert@woelfel.de
Wölfel Engineering GmbH + Co. KG	www.woelfel.de
Max-Planck-Str. 15, 97204 Höchberg	Tel.: +49 931 49708-360

Dr.-Ing. Martin Kohlmeier	martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de
Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik IWES	www.iwes.fraunhofer.de
Merkurstr. 13, 30419 Hannover	Tel.: +49 511 762-17670

*Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*

**Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGB-TUBS.de
als PDF heruntergeladen werden!**

- | | | |
|--------|------------------------------|---|
| Nr. 1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976 |
| Nr. 2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 |
| Nr. 3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen
Dissertation, 1979 |
| Nr. 4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik
Dissertation, 1980 |
| Nr. 5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum
Dissertation, 1982 |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen , 1982 |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen
Dissertation, 1982 |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde
Dissertation, 1983 |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts
1984 |

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**
1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**
Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgeordneten Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**
- Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen,** Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen,** Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer,** Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen,** Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton – Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Plaßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme**
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Plaßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs, T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs, T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002
- Qualitätssicherung und Innovation**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 84 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M.; Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2007**
 Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85 Kluge, K. **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations**
 – **Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
- Nr. 86 Fritsch, M. **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in**
 dynamisch belasteten Pfählen, Dissertation, 2008
- Nr. 87 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2008**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2009**
 Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89 Schmitt, J. **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges**
 beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild
 Dissertation, 2009
- Nr. 90 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2009**
 Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91 Kimme, N. **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas**
 – **Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**
 Dissertation, 2009
- Nr. 92 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2010**
 Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
- Nr. 93 Schallert, M. **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung**
 der Struktur von Betonpfählen, Dissertation, 2010
- Nr. 94 Stahlmann, J.
 Fischer, J.
 Zahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2011**
 Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
- Nr. 95 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2011**
 Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J.
 Zahlmann, J.
 Sychla, H. **Pfahl-Symposium 2013**
 Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
- Nr. 97 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2013**
 Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013

- Nr. 98 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2014**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2014
Bruns, B.; Kuhn, C.
- Nr. 99 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2015**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2015
Stein, P.; Sychla, H.;
Zahlmann, J.
- Nr. 100 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2015**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 30. September und
01. Oktober 2015
- Nr. 101 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2016**
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 2016
Stein, P.

Pfahl-Symposium 2017

Fachseminar am 23. und 24. Februar 2017
an der TU Braunschweig

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet jeweils im Frühjahr der ungeraden Jahre ein zweitägiges Fachseminar zum Thema Pfähle. Die Tagung wendet sich an Mitarbeiter aus bauausführenden Unternehmen, Ingenieurbüros, Forschungseinrichtungen und Behörden.

Es erfolgt hiermit ein CALL FOR PAPERS für die Tagung bis zum 05.10.2016. Mitteilung der ausgewählten Beiträge am 25.10.2016. Termin für die schriftliche Abgabe der ausgewählten Beiträge ist der 30.01.2017.

Die einzureichenden Beiträge sollten aus dem Fachgebiet des Designs, der Herstellung und der Nutzung von Pfählen in der Geotechnik und in eine der nachfolgend aufgeführten Kategorien einzuordnen sein:

- Entwicklung und Anwendung neuer Richtlinien oder Normen
- Neu- und Weiterentwicklung von Pfahlsystemen
- Pfahlherstellung und Qualitätskontrolle
- in situ Messungen
- Numerische Auswerte- und Simulationsverfahren
- Fallbeispiele aus dem Spezialtief- und Offshorebau

Von den einzureichenden Beiträgen erbitten wir eine aussagekräftige Kurzfassung bis zum **05.10.2016** per E-Mail an p.stein@tu-braunschweig.de

Für weitere Informationen stehen Ihnen Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann (+49 531 39162002) und Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein (+49 531 39162017) jederzeit gern zur Verfügung.

www.pfahl-symposium.de

CALL FOR PAPERS

Pfahl-Symposium 2017

Fachseminar am 23. und 24. Februar 2017
an der TU Braunschweig

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet jeweils im Frühjahr der ungeraden Jahre ein zweitägiges Fachseminar zum Thema Pfähle. Die Tagung wendet sich an Mitarbeiter aus bauausführenden Unternehmen, Ingenieurbüros, Forschungseinrichtungen und Behörden.

Es erfolgt hiermit ein CALL FOR PAPERS für die Tagung bis zum 05.10.2016. Mitteilung der ausgewählten Beiträge am 25.10.2016. Termin für die schriftliche Abgabe der ausgewählten Beiträge ist der 30.01.2017.

Die einzureichenden Beiträge sollten aus dem Fachgebiet des Designs, der Herstellung und der Nutzung von Pfählen in der Geotechnik und in eine der nachfolgend aufgeführten Kategorien einzuordnen sein:

- Entwicklung und Anwendung neuer Richtlinien oder Normen
- Neu- und Weiterentwicklung von Pfahlsystemen
- Pfahlherstellung und Qualitätskontrolle
- in situ Messungen
- Numerische Auswerte- und Simulationsverfahren
- Fallbeispiele aus dem Spezialtief- und Offshorebau

Von den einzureichenden Beiträgen erbitten wir eine aussagekräftige Kurzfassung bis zum **05.10.2016** per E-Mail an p.stein@tu-braunschweig.de

Für weitere Informationen stehen Ihnen Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann (+49 531 39162002) und Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein (+49 531 39162017) jederzeit gern zur Verfügung.

www.pfahl-symposium.de

CALL FOR PAPERS