

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Periodical Part, Published Version

Stahlmann, Joachim (Hg.)

Messen in der Geotechnik 2020: Fachseminar am 20./21. Februar 2020

Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

Technische Universität Braunschweig Institut für Geomechanik und Geotechnik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/108323>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Stahlmann, Joachim (Hg.) (2020): Messen in der Geotechnik 2020: Fachseminar am 20./21. Februar 2020. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, Institut für Geomechanik und Geotechnik (Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, <https://doi.org/10.24355/dbbs.084-201912181435-0>).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Mitteilung des Instituts
für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 110



Messen in der Geotechnik 2020

Fachseminar: 20./21. Februar 2020

Organisation:

Nils Hinzmann, M.Sc.
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein
Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann

Braunschweig 2020

VORWORT

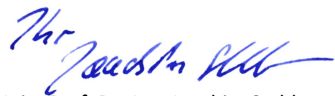
Das Institut für Geomechanik und Geotechnik der Technischen Universität Braunschweig (IGG-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum dreizehnten Mal das Fachseminar *Messen in der Geotechnik*. Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge, das große Interesse an den Tagungsbänden 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 Anwendung aber auch der Weiterentwicklung von Messgebern im erfolgreichen Einsatz dieser Messtechnik zur Beantwortung vielfältiger geotechnischer sowie geomechanischer Fragestellungen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen.

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 Nils Hinzmann, M.Sc., Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein und Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann. 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* im nächsten Jahr begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2020



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Fluch und Segen von Messungen in der Geotechnik Erfahrungen am Projekt Stuttgart 21 – Neubau Hauptbahnhof H. Jud, G. Lomo	1
Die Ménard-Pressiometrie zur Bestimmung von Baugrundkennwerten für Setzungsprognosen und Tragfähigkeitsberechnungen von Flach- und Tiefgründungen C. Tinat, S. Knoche	19
Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern – versuchstechnische und rechnerische Untersuchungen M. Rebhan, R. Marte, F. Tschuchnigg, A. Vorwagner, M. Kwapisz	47
Besondere Anforderungen an Setzungsprognose und Messverfahren am Beispiel des Teilchenbeschleunigers FAIR W. Kissel, M. Vamos, H. Ramm, O. Reul	69
Monitoring bei Vereisungsmaßnahmen B. Bruns, C. Kuhn, C. Perl	87
Aspekte des Monitorings in der Betriebsphase eines Tiefenlagers und bei einer potentiellen Rückholung V. Mintzlauff, J. Stahlmann	103
Messtechnische Instrumentierungen und Osterberg-Tests bei Deutschlands tiefsten Bohrpfählen H. Sychla, E. Tieleman, R. Quaas	121
Empfehlungen zur Bewertung von Integritätsprüfungen an tiefen Pfählen K. Beckhaus	147
Ausführungsbegleitende Qualitätsüberwachung von Schlitzwandfugen mit dem Fugeninspektor N. Schneider	165
Neue Erkenntnisse zur Frischbetondruckentwicklung in Schlitzwänden H. Nissen, M. Herten, M. Pulsfort	189
Validation of CPT-based initial soil stiffness in sand for offshore wind jacket piles L. Bom, S. Siedler, J. Tautz-Weinert	207
Messung und Simulation der Biegeeigenfrequenz eines lateral gebetteten Stahlrohrpfahls P. Stein	229

Online Monitoring bei Offshore Plattformen zur Vermeidung von Strukturschäden E. Wisotzki, C. Rach, P. Furtner, M. Stöger	245
Kontinuierliche Online-Auswertungen großer Datenmengen während des Deformationsprozesses gewährleisten die sichere Objektüberwachung T. Paßlick	265
Messtechnische Ausrüstung von Betonstopfsäulen bei Probelastungen M. Lerch, T. Neidhart, M. Bubenicek	275
Verwendung faseroptischer Messtechnik im Zuge wiederholter Eignungsprüfungen an Verpressankern F. Heidenreich, M. Herten, D. Hofmann, F. Basedau	297
Zum Messen der Bewegungen und Verformungen einer Tragbohle im Zuge einer schweren Rammung J. Beußé, J. Grabe	325
Überwachung gravitativer Naturgefahren mit Datenfunk-Netzwerken D. Naterop, V. Caci	335
Technical insights into 40 years experiences with inclinometer measurement J. Schneider-Glötzl, F. Karimi	353
Flächige Spannungsmessungen im Boden mittels Spannungspads E. Bordbar, A. Emersleben, N. Meyer	373
Structural Intelligence – Erschütterungsmessung leichtgemacht J. Kühne, C. Ebert, M. Gündel	391
Heftübersicht des IGG-TUBS	403

Fluch und Segen von Messungen in der Geotechnik Erfahrungen am Projekt Stuttgart 21 - Neubau Hauptbahnhof

Dipl.-Ing. Holger Jud

Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

DEA MAISE ENS de Cachan / ENPC de Paris Gabriel Lomo

DB Projekt Stuttgart Ulm GmbH

1 Zusammenfassung

Seit 2012 baut die DB PSU im Rahmen des Bahnprojekts Stuttgart–Ulm einen neuen Bahnhof nebst Tunnelbauwerken in der Stuttgarter Innenstadt. Das insgesamt knapp 900 m lange und bis etwa 80 m breite Bauwerk bindet über die gesamte Länge in den Untergrund ein, quert die Hauptverkehrsadern im Stuttgarter Talkessel, unterfährt ein denkmalgeschütztes Bauwerk und liegt zwischen setzungsempfindlichen Bauwerken. Insbesondere aus Gründen des Grundwasserschutzes sind auch bei der Wahl der Gründung der hochbelasteten Bauwerksstützen Einschränkungen für die Pfahlgründung gegeben, die gesonderte Lösungen erfordern. Auf Grund dieser Randbedingungen wurden und sind umfangreiche Messprogramme mit unterschiedlichen Zielsetzungen installiert.

In diesem Beitrag werden keine ausführliche Ergebnisse von den derzeit laufenden messtechnischen begleitenden Untersuchungen vorgestellt, sondern es wird anhand von verschiedenen Messprogrammen die Zielsetzung, die Planung, die bautechnische Umsetzung, die Messwertauswertung sowie der Erfolg der Messungen erläutert und kritisch bewertet. Im Vortrag werden einige Fallbeispiele detaillierter vorgestellt.

2 Projektvorstellung

Der Streckenabschnitt zwischen Stuttgart und Ulm erfüllt im Netz der DB Netz AG wichtige Aufgaben sowohl im Fern- als auch im Regionalverkehr und gehört zu den besonders stark belasteten Gleisstrecken. Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm umfasst den Neubau des Stuttgarter Bahnknotens, den Bau der Schnellfahrstrecke Wendlingen–Ulm, ein umfassendes Städtebauprojekt und den Aus- und Neubau verschiedener weiterer Bahnhöfe. Die Gesamtmaßnahme wurde in die Abschnitte "Bahnprojekt Stuttgart 21" und "Neubaustrecke Wendlingen – Ulm (NBS)" unterteilt.

Insgesamt wird beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm eine Gesamtstreckenlänge von knapp 120 km realisiert, wobei mit rund 64 km etwas mehr als die Hälfte der Trassenlänge auf Tunnelstrecken und Durchlässe entfallen. Neben den insgesamt 25 Tunneln bzw. Durchlässen werden 55 Brückenbauwerke errichtet.

Der PFA 1.1. - Stuttgarter Hauptbahnhof mit Bahnhofshalle sowie Tunnelbauwerke

Als besonderes Merkmal im Gesamtprojekt ist im Rahmen des Planfeststellungsabschnitts 1.1 (PFA 1.1) die Umwandlung des Stuttgarter Hauptbahnhofs von einem Kopfbahnhof in einen Durchgangsbahnhof hervorzuheben. Der PFA 1.1 reicht bis an die Ränder des Stuttgarter Talkessels heran und wird in offener Bauweise mit einigen herausfordernden Maßnahmen zur Unterfangung des Bestandsgebäudes der ehemaligen DB-Direktion hergestellt. Planung und Bauausführung erfolgen in drei Bereichen (Abbildung 1) mit insgesamt 20 Bauabschnitten (BA, Abbildung 2):

- **DB-Tunnel Nordkopf** (BA 01 bis BA 08), der als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 227 m und einer Breite von 45 m bis 73 m im Nordwesten an die beiden bergmännischen Tunnel des PFA 1.5 Richtung Stuttgart-Feuerbach und Stuttgart-Bad Cannstatt und im Südosten an die Bahnhofshalle anschließt,
- **DB-Tunnel Südkopf** (BA 19/20 bis BA 25), der ebenfalls als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 200 m und einer Breite von 48 m bis 73 m von den beiden bergmännischen Tunneln des PFA 1.2 Richtung Stuttgart-Flughafen und Stuttgart-Untertürkheim im Südosten zur Bahnhofshalle im Nordwesten führt, sowie die
- **Bahnhofshalle** (BA 09 bis BA 18), die sich mit einer Länge von 447 m und einer Breite von rund 80 m etwa rechtwinklig (Abbildung 3) zu den bestehenden Gleisanlagen des alten Kopfbahnhofes erstreckt. Die Bahnhofshalle wird als Gesamtbauwerk (bestehend aus Gründung, Trog und Schalendach) betrachtet und basiert auf einem Entwurf der ingenhoven architects und besticht insbesondere durch ihre architektonische Ästhetik mit der Struktur des Schalentragwerks. Tagsüber wird sie mittels großer Lichtaugen mit natürlichem Licht beleuchtet (Abbildung 4), zugleich kommunizieren die Lichtaugen die Präsenz des unterirdischen Bahnhofs an die Passanten darüber (Abbildung 5, Abbildung 6). Zum Trog gehören die Sohlplatte, die nördlichen und die südlichen Trogwände sowie die westlichen und die östlichen

Brillenwände. Im Bereich der Gleise ist die Sohlplatte etwa 1,25 m und im Bereich der Bahnsteige etwa 2,5 m dick.

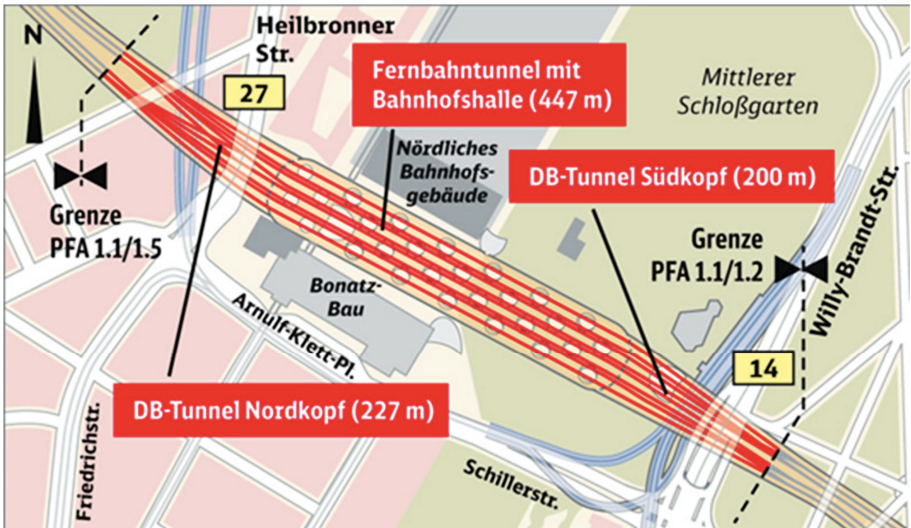


Abbildung 1: PFA 1.1, Unterteilung

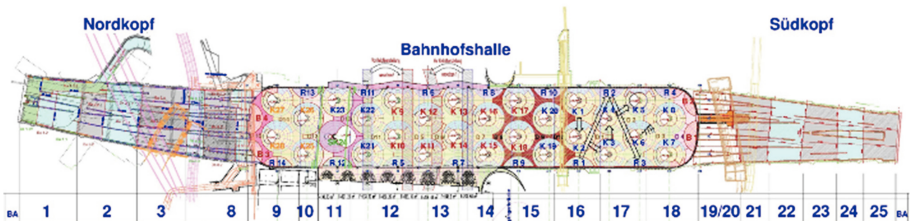


Abbildung 2: PFA 1.1, Bauabschnitte



Abbildung 3: Lage Durchgangsbahnhof



Abbildung 4: Bonatzbau, Lichtaugen



Abbildung 5: "Innenansicht" Bahnhof



Abbildung 6: "Außenansicht" Bahnhof

3 Baugrund und Grundwasser, Gründungskonzept

3.1 Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund im Bereich der Talquerung, also der Bahnhofshalle und der anschließenden Kopfbauwerken, wird maßgeblich durch die Schichten des Gipskeupers bestimmt, die an den Talrändern bereits oberflächennah anstehen und im Taltiefsten durch zum Teil von bis rund 15 m mächtigen quartären Ablagerungen überlagert werden (Abbildung 7).

Im Süden der Bahnhofshalle sind die quartären Schichten durch die Ablagerungen des heute verdolten Nesenbachs geprägt und von geringer Tragfähigkeit. Im Norden dagegen liegen überwiegen sogenannte Sauerwasserablagerungen, die in unterschiedlicher Form als Sauerwassersand, als Kalk- und Tonschlamm oder als Travertin in teils mächtigen Sinterterrassen angetroffen werden.

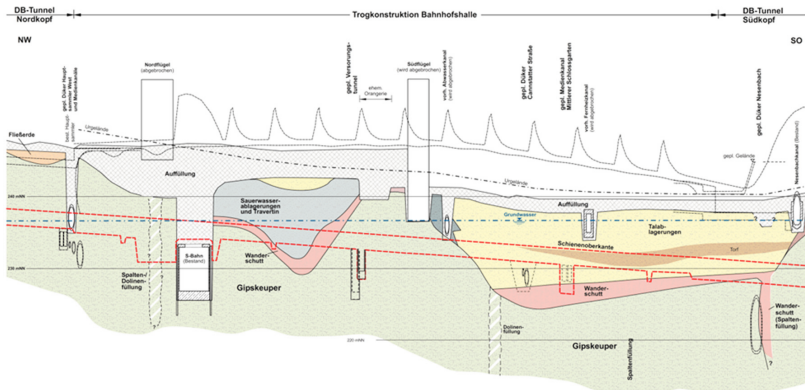


Abbildung 7: Geologischer Längsschnitt

In großen Bereichen der Baugrube für die Talquerung werden die Schlufftonsteine des Gipskeupers angeschnitten, die in Höhe der Baugrubensohle stratigrafisch meist den Dunkelroten Mergeln zugeordnet werden können. Häufig sind die Schlufftonsteine durch Auslaugungsvorgänge verstürzt und sind zu einem halbfesten, teils auch weichen Schluff verwittert. Sie stehen - meist hin zu den Talrändern - aber auch als mürber Fels an.

Die stratigrafisch unterste Sicht des Gipskeupers, die sogenannten Grundgipsschichten, stellen für bauliche Maßnahmen aus Sicht des Heilquellenschutzes im Baufeld der Talquerung die untere Begrenzung dar. Hieraus ergeben sich teils Längenbeschränkungen für Pfähle auf weniger als 10 m. Grundwasser im quartären Grundwasserleiter steht im Taltiefsten rund 4 m bis 5 m unter Gelände und bis etwa 8 m oberhalb der Bauwerksohle an.

3.2 Gründungskonzept

Maßgebend für das Gründungskonzept sind die strengen Projektanforderungen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit. Zur Begrenzung der Zwangssbeanspruchungen in der Dachkonstruktion, für die Ebenheit des Gleises bzw. der Bahnsteige und zur Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen an die Trogkonstruktion sind gemäß UiG (Unternehmensinterne Genehmigung) der DB AG folgende Vorgaben im Hinblick auf zulässige Verformungen einzuhalten:

- Gesamtsetzungen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 30 mm, und

- Setzungsdifferenzen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 10 mm auf 20 m Länge.

Im Bereich des PFA 1.1 liegt folgendes Gründungskonzept vor:

a. DB-Tunnel Nordkopf: Planmäßig Flachgründung, lokal Bohrpfähle

Die Tunnelkonstruktion wird im Bereich des Nordkopfs planmäßig im Gipskeuper flach gegründet. Die Abtragung der Traglasten im Bereich der zwei den Nordkopf unterquerenden Stadtbahntunnel erfolgt über Bohrpfähle seitlich und zwischen den Tunnelröhren. Die temporäre Stützung im Rahmen der Deckelbauweise in der Heilbronner Straße und zur Unterfangung des Gebäudes der DB-Direktion erfolgt über Bohrpfähle.

b. Bahnhofshalle: "Mischgründung" aus Bodenplatte und Pfählen

In diesem Abschnitt werden die Lasten anteilig über die Bodenplatte und die Gründungspfähle abgetragen. Im gesamten Bauwerksbereich sind, bis auf wenige Ausnahmen wie z.B. im Bereich der S-Bahn-Querung, ausschließlich Ortbetonrammpfähle zur Setzungsreduktion vorgesehen. Um die Bauwerklasten in den Baugrund gezielt einzuleiten, sind Pfähle unter den Kelchstützen in Pfahlgruppen und unter den Außenwänden linien- bzw. reihenweise angeordnet.

c. DB-Tunnel Südkopf: Flachgründung mit Bohr- und Ortbetonrammpfählen

Das Tunnelbauwerk Südkopf wird mittels Flachgründung mit Pfählen zur Setzungsminderung gegründet. Dazu sind in ausgewählten Bereichen, Bohrpfählen und Ortbetonrammpfählen (insbesondere im Bereich der angetroffenen Dolinen) sowohl als Gründungspfähle als auch zur Baugrundverbesserung niedergebracht.

4 Grundsätzliche Ziele der derzeit umgesetzten Messprogramme

Die gesamte Baumaßnahme des PFA 1.1. ist der Geotechnischen Kategorie GK 3 zugeordnet, sodass sowohl an den geplanten Bauwerken (Bahnhofshalle, DB-Tunnel Nord- und Südkopf), den im Bereich der Bahnhofshalle bis zu 12 m und bei den Kopf- und Querungsbauwerken bis über 20 m tiefen Baugruben als auch an den angrenzenden Bauwerken Messungen, auch im Zusammenhang mit den Gewerken des Spezialtaubaus, durchgeführt werden. Das Ziel einiger der konzeptionierten Messprogramme soll dabei u.a. der Überprüfung der Berechnungsannahmen, insbesondere im Hinblick auf die

Wechselwirkung Bauwerk-Baugrund, sowie der Anpassung ggfs. der Korrektur der numerischen Prognosen dienen. Mit Hilfe von geeigneten Messverfahren soll ebenso das Tragverhalten kritischer Bauteile in Bezug auf ihre Standsicherheit oder Gebrauchstauglichkeit überwacht werden und den Anforderungen der zu beachtenden Regelwerke genügen. Ebenso sollen die Belange des Bauherrn hinsichtlich finanzieller Auswirkungen, Bauablauf und Termine berücksichtigt werden.

In diesem Spannungsfeld sind die erforderlichen Messprogramme zu planen und die Grenzwerte mit den zugehörigen Maßnahmen festzulegen.

Die Vielzahl der auf dem Markt vorhandenen Messverfahren lässt Möglichkeiten für die Erfassung diverser Messgrößen zu, wobei die technische Messgenauigkeit, die Messzyklen bei der Messwerterfassung, deren Speicherung und Darstellung kaum Grenzen für die planenden Ingenieure geben. Große Bedeutung kommt bei der Planung daher dem verantwortlichen Umgang der einzusetzenden Messtechnik und, wie bereits dargelegt, der Festlegung von Grenzwerten zu.

An den nachfolgenden Beispielen soll das erwähnte Spannungsfeld zwischen Planung, Messung, Ergebnisbewertung und Grenzwertfestlegung kritisch beleuchtet werden.

4.1 Messtechnische Überwachung der Gründung der Talquerung

Um den Projektanforderungen im Bereich der Talquerung bestehend aus der Bahnhofshalle und den DB-Tunneln Nord- und Südkopf, den Anforderungen der DIN EN 1997-1 (Abschnitt 4.5 allgemein), den bahninternen Vorgaben sowie der Empfehlungen der KPP-Richtlinien hinsichtlich Gebrauchstauglichkeit Genüge zu tun, wurde ein Messkonzept für die messtechnische Überwachung der Gründung entwickelt, um mittels Kontrollmessungen, die Gültigkeit des bei der Planung vorhergesagten Verhaltens zu prüfen und sicherzustellen. Die messtechnische Überwachung muss dabei 2 Jahre über die Inbetriebnahme hinaus sichergestellt sein.

Zur Ermittlung der Schnittgrößen für die Bodenplatten und Pfähle sowie der im Baugrund auftretenden Spannungen und Verformungen wurden umfangreiche Berechnungen durchgeführt, wobei die für die Bemessungswerte maßgeblichen Steifigkeitsparameter von Baugrund und Pfählen durch Labor- und Feldversuche untersucht und durch numerische Berechnungen nachvollzogen wurden. Außerdem wurden im Rahmen der Bemessungen die natürliche Variation der Baugrundsteifigkeiten und die Modellungenauigkeiten durch

Grenzwertbetrachtungen abgedeckt. Die Berechnungsannahmen basieren somit auf unterschiedlichen, reproduzierbaren sowie gut hergeleiteten Grundlagen. Im Zuge der Ausführung der Baumaßnahmen sollen durch die messtechnische Überwachung folgende Punkte von besonderer Relevanz untersucht werden:

- Nochmalige Überprüfung der in den Berechnungen eingeführten Annahmen, insbesondere zur Steifigkeit des Baugrundes und des Lastsetzungs-Verhaltens der Pfähle, als Grundlage für eine Prognose in noch ausstehenden Belastungszuständen des Bauwerks bzw. einer möglichen Kalibrierung der Berechnungsannahmen auch in später auszuführenden Bauabschnitten,
- Vergleich der in-situ gemessenen Reaktionskräfte in der Gründung und die dazugehörigen Bauwerksverformungen mit den Ergebnissen aus den Berechnungsmodellen, insbesondere zur Bewertung abzuschätzender Zwangsbeanspruchungen für die aufgehenden Bauwerke.

Aus den gegebenen baulichen Randbedingungen, den Vorgaben der zu beachtenden Regelwerke sowie unter Berücksichtigung des Ziels des Messkonzepts, wurden entlang der Bauwerke der Talquerung sogenannte Messinseln (Abbildung 8) in Bereichen repräsentativer Baugrundverhältnisse und im Gesamtbauablauf vorangestellten Bauabschnitte angeordnet. Als messtechnische Methoden stehen hierzu zur Verfügung:

- Extensometer um über die Tiefe vertikale Verschiebungen für einzelne Schichtpakete erfassen zu können,
- Dehnungsmesser (Schwingsaitendehnungsaufnehmer) zur Messung von Dehnungen zur Ermittlung von Pfahlkräften
- Sohldruckgeber und Porenwasserdruckmessungen zur Erfassung der von effektiven Sohldruckspannungen
- Geodätische Messungen zu Setzungs- und Lagemessungen zur Erfassung von Bauwerkschiebungen.

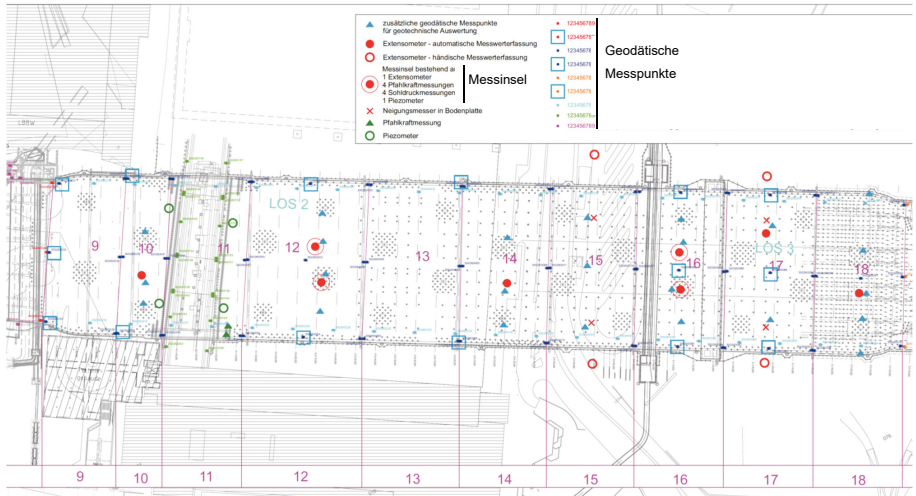


Abbildung 8: Ausschnitt Messprogramm - Bahnhofshalle

4.1.1 Erfahrungsbericht und erste Erkenntnisse

Durch die zuvor beschriebene und eingesetzte Messtechnik werden umfangreiche Rohdaten erfasst, die eine ebenso umfangreiche Auswertung und Interpretation bedürfen.

Bereits durch die beim Aushub gemessene Aushubentlastung konnten die angesetzten Baugrundeigenschaften früh im Projekt verifiziert werden und die weiteren Planungen am setzungsempfindlichen Bauwerk auf zusätzlich abgesicherte Annahmen stützen. Diese Messungen trugen damit bereits frühzeitig im Projekt bei, die Prognosen für spätere Bauzustände zu präzisieren.

Die Auswertung der Messergebnisse der punktuell in den Messinseln installierten Messgeber am Bauwerk (Sohldruckgeber und Pfahlkraftmessungen), zeigen stellenweise jedoch, dass die aus den Messgrößen abgeleiteten und rückgerechneten Größen des Sohldrucks in Verbindung mit den Pfahlkräften, sich nicht mit den geodätischen Messungen in Einklang bringen lassen. Unter sinnvollen Annahmen sind mit den geodätischen Messergebnissen auch Plausibilitätsprüfungen für die punktuellen Messergebnisse aus Sohldruckgeber und Pfahlkraft möglich.

Trotz gesicherter Eingangsgrößen für die Berechnungen, zuverlässiger geodätischen Messungen und einem im Hinblick auf das Tragverhalten "erwartetes" Verhaltens werden

auch Messwerte außerhalb des Erwartungsbereichs erfasst, die zwangsläufig zu Diskussionen führen.

Diese Tatsache kann teilweise darauf zurückgeführt werden, dass die eingebauten Messgeber sensibel auf Einbau- und/oder lokalen bauteilspezifischen Randbedingungen reagieren, und dadurch Messergebnisse geliefert werden, die nur noch schwer interpretierbar sind. Die Planung, die Auslegung und der Einbau erfordern für den Erfolg der Messungen unbedingt erfahrene Planer sowie umsichtiges und geschultes Personal.

4.1.2 Fazit

Es stellt sich deshalb die Frage, wie und in welchem Umfang über die geodätische Vermessung hinaus, geotechnische Messsysteme einzusetzen sind, um einen maximierten Nutzen aus den Messwerten zu ziehen. Das Erfordernis wird zwar in den Regelwerken eindeutig beschrieben, zum Umfang und auch zum Ziel "Beobachtung" am fertigen Bauwerk, hier also Messungen nach Inbetriebnahme, werden nur wenigen Angaben gemacht.

Gerade bei punktuell eingesetzten Messungen, wie im vorliegenden Fall z. B. die Erfassung des Sohldrucks oder den Pfahlkräften, sollte im Vorfeld einer Baumaßnahme die Lage und der Umfang tiefer und intensiver untersucht werden. In Abstimmungen zwischen allen Planungsbeteiligten soll die Zweckmäßigkeit der Messtechnik festgelegt werden, mit dem Ziel, unnötige Risiken einzugehen. Ebenso sollte beachtet werden, dass die Umsetzung von punktuellen geotechnischen Messverfahren in Verbindung mit geodätischen Messungen am fertigen Bauwerk häufig mit hohen Aufwendungen verbunden ist.

In diesem Zusammenhang ist auch zu bewerten, dass geotechnische Messgeber bei Ausfall meist nicht ersetzt werden können und die Lebensdauer von Messgebern begrenzt ist.

4.2 Messprogramm Verbau und Beweissicherung von Bauwerken im Einflussbereich von Baugruben

Im Projektbereich wurden ausgesteifte bzw. rückverankerte Baugruben hergestellt, die teilweise Bestandsgebäuden angrenzen. Hierzu sind messtechnische Überwachungen der Nachbarbebauungen sowie der Baugruben vorgesehen.

Messprogramme an Verbauten dienen häufig der Überprüfung der rechnerischen Untersuchungen aus der Verbaubemessung, sollen meist die horizontalen Verformungen

des Verbaus und die Verschiebungen an den Bauwerken im Einflussbereich der Baugrube kontrollieren und gerade bei vielen Ankerlagen eine Prüfung der rechnerischen Ansätze ermöglichen.

Grundlage sind häufig Berechnungsergebnisse aus Stabwerks- und bei komplexen Randbedingungen Finite-Element-Berechnungen.

Aus den Erfahrungen an Baugruben im Stuttgarter Baugrund werden häufig die rechnerischen Horizontalverformungen des Verbaus wegen des ausgeprägten anisotropen Steifigkeitsverhalten des Gipskeupers überschätzt, auch wenn die Verformungen mittels Finite-Element-Berechnungen ermittelt werden. Dies kann insbesondere, wenn benachbarte Gebäude im Einflussbereich sind, zu Fehleinschätzungen führen.

4.2.1 Beispiel - Nachbarbebauung - Bonatzbau

Es sollte in geotechnischer Hinsicht untersucht werden, ob:

- aus den Baugrundverformungen Einwirkungen auf das an den Bonatzturm angrenzende Bauteil ermittelt werden können, um so die Gefahr möglicher Rissbildungen am Gebäude zu bewerten und ob
- die, durch den Gebäudegutachter, vorgegebenen Grenzwerte für den Bonatzturm, unter anderem eine maximale horizontale Verschiebung des Turmfundaments von 10 mm, Auswirkungen auf die Pfahlgründung des Turmes hat.

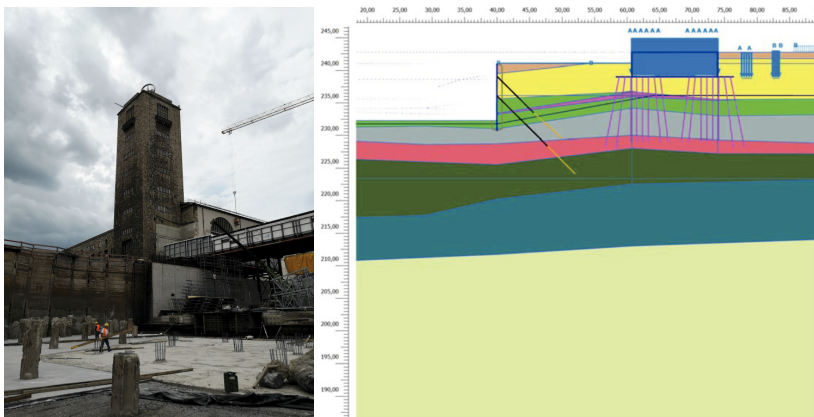


Abbildung 9: Verbau am Bonatzturm und Berechnungsmodell

4.2.1.1 Erfahrungsbericht und erste Erkenntnisse

Durch die rund 10 m tiefe Baugrube, einer Grundwasserabsenkung von etwa 5 m und den durch die vorgegebenen Randbedingungen im Hinblick auf die Verformungen ungünstige geringe Verbaueinbindetiefe und steile Ankerneigung ergaben die durchgeführten Berechnungen Horizontalverschiebungen am Fundament in der Größenordnung von rund 15 mm und damit deutlich über dem festgelegten Grenzwert von 10 mm.

Durch ein einfaches Messprogramm mittels je einem Inklinometer am Verbau und direkt vor dem Turmfundament in Verbindung mit wenigen Messpunkten am Verbau konnte die Einhaltung der Verformungsgrenzwerte für den denkmalgeschützten Bonatzurm erwartungsgemäß nachgewiesen werden. Die gemessenen Horizontalverformungen betragen am Fundament knapp 5 mm, in Höhe der Pfahlfüße weniger als 2 mm.

Lageskizze

(Auszug aus Plan-Nr.: 12013-04-IV-O41-a)

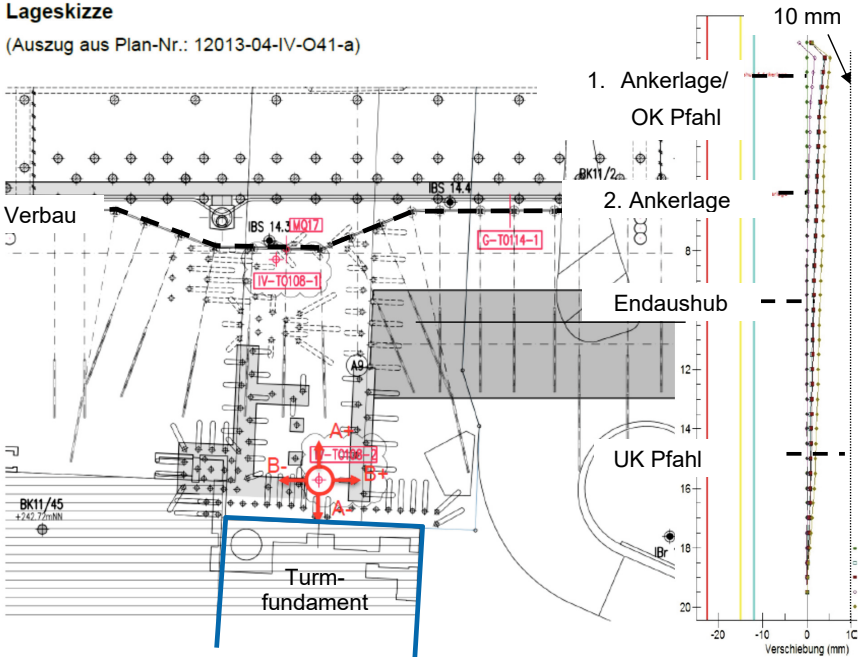


Abbildung 10: Lageplan mit Lage der Inklinometer und Messwerte bei Endaushub

4.2.1.2 Fazit

Durch den Einsatz einer messtechnischen Überwachung der Verformungen im Bereich des Trägerbohlverbaus mit schwierigen Randbedingungen vor dem denkmalgeschützten Bonatzturm konnten die Erfahrungen von überschätzten Verformungen bei der Verbauberechnungen bestätigt werden und trotz enger Grenzwerte für das aufgehende Gebäude ein kostengünstiger Verbau zum Einsatz kommen.

Die Ergebnisse des einfach konzipierten Messprogramms konnten in allen Phasen des Bauablaufs die Gebrauchstauglichkeit des Turmes nachweisen. Die geotechnischen Messungen waren dabei in guter Übereinstimmung mit den geodätischen Messungen am Turm. Zusätzlich war es durch die Inklinometermessungen auch möglich, den Einfluss des Baugrubenaushubs auf die Gründungspfähle zu beurteilen.

4.2.2 Baubegleitende messtechnische Überwachung am Verbau Düker Nesenbach

Für eine mehrfach ausgesteifte, etwa 20 m breite und insgesamt 20 m tiefe, wasserundurchlässige Baugrube sollte im Rahmen der geotechnischen Messungen die Überwachung der Steifenkräfte erfolgen. Neben den maßgeblichen Belastungen aus Wasserdruck wurden auch Annahmen zu Belastungen aus Temperaturänderungen in der Dimensionierung berücksichtigt. Wegen der hohen Steifigkeit der Bauteile der Baugrubenumschließung können bereits geringe Temperaturänderungen zu großen Zwangsschnittgrößen und damit zu Unsicherheiten bei der Dimensionierung der Steifen führen.

Die tatsächlich zu erwartende Belastung der Steifen ist wegen Unsicherheiten in der Annahme der aufzunehmenden Temperaturdehnung in den Steifen rechnerisch nicht eindeutig ermittelbar bzw. führt bei konservativen Annahmen zu einer erheblichen Erhöhung der Steifenkräften und somit zu unwirtschaftlichen finanziellen Auswirkungen.

Im Zuge der bautechnischen Prüfung wurde gefordert, dass mittels Abstandsmessungen zwischen den gegenüberliegenden Verbauwänden, der Nachweis zu erbringen war, dass die Knicklast der Steifen nicht erreicht wird. Ausgehend von einer bei vertretbarem Messaufwand zu erreichenden Messgenauigkeit geodätischer Messungen von etwa 1 mm, liegt die Unschärfe in Bezug auf die hieraus abgeleitete Steifenkraft bei bis etwa 20 % der rechnerischen Steifenkraft. Eine Abstandsmessung wäre somit nicht zielführend, da die erforderliche Messgenauigkeit nicht erreicht wird.

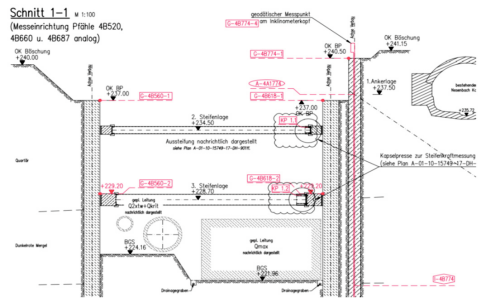


Abbildung 11: ausgesteifter Verbau und zugehöriges Messprogramm

Es wurde daher im Zuge der Planung vorgeschlagen, eine direkte Steifenkraftmessung mittels Kapselpressen vorzusehen. Kapselpressen werden z.B. zum Vorspannen von Baugrubenaussteifungen genutzt.

4.2.2.1 Erfahrungsbericht

Der eingesetzte Messgeber ist prinzipiell geeignet die Steifenkräfte zu erfassen und zu kontrollieren. Dies setzt unter Berücksichtigung der Messaufgabe (die Erfassung von Maximalwerten durch Erd- und Wasserdruck und Zwang aus Temperatur) ein abgestimmtes Messintervall und selbstverständlich den fachgerechten Einbau voraus.

Entsprechend dem Messkonzept waren Messungen nur an wenigen Terminen erforderlich, so dass die Erfassung von Maximalwerten nur zufällig hätte erfolgen können. Zudem zeigten die Messungen nur etwa 15 % bis 30 % der rechnerisch prognostizierten Messwerte.

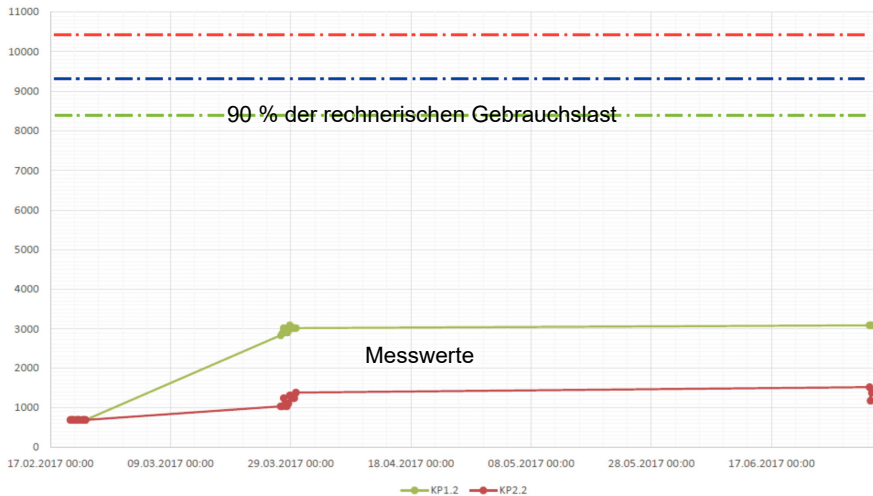


Abbildung 12: Messergebnisse an Kapselpressen in der 3. Steifenlage

4.2.2.2 Fazit

Mit dem ausgeführten Messprogramm konnten möglicherweise kritischen Belastungszustände nicht erfasst werden. Zudem wurden unrealistisch niedrige Messwerte nicht untersucht. Die über das Messprogramm gewünschte Sicherheit gegenüber Überlastung der Steifen war im vorliegenden Fall zu keinem Zeitpunkt gegeben, jedoch auf Grund der gemessenen Messwerte nicht erkannt.

Da sich beim betrachteten Verbau die Belastung maßgeblich aus Wasserdruck ergibt und die Erddruckbelastung auf abgesicherten Baugrundkennwerten beruht, können aus geotechnischen Gesichtspunkten die auftretenden Steifenkräften ausreichend sicher bemessen werden, insbesondere dann, wenn der Grundwasserstand, wie hier gegeben, kontrolliert und in seiner Höhe begrenzt wird.

Die nur unzuverlässig genau zu ermittelnden Zwangsschnittgrößen aus Temperatur können aus unserer Sicht nur zuverlässig durch eine, hier nicht, vereinbarte umfangreiche messtechnische Überwachung abgesichert werden. Hier wäre durch konstruktive Maßnahmen, z.B. die Temperaturdehnung aufnehmende Lager, das Auftreten von Zwangsschnittgrößen zu verhindern erforderlich gewesen.

5 Zusammenfassung

An Beispielen von Messprogrammen am Bauwerk und im Zuge von Bauhilfsmaßnahmen konnte gezeigt werden, dass geotechnische Messprogramme zum Projekterfolg beitragen können, insbesondere wenn Erfahrungswerte bei Gebrauchstauglichkeitsbewertungen rechnerisch nur schwer nachweisbar sind und wenn rechnerische Annahmen zum Baugrund frühzeitig im Projekt durch geotechnische Messungen bestätigt, verifiziert oder angepasst werden können.

Geotechnische Messungen eignen sich aus unserer Sicht teilweise nur bedingt zur Absicherung eines Tragwerks, insbesondere wenn Belastungen aus kurzfristigen Belastungszuständen (z.B: Temperaturänderungen) resultieren. Hierfür sind häufig konstruktive Maßnahmen effektiver und sicherer.

Mit Blick auf das Erfordernis von Messprogrammen bei großen Baumaßnahmen, die häufig auch aus Vorgaben der Normung bzw. Richtlinien resultieren und dem in der Planungsphase oft untergeordneten Beachtung dieser Aufgabe, wird aus den Erfahrungen am Projekt der Talquerung empfohlen, bereits im Vorfeld in einer kritischen Diskussion die Ziele, Notwendigkeit und den Umfang möglicher Messprogramme mit den Beteiligten zu formulieren.

Geotechnische Messungen am fertigen Bauwerk sind häufig sehr teuer und erfordern wegen den Schnittstellen zum Bauwerk eine interdisziplinäre Planung. Deshalb sollten aus Sicht der Autoren Messprogramme zur Ausführung kommen, die Baugrundeigenschaften absichern und im Bedarfsfall eine frühzeitige Neubewertung von Baugrundkenngrößen zulassen. "Beobachtende geotechnischer Messungen" am fertigen Bauwerk sind dagegen bei Überwachung besonderer Elemente des Tragwerks, oder bei guter Übertragbarkeit von Einzelmessungen in andere Bereiche nützlich und erwünscht, da dann auch eine mögliche Rückrechnung des Tragverhaltens ermöglicht wird.

Autoren

Dipl.-Ing. Holger Jud

jud@smoltczykpartner.de

Smoltczyk & Partner GmbH

www.smoltczykpartner.de

Unter Waldplätze 14, 70569 Stuttgart

Tel. 0711 131 64-10

DEA ENS de Cachan / ENPC Gabriel Lomo

gabriel.lomo@deutschebahn.com

DB Projekt Stuttgart Ulm GmbH

www.bahnprojekt-stuttgart-ulm.de

Räpplenstraße 17, 70191 Stuttgart

Die Ménard-Pressiometrie zur Bestimmung von Baugrundkennwerten für Setzungsprognosen und Tragfähigkeitsberechnungen von Flach- und Tiefgründungen

Christopher Tinat, Institut für Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg, Deutschland *1

Sandra Knoche, MENARD GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Für die Gründung von Bauwerken ist die Kenntnis der bautechnischen Eigenschaften des Untergrundes eine wesentliche Voraussetzung. Nur mit den zutreffenden bodenmechanischen Parametern hinsichtlich der Steifigkeit und Festigkeit ist eine adäquate und gleichzeitig wirtschaftliche Bemessung der Gründung sowie eine Abschätzung der im Gebrauchszustand eintretenden Verformungen möglich. Die bodenmechanischen Parameter haben häufig größere Bedeutung als die eigentliche Berechnungsmethodik und Stoffmodelle sind nur so gut wie die zugrundeliegenden Stoffparameter.

Die Bestimmung dieser Eigenschaften erfolgt häufig auf Basis von Erfahrungswerten oder mittels Laboruntersuchungen von Bodenproben, welche hierfür aus dem natürlichen Gefüge des Untergrundes herausgelöst werden. Dabei besteht jedoch die Gefahr, dass durch die Entnahme, den Transport, die Probenverarbeitung und den Einbau in die Versuchsgeräte eine Störung des Bodengefüges eintritt und die ermittelten Parameter gegenüber dem Urzustand verändert sind. Weiterhin stellen Bodenproben mit nur wenigen Kubikzentimetern Volumen eine sehr kleine und oftmals unsichere Stichprobe des Untergrundes dar.

Aus den genannten Gründen wird international vermehrt auf in-situ Versuche zurückgegriffen. Zur Bestimmung des Verformungs- und Scherverhaltens hat sich die Ménard Pressiometrie (PMT), eine besondere Form des Bohrlochaufweitungsversuches etabliert. Die Methode basiert im Wesentlichen auf druckinduziertes Ausdehnen einer in den Untergrund eingeführten, gummiummantelten Messzelle. Dabei wird die Druck-Verformungslinie in den jeweiligen Tiefen bis zum Bruchzustand aufgezeichnet. Es wird je

*1 vormals und bei Bearbeitung des Artikels tätig bei MENARD GmbH, Deutschland

Messung ein repräsentatives Bodenvolumen von mehreren Kubikmetern untersucht, d.h. ein Vielfaches von konventionellen Bohrproben oder Sondierungen.

Die Durchführung und Auswertung des Pressiometerversuches nach Ménard ist in der DIN EN ISO 22476-4 geregelt. Neben einer Bestimmung der bodenmechanischen Parameter Ménard-Pressiometermodul E_M und Grenzdruck p_L ist gemäß Eurocode 7 Teil 2 Anhang E auch eine direkte Setzungsberechnung und die Tragfähigkeitsermittlung von Einzelfundamenten sowie axial belasteten Pfählen möglich. Diese Berechnungsmethoden sind insbesondere in Frankreich üblich, in der nationalen Normung verankert und gelten als allseits anerkannter Stand der Technik.

Im vorliegenden Beitrag werden die Berechnungsverfahren basierend auf Pressiometerergebnissen zur Bemessung von Flach- und Tiefgründungen vorgestellt und der Zusammenhang zwischen ödometrischem Steifemodul E_s , Elastizitätsmodul E (Young-Modul) und Ménard-Pressiometermodul E_M erläutert. Hierzu werden in einer Parameterstudie Setzungsberechnungen auf Basis von Pressiometerparametern sowie nach klassischen, in Deutschland üblicherweise angewendeten Ansätzen gemäß DIN 4019 durchgeführt und die Ergebnisse gegenübergestellt.

Weiterhin werden aktuelle Fallbeispiele aus Deutschland vorgestellt, bei denen die Pressiometrie nach Ménard erfolgreich zur Baugrunderkundung und zur Bemessung von Betonsäulen (System CMC®) eingesetzt wurde. Die Berechnungsergebnisse werden den Messergebnissen von an den Säulen durchgeführten statischen und dynamischen Probelastungen gegenübergestellt.

2 Der Pressiometerversuch nach Ménard

2.1 Historie und Allgemeines

Das in den 1950er Jahren von Louis Ménard entwickelte Pressiometerverfahren ist eine Weiterentwicklung des Seitendruckgeräts nach KÖGLER. Mit dem Pressiometer wird die horizontale Belastung auf den Boden jedoch nicht über zwei starre Halbschalen aufgebracht, sondern über eine flexible Gummimembran. Hieraus resultiert der wesentliche Vorteil, dass sich die Membran im Zuge der Aufweitung exakt an die Bohrlochwandung

anlegen kann und die Anforderungen an die Ebenheit und Vertikalität des Bohrloches geringer sind.

Nach dem Einbringen der Sonde in die gewünschte Messtiefe wird eine stufenweise gesteigerte Druckspannung aufgebracht. Die hierbei erzeugte Deformation des umgebenden Bodens wird gemessen, indem das Volumen der in die Messzelle nachlaufenden Flüssigkeit an der Messeinheit abgelesen wird. Entsprechend handelt es sich im Grundsatz um einen konventionellen Spannungs-Dehnungsversuch.

Die Ausführung und Auswertung des Pressiometerversuches nach Ménard wird als besondere Form des Bohrlochaufweitungsversuches in der DIN EN ISO 22476-4 geregelt.

2.2 Einbringen der Sonde in den Untergrund

Das Einbringen der Sonde erfolgt in Abhängigkeit der Bodenart und den örtlichen Randbedingungen. Eine Übersicht von möglichen Einbringverfahren werden in der DIN EN ISO 22476-4 vorgestellt und in Abhängigkeit der Untergrundbedingungen klassifiziert. Die Wahl eines geeigneten Einbringverfahrens und insbesondere der Zustand des Bohrloches sowie der Bohrlochwandung sind wesentliche Kriterien für die Qualität der Ergebnisse einer Pressiometermessung.

In der Regel werden Bohrverfahren eingesetzt, bei denen entweder die Herstellung des Bohrloches zeitgleich mit dem Einbringen der Sonde erfolgt (selbstbohrendes Ménard-Pressiometer) oder die Bohrung in einem separaten Arbeitsschritt im Vorfeld ausgeführt wird. Bei zuletzt genannter Vorgehensweise werden häufig temporäre Stützmaßnahmen des Bohrloches z.B. durch den Einsatz von Stützflüssigkeiten wie Bentonit erforderlich. Weiterhin darf die Bohrung nur um ein geringes Maß der eigentlichen Pressiometermessung vorausseilen, sodass eine alternierende Durchführung von Vorbohrung und Messung erforderlich ist.

Alternativ zur Bohrung ist das Einpressen oder Einschlagen eines längsgeschlitzten, elastisch verformbaren Stahlrohres möglich. Das sogenannte Schlitzrohr umhüllt die Messsonde und schützt diese vor mechanischen Beschädigungen beim Einbringvorgang. Bei diesem Einbringverfahren findet keine Bodenentnahme statt.

2.3 Versuchsdurchführung

Die Sonde besteht aus einer zentrisch angeordneten Messzelle und den zwei umgebenden Schutzzellen, welche bei der Versuchsdurchführung ebenfalls mit einem Druck beaufschlagt werden. Hierdurch werden Randverformungen aus der Messzelle infolge einer Lastabstrahlung ausgeschlossen, wodurch das Verformungsverhalten des Bodens an einem radialsymmetrischen, unendlich ausgedehnten zylindrischen System beschrieben werden kann. Der Druck auf die Messzelle wird durch auf die inkompressible Flüssigkeit drückende Pressluft erzeugt. Die Schutzzellen hingegen werden lediglich mit Druckluft beaufschlagt. Eine schematische Darstellung der Versuchsdurchführung ist in Abbildung 1 - links dargestellt. In Abbildung 1 – rechts ist die Pressiometerapparatur nach Ménard abgebildet.

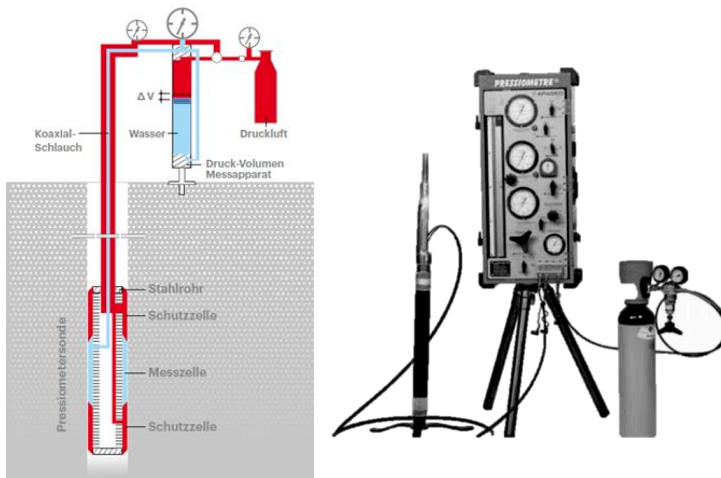


Abbildung 1: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung (links) und Pressiometerapparatur nach Ménard (rechts)

Der Druck in der Messzelle und in den Schutzzellen wird in mindestens 10 Laststufen gesteigert. Die Last- bzw. Druckinkremente sind so groß zu wählen, dass zum Ende des Versuches ein plastisches Fließen des Bodens zur Ermittlung des Grenzdruckes eintritt. Die Ausdehnung der Messzelle wird in Abhängigkeit des Druckes und der Zeit gemessen, indem eine Ablesung in der Regel bei 15, 30 und 60 Sekunden nach jeder Laststeigerung erfolgt.

Nach der letzten Ablesung wird die nächste Laststufe durch Erhöhung des Zelldruckes aufgebracht.

Insbesondere bei bindigen Böden ist die Primärkonsolidation nach 60 Sekunden Belastungszeit noch nicht beendet, sodass die Effektivspannungen im Korngerüst nicht dem in der Messzelle herrschendem Druck entsprechen. Die Verformung würde sich in Langzeitversuchen vergrößern. In zahlreichen Versuchsreihen wurde nachgewiesen, dass die zur Bestimmung des Deformationsmoduls verwendete pseudo-elastische Phase der Druck-Verformungslinie bei verschiedenen Lasteinwirkungszeiten eine identische Steigung aufweist. Der Betrag der Restverformungen nach 60 Sekunden Belastungszeit ist demnach bei gleich großen Lastinkrementen in Übereinstimmung mit der Konsolidationstheorie nach TERZAGHI spannungsunabhängig. Aus diesem Grund führt die Begrenzung der Versuchszeit bei einheitlicher Anwendung und konstanten Lastinkrementen zu keinen ungenauen Ergebnissen und ist ein zweckdienlicher Kompromiss zwischen Genauigkeit und Wirtschaftlichkeit des Verfahrens [MÜLLER, 1970].

2.4 Versuchsauswertung

Die Verformungen des umgebenden Bodens werden im Druck-Volumendiagramm als sogenannte „Arbeitslinie“ dargestellt. Hierbei wird das eingepresste Zuflussvolumen bei einer Belastungszeit von 60 Sekunden gegenüber dem in der Messzelle herrschenden Druck aufgetragen. Ein idealtypische Druck-Volumenkurve (rote Linie) zeigt drei charakteristische Verformungsphasen gemäß Abbildung 2 [MÉNARD, 1962].

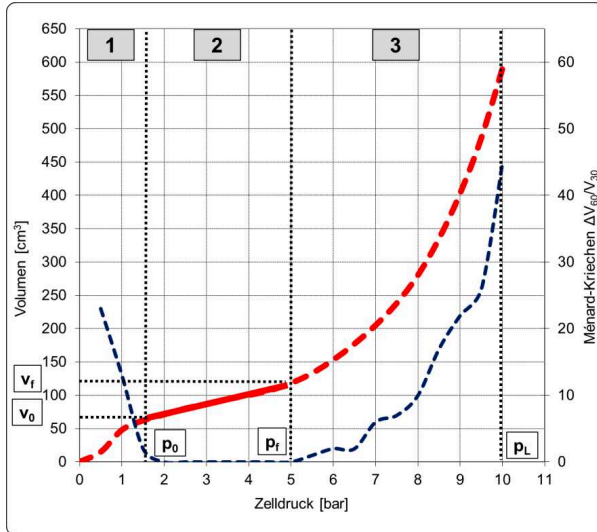


Abbildung 2: Ideal-typische Druck-Volumenkurve (Arbeitslinie) und Kriechkurve

In **Phase 1** werden bei geringer Druckbeaufschlagung die Unebenheiten und Auflockerungen des Bohrloches ausgeglichen. Die Membran der Sonde legt sich an die Bohrlochwandung an, bis die Kontaktspannung dem Ausgangsspannungszustand des Bodens bei einem Druck von p_0 entspricht. Dieser Druck entspricht in der Regel den horizontalen Primärspannungen vor dem Einbringen der Sonde in der jeweiligen Versuchstiefe und lässt somit Rückschlüsse auf den Erddruckkoeffizienten zu. Das Zuflussvolumen v_0 und die Ausprägung des Kurvenverlaufes in Phase 1 sind abhängig vom Einbringverfahren der Sonde. Kleine Werte von v_0 weisen auf ein ungestörtes Bohrloch mit gut geeignetem Durchmesser hin.

Nach dem Überschreiten von p_0 weist die Arbeitslinie einen geradlinigen Verlauf auf (**Phase 2**). Dieser Abschnitt wird als pseudo-elastische Phase bezeichnet. Zur Auswertung des quasi linear-elastischen Bodenverhaltens werden die klassischen Ansätze der Elastizitätstheorie auf die Expansion eines zylindrischen Hohlraumes mit radialer Deformation im ebenen Verformungszustand übertragen.

Basierend auf der von LAMÉ (1852) entwickelten Beziehung zwischen Schermodul G und der bei Drucksteigerung Δp eintretenden Veränderung des Ausgangsvolumens V eines zylindrischen Körpers um den Betrag Δv nach Gl. 1

$$G = V \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (\text{Gl. 1})$$

lässt sich unter Berücksichtigung der allgemein bekannten Beziehung zwischen Scher- und Elastizitätsmodul E (Gl. 2) die Gl. 3 zur Ermittlung des Ménard-Moduls ableiten:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{Gl. 2})$$

$$E_M = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(V_c + \frac{v_f + v_0}{2} \right) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (\text{Gl. 3})$$

V_c stellt das Ausgangsvolumen der Messzelle dar und beträgt bei gängigen Ménardsonden $V_c = 535 \text{ cm}^3$. Die Querdehnzahl wurde von MÉNARD mit $\nu = 0,33$ angesetzt.

In **Phase 3** beginnen die plastischen Verformungen nach dem Überschreiten des sogenannten Kriechdruckes p_f . Ein charakteristisches Bodenverhalten dieser Phase ist das sogenannte Ménard-Kriechen, d.h. eine signifikante Verformung zwischen 30 und 60 Sekunden Belastungszeit bei konstanter Totalspannung (blaue Linie in Abbildung 2). Das Ménard-Kriechen ist nicht zu verwechseln mit dem bodenmechanischen Kriechen infolge von Sekundärkonsolidation, da insbesondere in bindigen Böden Porenwasserüberdrücke zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgebaut sind. Dieser Abschnitt der Arbeitslinie ist entsprechend den großen Verformungen stark gekrümmt. Der Grenzdruck p_L ist erreicht, sobald das Verformungsvolumen dem 2-fachen Wert des ursprünglichen Bohrlochvolumens in Länge der Messsonde entspricht. Ab dieser Grenzspannung findet lediglich ein reines Fließen des Bodens statt, also eine nichtanhaltende Verformung ohne weitere Drucksteigerung. Der Verhältnswert E_M/p_L , also der Quotient aus Steifigkeit und Festigkeit bis zum Bruch, lässt Rückschlüsse auf eine mögliche Überkonsolidation des Bodens zu. Werte von $E_M/p_L \leq 15$ liegen in der Regel bei normalkonsolidierten Böden vor. Verhältnswerte $E_M/p_L > 15$ deuten auf einen überkonsolidierten Zustand hin. Eine Abschätzung des overconsolidation ratio (OCR) ist nach BAGUELIN ET AL. (1978) möglich.

Der maximale Zufluss in die Messzelle beträgt bei den üblichen Ménard-Sondentypen AX und BX rd. 600 cm^3 , sodass sich aus den geometrischen Randbedingungen die radialen Zufluss-Verformungsfunktionen nach Abbildung 3 ergeben. Die Pressiometermessung nach Ménard findet entsprechend in kleinen und für die Praxis relevanten Dehnungsbereichen statt. Die hohe Messgenauigkeit beläuft sich auf $0,01 \text{ mm}$ bei einem ablesbaren Inkrement des Zuflussvolumens von $0,5 \text{ cm}^3$.

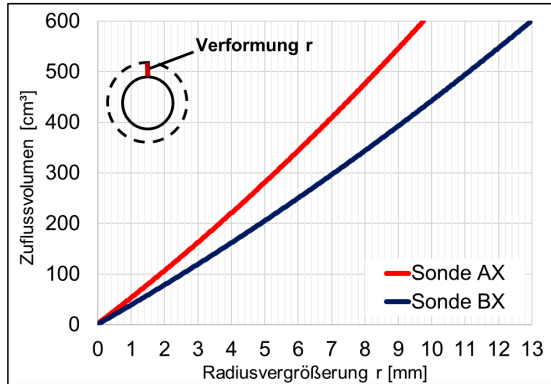


Abbildung 3: Radiale Verformung in Abhängigkeit des Zuflussvolumens

Wird der Grenzdruck p_L aufgrund einer hohen Festigkeit des umgebenden Bodens und den gerätebedingten Grenzen hinsichtlich Zuflussvolumen und üblicherweise max. 25 bar (2.500 kN/m²) Zelldruck nicht erreicht, können die Versuchskurven mit geeigneten mathematischen Verfahren extrapoliert werden [DIN EN ISO 22476-4; BAGUELIN ET AL., 1978].

3 Setzungsberechnungen von Flachgründungen

3.1 Direkte Methode basierend auf Pressiometerparametern

Die Methodik zur direkten Setzungsberechnung von Flachgründungen mittels Pressiometerparametern basiert auf den Untersuchungen von MENARD & ROUSSEAU (1962) und ist heutzutage im EC7-2 Anhang E.2 sowie im französischen nationalen Anhang zum Eurocode, d.h. der NF P94-261, verankert. Die nach Gl. 4 entwickelte Beziehung zwischen Ménard-Modul und Setzung, also die lotrechte Bewegung eines starren Gründungskörpers bei einer Sohlnormalspannung p , beruht im Wesentlichen auf empirischen Untersuchungen an Belastungsversuchen von Einzel- und Streifenfundamenten. Die Anwendung ist daher auf diese Gründungskörper begrenzt. Es werden die beiden Setzungsanteile s_c , d.h. die volumetrische Zusammendrückung infolge der Bodenkompression und s_d , d.h. die Zusammendrückung infolge volumenkonstanter Verformungen aufgrund von Scherspannungen bzw. deviatorischen Spannungen unterschieden. Die volumetrische

Verformung findet insbesondere bei großen Lastflächen (z.B. Bodenplatten) statt. Volumenkonstante Scherverformungen treten hingegen durch laterales Ausweichen des Bodens auf und haben bei kleinen Lasteinleitungsflächen, also schmalen oder punktuellen Gründungskörpern, einen maßgebenden Anteil an der Gesamtsetzung.

$$s = s_c + s_d = (p - \sigma_{vo}) \cdot \frac{\alpha \cdot \lambda_c \cdot B}{9 \cdot E_{M,c}} + (p - \sigma_{vo}) \cdot \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_{M,d}} \cdot \left(\frac{\lambda_d \cdot B}{B_0} \right)^\alpha \quad (\text{Gl. 4})$$

B ist die Fundamentbreite und B_0 eine festgelegte Bezugsgröße von $B = 0,6$ m. σ_{vo} ist die Vorbelastungsspannung im Primärspannungszustand in der Sohltiefe des Gründungskörpers. $E_{M,c}$ ist der Ménard-Modul unmittelbar unter der Gründungssohle und $E_{M,d}$ der harmonische Mittelwert in allen Schichten bis zur 8-fachen Fundamentbreite unterhalb der Gründung. Die Formfaktoren λ_c und λ_d hängen von der Fundamentgeometrie ab, welche aus den Tabellen im EC7-2 Anhang E abgelesen werden können.

Besondere Bedeutung kommt dem Strukturkoeffizienten α zu. Dieser ist abhängig von der Bodenart sowie den Konsolidationsbedingungen des Bodens und wird in der einschlägigen Literatur und Normung gemäß Tabelle 1 angegeben.

Die Setzungen von weit ausgedehnten Flächenlasten, wie Aufschüttungen oder Bodenplatten von Hallenbauwerken, welche ödometrische Spannungs-Verformungsbedingungen ohne eine nennenswerte Spannungsabnahme über die Tiefe hervorrufen, lassen sich nach BAGUELIN ET AL. (2009) mit Gl. 5 berechnen.

$$s = \frac{\alpha \cdot p \cdot H}{E_M} \quad (\text{Gl. 5})$$

H stellt dabei die Dicke der kompressiblen Schicht dar.

Sowohl Gl. 4 als auch Gl. 5 konnten in zahlreichen Messkampagnen an Einzelfundamenten und großflächigen Aufschüttungen verifiziert werden [vgl. WITTE & VITTINGHOFF, 2000 und BAGUELIN ET AL., 2009].

Tabelle 1: Strukturkoeffizient α für die Pressiometermethode nach COMBAREU (2005) und NF P94-261

	Torf		Ton		Schluff		Sand		Kies	
Konsolidation Lagerung	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L
Überkonsolidiert bzw. sehr dicht gelagert	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
Normal konsolidiert bzw. mitteldicht gelagert	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Verwittert bzw. locker gelagert	-	7-9	1/2	8-14	1/2	5-7	1/3	-	-	

3.2 Vergleichsstudie zu der konventionellen Setzungsberechnung nach DIN 4019

3.2.1 Setzungsberechnungen nach DIN 4019

In Deutschland erfolgen Setzungsberechnungen üblicherweise nach den Vorgaben der DIN 4019, welche auf den klassischen Ansätzen der Elastizitätstheorie beruhen und einen elastisch, isotropen sowie homogenen Halbraum voraussetzen. Die Setzungsberechnung erfolgt entweder mit Hilfe von geschlossenen Setzungsgleichungen oder alternativ durch Integration der Dehnungen über die Tiefe. Bei letzterer Methode werden die durch eine Oberflächenbelastung erzeugten Spannungen im Boden in Abhängigkeit der Geometrie der Lasteinleitungsfläche und der Tiefe mit Hilfe von Einflusszahlen, beispielsweise nach STEINBRENNER, ermittelt.

Für beide Berechnungsfälle wird in der DIN 4019 die Verwendung des sogenannten Rechenmoduls E^* vorgeschlagen, der über die Querdehnzahl ν mit dem Elastizitätsmodul E nach BOUSSINESQ gemäß Gl. 6 in Beziehung steht. Bei einem üblichen Querdehnungsverhalten granularer Böden ergibt dieser in etwa das 1,1- bis 1,35-fache vom E -Modul.

$$E^* = \frac{E}{1-\nu^2} \quad (\text{Gl. 6})$$

Nach Gl. 6 handelt es sich bei E^* um den in der Praxis verbreitet bekannten Verformungsmodul E_v , welcher gemäß Elastizitätstheorie gleichermaßen in Beziehung zum E-Modul steht. Im Idealfall soll E^* aus Rückrechnung von Setzungsversuchen im Feld gewonnen werden. Dies wäre insbesondere dann sinnvoll, wenn die Setzungsberechnung mithilfe von Setzungsgleichungen erfolgt. Diese Empfehlung findet in der Baupraxis jedoch kaum Anwendung.

Auf Basis von Laborversuchen kann der Rechenmodul laut DIN 4019 mit $E^* \approx E_s$ ermittelt werden, was zumindest für einen Boden mit $\nu = 0,30$ gemäß Gl. 7 der oben genannten Größenordnung von $E_s = E^* = 1,35 \cdot E$ entsprechen würde. Bei größeren Querdehnungsraten mit $\nu > 0,30$ trifft diese vereinfachte Annahme nicht mehr zu, worauf in der DIN jedoch nicht hingewiesen wird. Entsprechend wird der Anwender der Norm nicht hinreichend darüber aufgeklärt, bei welchen Berechnungsmethoden der Rechenmodul E^* und wann vorzugsweise der Steifemodul E_s zu verwenden ist.

$$E_s = \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \cdot E \quad (\text{Gl. 7})$$

Der Steifemodul E_s kann zumindest für bindige Böden mit dem eindimensionalen Kompressionsversuch (Oedometer) nach DIN 18135 bestimmt werden. Für grobkörnige Böden ist die Durchführung eines Laborkompressionsversuches an ungestörten Proben nicht praktikabel.

3.2.2 Zusammenhang zwischen den Steifigkeitsparametern E , E_s und E_M

Weiterhin darf nach DIN 4019 der Rechenmodul E^* aus Feldversuchen oder empirischen Beziehungen und damit auch mit dem Pressiometerversuch ermittelt werden. Zur Überführung des Ménard-Moduls in den Steife- oder Elastizitätsmodul für Setzungsberechnungen basierend auf der konventionellen Elastizitätstheorie liefert die einschlägige Literatur empirische Ansätze, welche den Strukturkoeffizienten α zugrunde legen. In Übereinstimmung mit der im Zuge der Einführung europäischer Normen zurückgezogenen DIN 4054 (ehem. Pressiometernorm) schlagen MÜLLER (1970), BAGUELIN ET AL. (2009) und BOHN ET AL. (2013) die Anwendung der Gl. 8 vor, sofern ödometrische Spannungs-Verformungsbedingungen vorliegen.

$$E_s = \frac{E_M}{\alpha} \quad (\text{Gl. 8})$$

Zur Setzungsberechnung von räumlich begrenzten Gründungskörpern wie Einzel- oder Streifenfundamente wird eine lineare Beziehung zwischen Ménard-Modul, Strukturkoeffizient und Elastizitätsmodul vorgeschlagen [COMBARIEU, 2006]:

$$E = k \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad (\text{Gl. 9})$$

Wobei der Korrelationsfaktor $k > 1$ sei und mit der Bodenart sowie den Dimensionen der Lasteinleitungsfläche variiert [COMBARIEU, 2006]. Einen ähnlichen Ansatz verfolgen BAUD & GAMBIN (2013), die jedoch anstelle des Faktors k ein Quadrieren des Strukturkoeffizienten α vorschlagen. Dies würde einem Faktor k in der Höhe des Kehrwertes von α bedeuten, d.h. in der Spannweite von $k = 1$ für überkonsolidierte Tone bis hin zu $k = 4$ für mitteldicht gelagerte Kiese liegen. Laut BAGUELIN ET AL. (2009) liegt der Faktor k zwischen 2 und 3.

In der aktuellen Fassung der NF P94-261 ist Gl. 8 unter Voraussetzung großer Lastflächen und ödometrischen Spannungs-Verformungsbedingungen aufgenommen.

Weiterhin ist in der französischen Norm eine tabellarische Übersicht von E/E_M in Abhängigkeit der Bodenart nach Tabelle 2 enthalten. Diese Werte dürfen verwendet werden, um den für Setzungsberechnungen von Einzelfundamenten nach der Elastizitätstheorie erforderlichen E-Modul abzuschätzen.

Tabelle 2: Quotient E/E_M übersetzt nach NF P94-261 Anhang J

Bodenart		E/E_M
Ton	normal konsolidiert	4,5
	überkonsolidiert	3
Schluff	normal konsolidiert	4,5
	überkonsolidiert	3
Sand	dicht	4,5
	locker	3
Kies	dicht	6
	locker	4,5

Die aus den Werten von Tabelle 2 bei Anwendung der Gl. 9 rückgerechneten Werte für k liegen zwischen 1 (bei locker gelagerten Sanden und Kiesen) und 3 (bei normalkonsolidiertem Ton). Dies entspricht üblichen Erfahrungswerten und oben genannten Ansätze der einschlägigen Literatur.

3.2.3 Anwendung der Pressiometermethode zur Setzungsberechnung von Einzel- und Streifenfundamenten

Nachfolgend wird die konventionelle Berechnungsmethode nach DIN 4019 und die Pressiometermethode nach EC7-2 Anhang E.2 an fiktiven Berechnungsbeispielen vergleichend angewendet. Als Basis der Berechnungen wurden übliche Erfahrungswerte für die Pressiometerparameter Ménard-Modul E_M und Strukturkoeffizient α nach Tabelle 1 angesetzt. Zur Überprüfung der Beziehungen nach Gl. 9 wurde der für die Berechnung nach DIN 4019 erforderliche E-Modul mit Hilfe von Tabelle 2 nach französischer Normung abgeleitet. Somit ist eine Bewertung möglich, ob der E-Modul für konventionelle Setzungsberechnungen aus den Pressiometerparametern abgeleitet werden kann.

Zum einen wird ein quadratisches Einzelfundament ($A = B$) mit variierender Seitenlänge und zum anderen ein Streifenfundament mit der Länge $A = 10$ m und variierender Breite B betrachtet. Die Einbindetiefe der Fundamente beträgt in allen Fällen 1 m. Der Baugrund wurde als ein einfaches Einschichtmodell mit homogenen Eigenschaften angenommen. Je nach Bodenart wurden folgende Bodenparameter bei den Berechnungen angesetzt:

- Mitteldicht bis dicht gelagerter Sand, $E_M = 15 \text{ MN/m}^2$, $\alpha = 1/3$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 $E/E_M = 4,5$ gemäß Tabelle 2
- Steif bis halfester Geschiebemergel (Schluff), überkonsolidiert, $E_M = 10 \text{ MN/m}^2$,
 $\alpha = 2/3$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $E/E_M = 3$ gemäß Tabelle 2

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Abbildung 4 und Abbildung 5 gegenübergestellt. Es zeigt sich deutlich, dass sowohl für das ausgewertete Einzel- als auch das Streifenfundament bei variierenden Abmessungen nahezu identische Setzungsbeträge mit beiden Methoden berechnet werden. Die Abweichungen zwischen beiden Berechnungsmethoden sind im Fall des Einzelfundamentes auf Geschiebemergel (Schluff) am größten, betragen jedoch bei relevanten Fundamentabmessungen nur wenige Millimeter und sind daher die Baupraxis nicht relevant. Entsprechend können die in Tabelle 2 angegebenen Werte für E/E_M sowie

Beziehung nach die Gl. 9 mit einem Korrelationsfaktor $k = 1$ bis 3 und damit eine Ableitung des E-Moduls aus dem Ménard-Modul mithilfe der oben genannten Korrelationen grundsätzlich bestätigt werden.

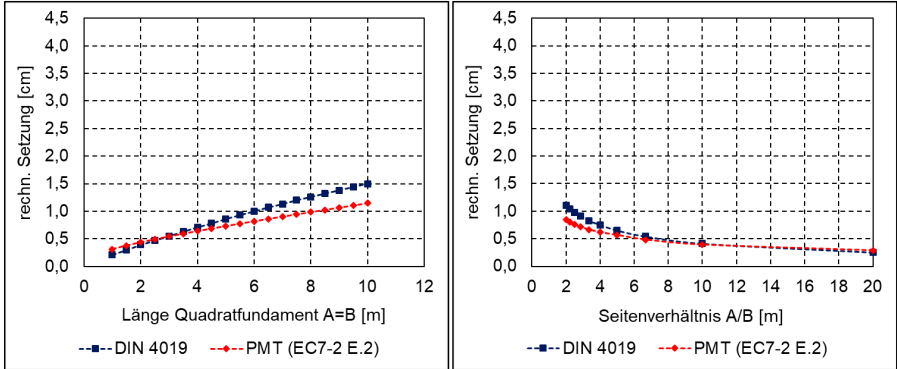


Abbildung 4: Ergebnisse Setzungsberechnungen am Beispiel von Sand

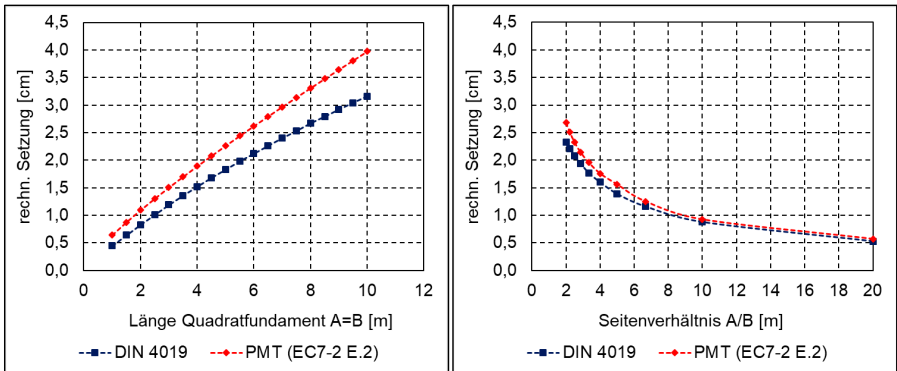


Abbildung 5: Ergebnisse Setzungsberechnungen am Beispiel von Geschiebemergel

4 Einsatz der Pressiometrie zur Baugrunderkundung

4.1 Vergleich der PMT mit Drucksondierungen und Laborversuchen in Ton- und Schluffböden

Im Zuge der geotechnischen Planung einer Neuerrichtung eines Logistikzentrums mit Hochregallager-Bereichen wurden zwei Versuchsfelder (VF1 und VF2) angelegt. Das Projektareal liegt rd. 5 km nördlich von Schlüchtern in einem Gewerbegebiet zwischen Fulda und Frankfurt (Main) an der A66. Im Rahmen der geotechnischen Begutachtung wurde ein stark heterogener und verformungsfähiger Bodenaufbau angetroffen. Die Fließerden und Hangsedimente, Talfüllungen, vulkanischen Ablagerungen sowie Ton- bzw. Siltgesteine stehen in unregelmäßiger Wechsellagerung teilweise mit organischen Einschlüssen an.

Die Versuchsfelder wurden mittels Drucksondierungen (CPT) und über die Tiefe gestaffelten Pressiometerversuchen nach Ménard aufgeschlossen, um die Messwerte beider Erkundungsmethoden miteinander zu vergleichen. Für die Pressiometerversuche wurde eine Messsonde des Typs G-AX mit einem Sondendurchmesser von 44 mm und einer Messzellen-Länge von 37 cm eingesetzt. Die Sonde wurde im Schlitzrohr eingepresst und in größeren Tiefen eingeschlagen. Die Kernbohrungen liegen in unmittelbarer Nähe zu den Versuchsfeldern und wurden bereits im Zuge des geotechnischen Untersuchungsberichts ausgeführt.

In Abbildung 6 ist der erkundete Baugrundaufbau der beiden Versuchsfelder sowie die Messwerte der CPT und PMT dargestellt.

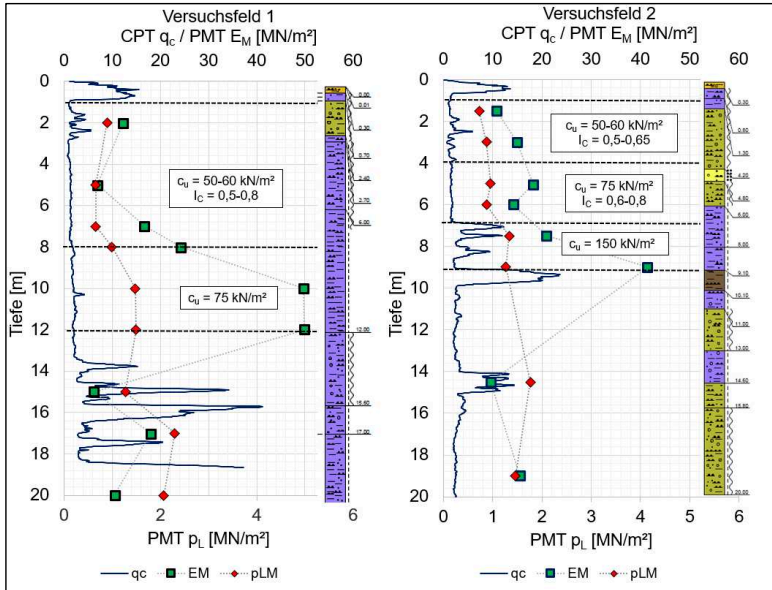


Abbildung 6: Messergebnisse CPT und PMT im Tonboden

Die tiefenbezogenen Verläufe der Messwerte zeigen, dass Steifigkeitsänderungen des Tones mit der Pressiometrie gegenüber den sehr kleinen und nur leicht monoton ansteigenden Spitzendruckwerten der CPT von $q_c \approx 2$ MN/m² wesentlich ausgeprägter identifiziert werden konnten. Der Quotient E_M/p_L deutet zwischen 6 m und 12 m unter Gelände auf eine erhebliche Überkonsolidation des Tones hin, die mittels der CPT nicht erkennbar ist.

Die undrainierte Scherfestigkeit wurde an einzelnen Laborscherversuchen an ungestörten Bodenproben ermittelt. Demnach lässt sich in den oberen 7 m unter GOK eine steife Konsistenz mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 50$ bis 75 kN/m² in beiden Versuchsfeldern abschätzen. Bei der an Bohrproben durchgeführten Konsistenzgrenzbestimmung nach ATTERBERG ergaben sich Konsistenzzahlen von $I_c = 0,5$ bis $0,8$ bis 7 m Tiefe unter GOK, welche auf eine weiche bis steife Konsistenz hindeuten. Die undrainierte Scherfestigkeit wurde ab 8 m unter Gelände mit $c_u = 75$ kN/m² im VF1 und $c_u = 150$ kN/m² im VF2 ermittelt, was einem Konsistenzbereich von steif bis halbfest entspricht.

4.2 Vergleich der PMT mit Drucksondierungen in sandigen Böden

Zwei weitere Versuchsfelder (VF3 und VF4) wurden im Zuge eines Hotelneubaus in Braunschweig für einen Vergleich der beiden Erkundungsverfahren in grobkörnigen Böden ausgeführt. Das Projektareal liegt außerhalb der Braunschweiger Innenstadt, nördlich des Wendenringes zwischen der Spinnerstraße und der Oker und war vormals mit einem Fabrikkomplex überbaut.

Es stehen inhomogene Auffüllungen über teils organischen Schluffen an. Darunter folgen an ca. 2 m unter Gelände die grobkörnigen Fraktionen aus Sanden und Feinsanden in lockerer Lagerung z.T. mit schluffigen Einlagerungen. Zur Tiefe hin stehen tragfähige Böden in Form von Mittel- und Grobsanden an, die eine mitteldichte bis zu sehr dichte Lagerung aufweisen. Diese werden von der sogenannten „Braunschweiger Schluffschicht“ unterlagert.

In beiden Versuchsfeldern wurde jeweils eine Drucksondierung und mehrere über die Tiefe gestaffelte Pressiometerversuche mit der Messsonde Typ G-AX ausgeführt. Die Sonde wurde eingeschlagen. Naheliegende Aufschlussbohrungen lagen bereits aus der Vorerkundung vor.

In Abbildung 12 ist der erkundete Baugrundaufbau der beiden Versuchsfelder sowie die Messwerte der CPT und PMT dargestellt. Die Messwerte von q_c der CPT und die Pressiometerparameter E_M und p_L korrelieren in beiden Fällen sehr gut miteinander.

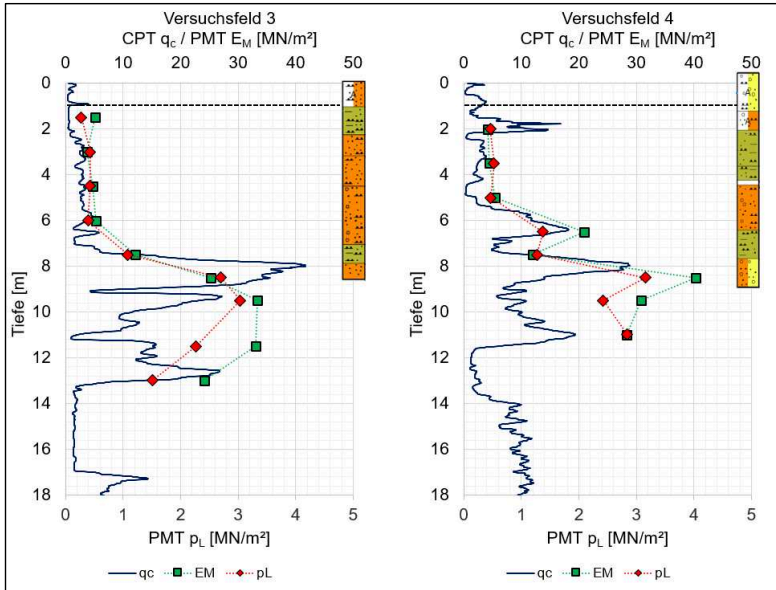


Abbildung 7: Messergebnisse CPT und PMT im Sandboden

4.3 Vergleich der mittels CPT und PMT abgeleiteten Steifemoduln

Im EC 7-2 wird die empirische Beziehung zwischen dem oedometrischen Steifemodul und dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde nach Gl. 10 angegeben.

$$E_S = \beta \cdot q_c \quad (\text{Gl. 10})$$

Dabei ist β ein Korrelationsfaktor, der in Abhängigkeit der Bodenart und des Spitzendruckes basierend auf den Untersuchungen von SANGLERAT (1972) angegeben wird.

Die Gl. 10 darf gemäß EC 7-2 ebenfalls zur Bestimmung der Baugrundsteifigkeit für Setzungsberechnung von Flachgründungen verwendet werden, wobei der Hinweis gegeben wird, dass die Korrelationen als konservative Abschätzungen zu betrachten ist.

Für das VF1 und VF3 wurden exemplarisch die Steifigkeitsprofile basierend auf der Drucksondierung gemäß empirischer Beziehung nach Gl. 10 den Ergebnissen der direkten Steifigkeitsmessung mittels Pressiometer gegenübergestellt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 8 dargestellt. Für den Ton im VF 1 wurde $\beta = 6$, d.h. der Maximalwert für stark

plastische Tone gemäß EC 7-2 Anhang D.4, und für den Sand im VF 3 $\beta = 1,5$ bzw. $\beta = 2$ je nach Lagerungsdichte angesetzt.

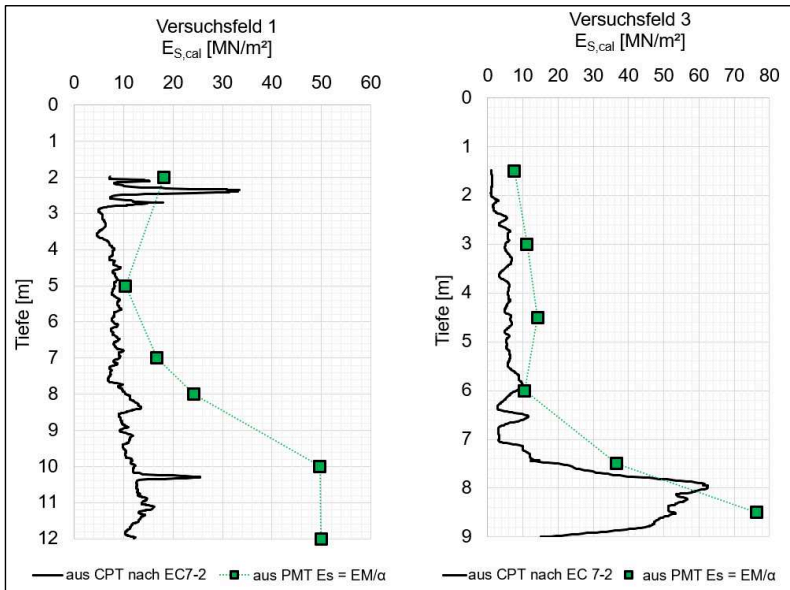


Abbildung 8: Vergleich der abgeleiteten Steifemoduln $E_{S,cal}$ für VF1 und VF3

In beiden exemplarisch ausgewerteten Versuchsfeldern sind die mittels Spitzendrucksondierung abgeleiteten Steifemoduln kleiner als diejenigen, welche sich aus den Pressiometermessungen ergeben. Damit kann grundsätzlich bestätigt werden, dass die Gl. 10 in Verbindung mit den im Anhang D.5 des EC7-2 aufgeführten Werten für β eine vermutlich zu konservative Abschätzung darstellt.

Im Bereich der locker gelagerten Sande bis ca. 7 m unter Gelände im VF3 betragen die mittels Drucksonde bestimmten Werte nur etwa 50 % der Pressiometerergebnisse. Gute Übereinstimmungen der beiden Methoden liegen im Bereich der dicht bis sehr dicht gelagerte Sande zwischen 7 m und 9 m Tiefe vor.

Insbesondere für den Ton (VF1) bestätigt sich, dass Steifigkeitsänderungen mit dem Pressiometer wesentlich ausgeprägter identifiziert werden können als über den Widerstand der Drucksondierspitze. Die mit der Konsistenzveränderung einhergehende Steifigkeitszunahme über die Tiefe wird nur in einem geringen Maße erfasst. Der mittels

Drucksondierung abgeleitete Steifemodul beträgt ab 8 m Tiefe nur etwa 30 % des mittels Pressiometer gemessenen Steifemoduls. Der im Zuge der Baugrunderkundung mit Laborversuchen ermittelte Steifemodul liegt für diese Schichten im Bereich $E_s \approx 40 \text{ MN/m}^2 \pm 20 \%$, was gut mit den Ergebniswerten des Pressiometers übereinstimmt

Der Spitzenwiderstand der Drucksonde ist ein Widerstandsparameter und im Gegensatz zum Pressiometermodul kein Deformationsparameter. Entsprechend ist eine Korrelation zwischen Spitzendruck und Steifigkeit insbesondere bei bindigen Böden nach Gl. 10 nur bedingt geeignet. Weiterhin sind bei Ausführung einer Drucksondierung die an der Sondenspitze wirkenden Spannungen derart groß, dass bei sensitiven tonigen Böden Konsistenz- und Steifigkeitsänderungen kaum messbar sind. Die hohen Spannungen, welche auch die geologisch bedingten Vorbelastungsspannungen bei Weitem übersteigen, führen zu Plastifizierungen an der Sondenspitze, die nicht mit der Elastizitätstheorie beschrieben werden können.

5 Tragfähigkeits- und Verformungsberechnungen von Pfählen und hydraulisch gebundenen Säulen

5.1 Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mittels PMT

Insbesondere für gering ausgedehnte Gründungskörper mit punktueller Lasteinleitung wie Pfähle oder pfahlartige Tragelemente spiegelt der Pressiometerversuch die Zunahme der horizontalen Hauptspannungen im Untergrund bis zum Bruchzustand sehr gut wider [MÜLLER, 1970]. Das sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit am Pfahlfuß einstellende Spannungsfeld weist gute Übereinstimmungen mit dem des Pressiometerversuches auf, weshalb direkte Korrelationen plausibel sind.

Der charakteristische Grenzwert des Pfahlwiderstandes bei Druckbelastung ergibt sich gemäß EC7-2 Anhang E.3 auf Basis von Pressiometerparametern nach Gl. 11.

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} = A \cdot k \cdot [p_L - p_0] + U \cdot \Sigma[q_{si} \cdot z_i] \quad (\text{Gl. 11})$$

Der erste Term der Gleichung stellt den Anteil des Fußwiderstandes $R_{b;k}$ für die Aufstandsfläche A des Pfahles dar. Der Fußwiderstandsfaktor k ist dem EC 7-2 Anhang E.3 in Abhängig von Herstellart, der Bodenart sowie dem Grenzdruck aus dem Pressiometerversuch im Bereich des Pfahlfußes zu entnehmen. Alternativ ist eine

Berechnung nach französischem nationalem Anhang, der NF P94-262, möglich [TINAT ET AL., 2019b]. Der Druck p_0 stellt den horizontalen Ausgangsspannungszustand in der Tiefe des Pfahlfußes dar. Dieser wird aus der Überlagerungsspannung mit Kenntnis des Erddruckkoeffizienten oder bei ausreichend kleinen Druckinkrementen aus dem Pressiometerversuch direkt bestimmt. Der Ausdruck $[p_L - p_0]$ wird als Netto-Grenzdruck p_L^* bezeichnet [BAGUELIN ET AL., 1978].

Der zweite Term in Gl. 1 entspricht dem charakteristischen Wert des Mantelreibungswiderstandes $R_{s;k}$ über den Pfahlumfang U . Die Erfahrungswerte für die Mantelreibung q_{si} werden aus dem Netto-Grenzdruck des Pressiometerversuches nach EC 7-2 oder NF P94-262 abgeleitet. Für Vollverdrängungselemente ergeben sich nach französischer Normung erfahrungsgemäß höhere Werte für die Mantelreibung bei einer gleichzeitigen Abminderung des anzusetzenden Spitzendruckes gegenüber den vor 2012 ebenfalls in Frankreich verwendeten Erfahrungswerten nach EC 7-2 Anhang E.3. Dies zeigen exemplarische Vergleichsrechnungen von TINAT ET AL. (2019b).

Die auf der Pressiometrie basierende Berechnung stellt eine adäquate Alternative zu den in Deutschland üblicherweise angewendeten Erfahrungswerten der EA-Pfähle dar. Die Anwendung der ursprünglich für Pfähle aufgestellten Berechnungsmethode zur Bemessung von hydraulisch gebundenen Baugrundverbesserungssäulen ist unter Berücksichtigung der Herstellverfahren insbesondere in Frankreich Stand der Technik.

5.2 Erfahrungen zur Bemessung von CMC®

Das vor mehr als 20 Jahren von Fa. MENARD entwickelte CMC-Verfahren gilt als Methode zur Baugrundverbesserung. CMC sind vollverdrängende, in der Regel unbewehrte Betonsäulen, deren Durchmesser 28 bis 60 cm betragen kann. Sie werden erschütterungsfrei mit einer vollverdrängenden Bohrung hergestellt. CMC werden häufig mit einer Lastverteilungsschicht über den Säulenköpfen ausgeführt und schließen die Lücke zwischen klassischen Baugrundverbesserungen und Tiefgründungen. Zum einen wird der anstehende Boden durch die Verdrängung verdichtet. Zum anderen wirken CMC im Gebrauchszustand als vergleichsweise starre Säulen mit pfahlartigem Lastabtrag.

In den oben beschriebenen Versuchsfeldern in Ton- und Sandböden konnte der Grenzzustand der Tragfähigkeit von CMC zutreffend auf Basis von Pressiometerversuchen abgeleitet werden. Die Ergebnisse weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit den örtlich

durchgeführten Probelastungen auf [TINAT ET AL., 2019b]. Tendenziell liegen die berechneten Werte auf der sicheren Seite, u.a. auch durch eine bei der Bemessung nach Teilsicherheitskonzept erforderlichen Abminderung der Widerstandsseite mit einem anzusetzenden Modellfaktor von $\eta_{P;C} \geq 1,3$ bei Baugrundversuchen bzw. Verwendung von Erfahrungswerten gegenüber einer Probelastung mit $\eta_{P;C} = 1,0$. Dieser Forderung wird in Deutschland durch den Ansatz unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte, d.h. $\gamma_t = 1,1$ bei örtlichen Probelastungen und $\gamma_t = 1,4$ bei Verwendung von Baugrundversuchen bzw. Erfahrungswerten, Rechnung getragen ($\eta_E = 1,4/1,1 = 1,27 \approx 1,3$). Die Korrelation von $R_{c;k}$ aus den Pressiometerversuchen und $R_{c;m}$ aus den in der Versuchsreihe bis dato durchgeführten Probelastungen an CMC mit einem Durchmesser von $D = 40$ cm ist in Abbildung 9 dargestellt.

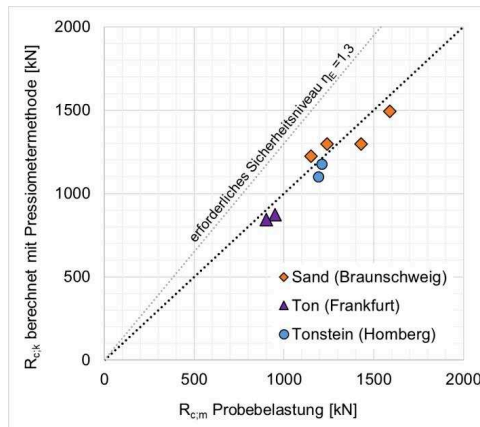


Abbildung 9: Korrelation $R_{c;k}$ aus Pressiometerversuchen und $R_{c;m}$ aus Probelastungen an CMC mit $D = 40$ cm

5.3 Berechnung des Widerstand-Setzungsverhaltens

FRANK & ZHAO (1982) entwickelten in semi-empirischen Versuchsreihen unter Zugrundelegung eines Pfahl-Federmodells und zahlreichen Probelastungen mit messtechnischer Bestimmung von Mantelreibung und Spitzendruck eine Lasttransfermethode zur Ermittlung des Widerstands-Setzungsverhaltens von Pfählen. Die Berechnung erfolgt mit Pressiometerparametern unter Berücksichtigung des Pfahldurchmessers und der Bodenart. Die Berechnungsmethodik ist heute zur Bestimmung

des Last-Setzungsverhaltens sowohl von Pfählen in der NF P94-262 als auch hydraulisch gebundenen Säulen in den ASIRI-Empfehlungen nach IREX (2012) verankert. Die Lasttransfermethode basierend auf der Pressiometrie gilt als äußerst zuverlässig und weist den Vorteil auf, dass sie auf realen Deformationsparametern des Bodens unter in situ Bedingungen basiert.

Die Mobilisierungskurven von Mantelreibung und Spitzendruck werden nach der Modellvorstellung gemäß Abbildung 10 in Abhängigkeit des Ménard-Moduls nach Gl. 12 und 13 ermittelt.

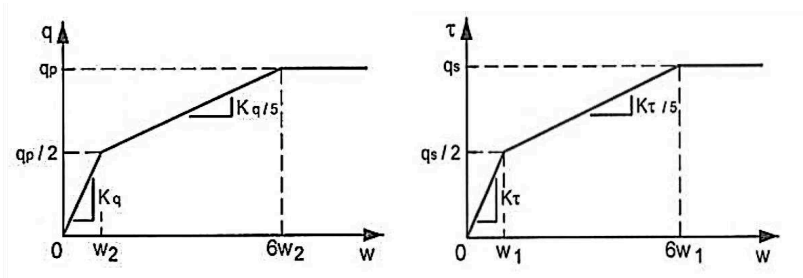


Abbildung 10: Lasttransferkurven nach Frank und Zhao (1982) basierend auf Pressiometerparametern

$$K_q = m_q \cdot E_M / D_C \quad (\text{Gl. 12})$$

$$K_\tau = m_\tau \cdot E_M / D_C \quad (\text{Gl. 13})$$

In Abbildung 11 werden exemplarisch die Messergebnisse von zwei Probelastungen an CMC ($D = 40 \text{ cm}$) mit Einbindung im Ton (links) und im Sand (rechts) dargestellt. Die Lasttransfermethode basierend auf den Pressiometerparametern liefert in beiden Fällen ein sehr gut übereinstimmendes Widerstands-Setzungsverhalten mit den Probelastungen an CMC. Die Ausgleichsfunktion der nach FRANK & ZHAO (1982) vereinfacht angenommenen trilinearen Mobilisierungskurven wurde nach COMBARIEU (1988) gemäß den ASIRI-Empfehlungen aufgestellt. Die Abweichungen der berechneten Werte zur gemessenen Last-Setzungskurve sind mit $< 2 \text{ mm}$ bei der statischen Probelastung und $< 3 \text{ mm}$ gegenüber der CAPWAP-Auswertung der dynamischen Probelastung bei üblichen Gebrauchslasten als minimal zu bewerten.

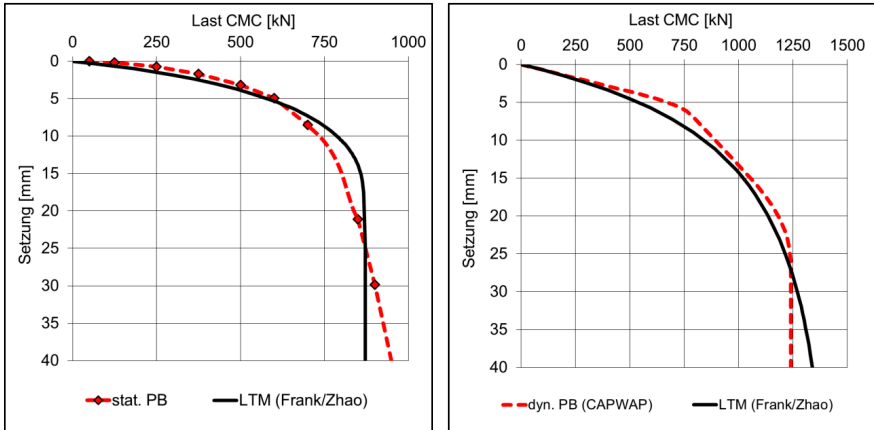


Abbildung 11: Last-Setzungslinien von CMC im Ton (links) und Sand (rechts) - Vergleich zwischen Lastransfermethode und Probelastung

Weiterhin wurde für beide Versuchsfelder eine FE-Analyse mit Plaxis 2D durchgeführt. Eine Detailbeschreibung des FE-Modells zur Simulation der Probelastung ist in TINAT ET AL. (2019a) vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen eine Unterschätzung der Steifigkeit und zu geringe Grenztragfähigkeiten im Vergleich zu den realen Probelastungen. Diese Beobachtung entspricht den Erfahrungen aus zahlreichen Vergleichsstudien zwischen FE-Berechnungen und Probelastungen an CMC (RACINAIS ET AL., 2017). Dies ist zum einen auf die in der Praxis bis dato häufig nicht berücksichtigte Verbesserung der Bodenkennwerte infolge der Vollverdrängung bei Säulenherstellung zurückzuführen. Zum anderen wird der Mantelreibungswiderstand der Säule infolge einer Mobilisierung von Scherspannungen zwischen Betonoberfläche und Boden nicht zutreffend mit den Scherparametern des Bodens abgebildet. In diesen Fällen ist eine iterative Kalibrierung des FE-Modells der Einzelsäule mithilfe der Lastransfermethode auf Basis von Pressiometerparametern möglich, bevor weitere Berechnungen an komplexeren Modellen durchgeführt werden [TINAT ET AL., 2019a].

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ménard-Pressiometrie basiert auf druckinduziertes Ausdehnen einer in den Untergrund eingeführten, gummiummantelten Messzelle. Dabei wird die Druck-Verformungslinie in den jeweiligen Tiefen bis zum Bruchzustand aufgezeichnet und das Spannungs-Verformungsverhalten an einem Bodenvolumen von mehreren Kubikmetern untersucht. Das Ergebnis der Messung sind die bodenmechanischen Parameter Ménard-Pressiometermodul E_M und Grenzdruck p_L .

Eine Setzungsberechnung von Flachgründungen mit Pressiometerparametern kann zum einen mit der direkten Methode nach EC7-2 Anhang E.2 oder durch Umrechnung des Ménard-Moduls in die konventionellen Elastizitätsparameter E oder E_s erfolgen. Es stehen einschlägige Korrelationen nach französischem Standard zur Verfügung, mit denen eine Berechnung nach DIN 4019 für Einzel- oder Streifenfundamente oder große Flächenlasten mit ödometrischen Spannungs-Verformungsbedingungen ermöglicht wird.

Insbesondere in tonigen Böden konnte bestätigt werden, dass Steifigkeitsänderungen mit dem Pressiometer wesentlich ausgeprägter identifiziert werden können, als es über den Widerstand der Drucksondierspitze der Fall ist. Der Spitzenwiderstand der Drucksonde ist ein Widerstandsparameter und im Gegensatz zum Pressiometermodul kein Deformationsparameter. Daher ist eine Durchführung von Pressiometerversuchen zur Bestimmung der in situ Baugrundsteifigkeit für Setzungsberechnungen vorteilhaft.

In mehreren Versuchsfeldern konnte zudem der Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch das lastabhängige Verformungsverhalten von Vollverdrängungssäulen nach dem CMC-Verfahren zuverlässig auf Basis von Pressiometerversuchen abgeleitet werden. Die Berechnungen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit wurden nach EC 7-2 Anhang E.3 durchgeführt. Die Abweichungen der berechneten Widerstand-Setzungslinie nach FRANK&ZHAO (1982) zur gemessenen Last-Setzungskurve sind mit < 3 mm bei üblichen Gebrauchslasten als minimal zu bewerten und bestätigen die guten Erfahrungen aus Frankreich. Die Versuchsreihe wird kontinuierlich an weiteren Standorten in Deutschland fortgeführt und veröffentlicht.

Literatur

Baguelin, F.; Jézéquel, J.F.; Shields, D.H.; *The pressuremeter and foundation engineering, 1. Aufl., 1978*

Baguelin F.; Lay L.; Ung S.Y.; Sanfratello J.P.; Pressiomètre, surconsolidation et tassement dans les sols fins, *Proc. of 17th ICSMGE, Alexandria, 2009*

Baud, J.P.; Gamin, M.; Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama, *Proc. of 18th ICSMGE, ISP6 - Pressio, Paris, 2013*

Bohn, C.; Frank, R.; Lambert, S.; Foundation Settlement Calculations with the Pressuremeter Method Compared to Other Methods and Resulting Correlations, *Proc. of 18th ICSMGE, ISP6 - Pressio, Paris, 2013*

Combarieu, O.; *L'utilisation des modules de déformation en géotechnique, Revue Française de Géotechnique, Nr. 114, S.3-32, 2006*

Combarieu, O.; Calcul d'une fondation mixte semelle pieux sous charge verticale centrée, *Note d'information technique LCPC, 1988*

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", *herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Verlag Ernst & Sohn, 2. Aufl., 2012*

Frank, R.; Zhao, S.-R.; Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enforcement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins, *Bulletin de liaison des LPC n°119, S.17-24, 1982*

IREX; Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements, *ASIRI National Project, 2012*

Lamé, G.; Leçons sur la théorie mathématique d'élasticité des corps solides, *Bachelier, Paris, 1852*

Ménard L.; Das Pressiometer Louis Ménard. *Die Bautechnik, Heft 6, S.202-204, 1962*

Ménard L.; Rousseau J.; L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. *Sols-Soils, Nr.1, Paris, 1962*

Müller, H.; Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach Ménard. *Die Bautechnik, 47, Heft 9, S.289-295, 1970*

NF P94-261; Normes d'application nationale de l'Eurocode 7, *Fondations profondes, 2012*

- NF P94-262;** Normes d'application nationale de l'Eurocode 7, *Fondations profondes, 2012*
- Racinais, J.; Maucotel, F.; Varaksin, S.; Hamidi, B.;** Beneficial Use of Pressuremeter Tests for Accurate Modelling by Finite Elements of a Rigid Inclusion Ground Improvement Solution, *Proc. of ICSMGE, Seoul, Süd Korea, 2017*
- Sanglerat, G.;** The penetrometer and soil exploration, *Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 1972*
- Tinat, Ch.; Diedenhoven, L.; Chaumeny, J.-L.;** Anwendung einer Lasttransfermethode auf Basis der Ménard-Pressiometrie zur Bemessung von Vollverdrängungssäulen System CMC® validiert an Probebelastungen, Tagungsbeiträge zum Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Darmstadt, Heft 105, S.3-17, 2019a
- Tinat, Ch.; Knoche, S.; Chaumeny, J.-L.;** Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente validiert an Probebelastungen, *Tagungsbeiträge zum Pfahl-Symposium, Braunschweig, Heft 107, S.569-595, 2019b*
- Witte, M.; Vittinghoff, T.;** Verwendung des Verformungsmoduls aus Bohrlochaufweitungsversuchen für Setzungsberechnungen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 62, S.167-185, 2000*

Autoren

M.Sc. Christopher Tinat

christopher.tinat@tuhh.de

Dipl.-Ing. Sandra Knoche

sknoche@menard.gmbh

MENARD GmbH

www.menard.gmbh

Hittfelder Kirchweg 2, 21220 Seevetal

Tel.: 04105 / 66 48-0

Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern – versuchstechnische und rechnerische Untersuchungen

Matthias J. Rebhan, Roman Marte, Franz Tschuchnigg

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik,

Technische Universität Graz, Österreich

Alois Vorwagner, Maciej Kwapisz

Transport Infrastructure Technology, Austrian Institute of Technology, Österreich

1 Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern

In Folge des Versagens einer Spornmauer an der A 10 Brennerautobahn im Bereich der Mautstelle Schönberg (vgl. Abbildung 1 Links) im Frühjahr 2012 wurde ein vertieftes Untersuchungsprogramm (vgl. Kirchmair, 2017 & Marte, 2014) an Stützbauwerken im Streckennetz der ASFINAG durchgeführt. Dieses zeigte, dass vor allem bei Winkelstütz- und Spornmauern in den Bereichen des Fundament- und Spornanschlusses Korrosionsschäden der Hauptbewehrung (vgl. Abbildung 1 Rechts) vorliegen können.



Abbildung 1: Korrosionsschäden an Winkelstützmauern; Links: Versagen einer Spornmauer an der Brennerautobahn [Kirchmair, 2017]; Rechts: Korrosionsschäden im Bereich der erdseitigen Arbeitsfuge [GUMA, 2014]

Im Zuge von klassischen, visuellen Kontrollen und Prüfungen [RVS 13.03.61, 2014] können derartige Schäden auf Grund ihrer Lage an der Rückseite des Bauwerkes (erdverfüllt) nicht erfasst und beurteilt werden. An der Vorderseite des Bauwerkes zeigen sich zufolge einer Korrosionsschädigung der Hauptbewehrung keine korrosionsbedingten Schadensbilder wie Korrosionsfahnen, Betonabplatzungen oder freiliegende Bewehrung.

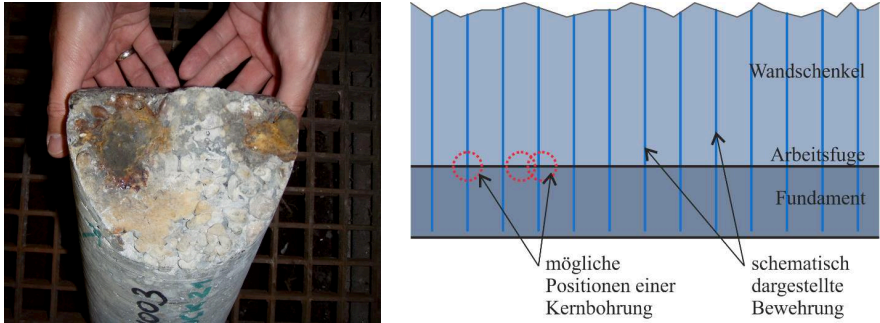


Abbildung 2: Untersuchungsmethoden bei Winkelstützmauern; Rechts: Ergebnis einer Kernbohrung; Links: Untersuchungsbereiche bei Anwendung zerstörender Untersuchungsmittel [Rebhan, 2019]

Durch diese Einschränkungen ist es oftmals erforderlich zerstörende Untersuchungsmethoden wie Kernbohrungen (vgl. Abbildung 2 Links) oder die Herstellung von Sichtfenstern mittels Hochdruckwasserstrahlen anzuwenden. Diese bieten jedoch lediglich die Möglichkeit einer punktuellen Erfassung der Korrosionsschäden. Dies ist schematisch in Abbildung 2 Rechts abgebildet. Auf Grund der Position und des Durchmessers einer Kernbohrung ist es eine herausfordernde Aufgabe, schadhafte Bewehrungselemente im Zuge der Untersuchung freizulegen und zudem die Anzahl der invasiven Bohrungen auf ein Maß zu beschränken, welches die Tragfähigkeit nicht maßgeblich beeinflusst.

Bei Anwendung derartiger Untersuchungsmethoden im Hochbau [Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2017] dienen diese oftmals lediglich zur Validierung von zerstörungsarmen Untersuchungsmethoden [Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V., 2014]. Letztere finden bei der Prüfung und Beurteilung von Stützbauwerken jedoch kaum Anwendung, da die physikalischen Grenzen (z.B. Eindringtiefe, Wellenausbreitung, ...) durch die massiven Querschnitte oftmals überschritten werden.

Aus diesem Grund wird bei Verdacht auf Korrosionsschäden an der erdseitigen Biegebewehrung häufig ein Monitoring zur Erfassung des Bauwerksverhaltens installiert. Hierzu kommen im Regelfall klassische geodätische Methoden wie Reflektoren oder Neigungsaufnehmer zum Einsatz. Diese können jedoch lediglich die rotatorischen (bzw. translatorischen) Veränderungen des Bauwerkes erfassen. In nachfolgenden Kapiteln soll ein neues Monitoringkonzept vorgestellt werden, welches einen vertieften Einblick auf das Verhalten derartiger Bauwerke zufolge unterschiedlicher Einflüsse erlaubt.

2 Monitoringkonzept für korrosionsgeschädigte Betonbauteile

Wie bereits angeführt, ist die Anwendung von zerstörungsfreien Untersuchungsmethoden zur Erfassung von Korrosionsschäden bei Stützbauwerken im Regelfall nicht möglich. Daher können Monitoringlösungen wie die Potentialfeldanalyse nicht angewendet werden. Wie Untersuchungen (vgl. [Rebhan et. al., 2019]) zeigten, kann zudem durch die Erfassung der Bauwerksneigungen zwar auf die Änderungen des Bauwerksverhaltens rückgeschlossen werden, eine Bestimmung der Ursachen (Temperatur, Belastung oder Schädigung) ist hiermit nur eingeschränkt möglich. Daher wurde im Zuge der hier beschriebenen Forschungstätigkeiten eine neues Messkonzept entwickelt, welches durch versuchstechnische und rechnerische Betrachtungen validiert wurde.

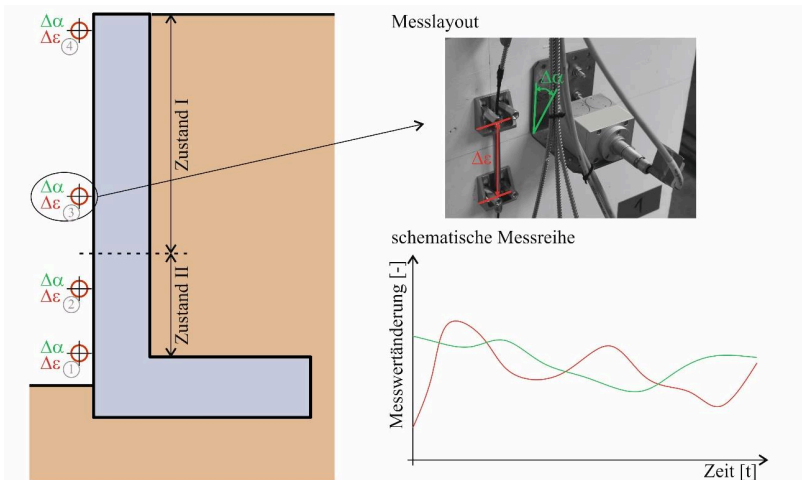


Abbildung 3: Monitoringkonzept für Stützbauwerke; Links: verteilte Positionierung von Messwertaufnehmern; Rechts oben: Messlayout; Rechts unten: schematische Darstellung einer Messreihe [Rebhan, 2019]

Hierzu ist eine Einteilung des Querschnittes einer Winkelstütz- oder Spornmauer in die gerissenen und ungerissenen Bereiche (vgl. Abbildung 3 Links) erforderlich, um eine Aufteilung der Sensorpositionen (① bis ④ in Abbildung 3) zu ermöglichen. An diesen Sensorpositionen werden anschließend Sensorpaare, als Kombination aus einem Neigungs- und einem Dehnungsaufnehmer (vgl. Abbildung 3 Rechts oben) angebracht. Mit diesen werden dann die Änderungen der Neigungen und Dehnungen (Betonstauchungen) an den jeweiligen Positionen erfasst.

Mit einer derartigen Anordnung der Sensoren (vgl. [Rebhan, 2019] & [Rebhan et. al., 2019]) in mehreren Messquerschnitten, ist es möglich zwischen temperatur-, last- und korrosionsbedingten Einwirkungen zu unterscheiden und damit die Ursache für eine Veränderung des Bauwerksverhaltens messtechnisch zu erfassen.

3 Versuchstechnische Nachbildung von Korrosionsschäden

Um den Einfluss von Korrosionsschäden der Biegebewehrung auf das Tragverhalten von Winkelstützmauern zu untersuchen wurden eine Reihe von Versuchen (vgl. [Wöls, 2018] & [Rebhan, 2019]) durchgeführt. Die Versuchsreihe SIBS_V3 zur Untersuchung unterschiedlicher Einwirkungen auf ein Bauwerk und zur Überprüfung des Monitoringkonzepts (vgl. Kapitel 2) ist in Abbildung 4 dargestellt.

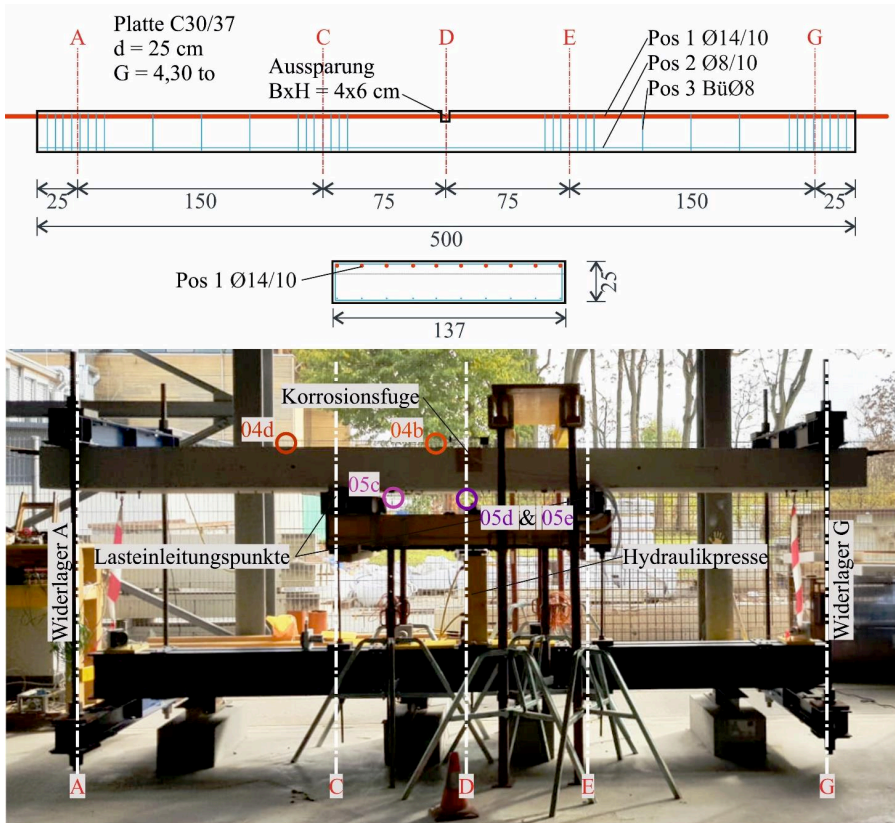


Abbildung 4: Versuchsaufbau SIBS_V3 [Rebhan, 2019]

In diesem Versuchsstand wurde ein Vier-Punkt-Biegeversuch verwendet, um den vertikalen Wandschenkel einer Winkelstützmauer nachzubilden. Die Lastaufbringung wurde dabei durch eine Hydraulikpresse (Achse D) und zwei Lasteinleitungspunkte in Form von Linienlagern (Achse C und E) bewerkstelligt. Der Prüfkörper wies eine Breite von 1,37 m und eine Stärke von 0,25 m auf. Die Hauptbewehrung wurde durch Bewehrungsseisen der Güte BSt 550 mit einem Durchmesser von 14 mm und einem Abstand von 10 cm gebildet, woraus ein Bewehrungsgrad von $\rho = 0,63 \%$ resultiert. Zur Simulation der Arbeitsfuge wurde eine Korrosionsfuge in Plattenmitte (Achse D) in Form einer Aussparung hergestellt. Zur konstruktiven Durchbildung wurde Edelstahlbewehrung der Güte EN 1.4362 verwendet. Dies war erforderlich, da zur Nachbildung der Korrosionseinwirkung die Methode des elektrochemischen Abtrages [McGenough, 1988] verwendet wurde.

Bei diesem Verfahren (vgl. Abbildung 5 Links), welches bereits bei anderen Versuchen (vgl. [Wöls, 2018]) eingesetzt wurde, wird ein Potentialunterschied zwischen zwei metallischen Werkstoffen aufgebracht, welcher einer Umkehrung des Kathodischen Korrosionsschutzes entspricht. Als Kathode wurde ein Kupferstab verwendet, welcher in einer NaCl Lösung platziert (Korrosionswanne) war und durch eine Spannungsversorgung (bis zu 230 V und 60 A) mit der Opferanode verbunden war, welche durch die freiliegenden Bewehrungselemente in der Korrosionsfuge gebildet wurde. Dieser Prozess führte dabei zu einem kontinuierlichen und regelbaren Materialabtrag (vgl. Abbildung 5 Rechts) der Bewehrungsstäbe, während gleichzeitig unterschiedliche Temperatur- und Belastungszustände am Versuchsaufbau simuliert werden konnten.

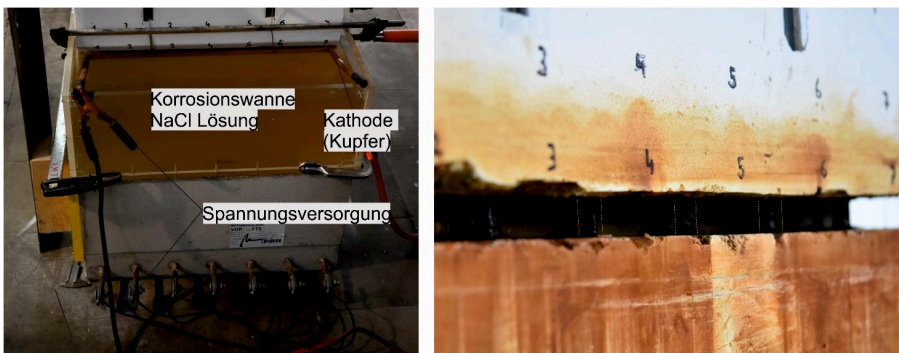


Abbildung 5: Künstliche Nachbildung von Korrosionsschäden; Links: Methode des elektrochemischen Abtrags; Rechts: Reduktion des Bewehrungsdurchmessers in der Korrosionsfuge [Rebhan, 2019]

Die Änderungen der Neigungen und der Dehnungen für die Erfassung der Korrosionsschädigung durch das in Kapitel 2 beschriebene Monitoringkonzept an dem in Abbildung 4 dargestellten Versuchsaufbau sind in nachfolgender Abbildung abgebildet.

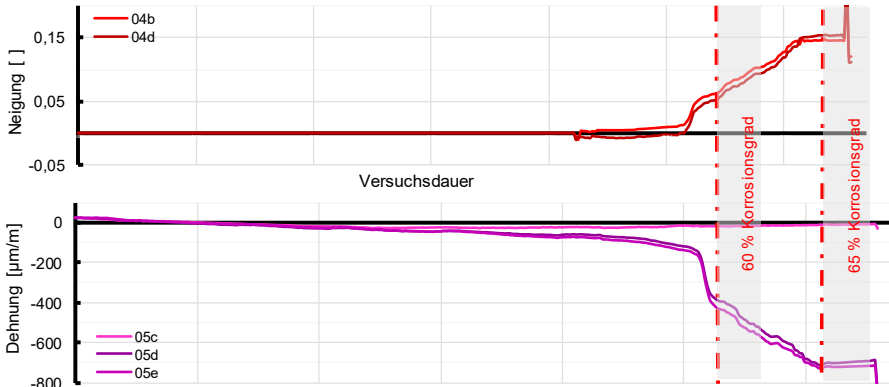


Abbildung 6: Messergebnisse des Versuchstandes SIBS_V3 für eine Korrosionsrate von 50 % bis zum Versagen

Bei Betrachtung der Neigungen (Abbildung 6 oben) lässt sich erkennen, dass hier erst zu einem sehr späten Zeitpunkt die Erfassung einer Schädigung möglich ist. Jedoch zeigt dies auch, dass ab Überschreiten eines gewissen Schädigungsgrades (hier durch 60 % Korrosionsgrad verdeutlicht) eine rapide Zunahme der Neigungen stattfindet. Bei Betrachtung der Dehnungen (Abbildung 6 unten) zeigt sich, dass bereits vor Erreichen dieses Niveaus eine gewisse Zunahme der Dehnungen (Betonstauchungen an der Vorderseite) zu erkennen ist, und diese beim zuvor genannten kritischen Korrosionsniveau ebenfalls einen signifikanten Anstieg bis zum Erreichen des Bauteilversagens aufweisen. Der wesentliche Vorteil der kombinierten Neigungs- und Dehnungserfassung der Stahlbetonbauteile liegt jedoch in der Möglichkeit unterschiedliche Einflussgrößen wie Last- und Temperaturänderungen sowie Schädigungen zufolge Korrosion voneinander unterscheiden zu können. Dies ist mittels nur einer Messgrößenerfassung (Neigungen oder Dehnungen) nicht möglich.

4 Rechnerische Nachbildung von Korrosionsschäden

Neben der versuchstechnischen Nachbildung von Korrosionsschäden wurde der Einfluss dieser auf das Tragverhalten durch eine numerische Modellierung (vgl. [Rebhan et. al., 2019] & [Forschungsgruppe SIBS, 2019]) abgebildet. Dabei wurde der vertikale Wand-

schenkel einer Winkelstützmauer durch ein Volumensmodell abgebildet, in welches die einzelnen Bewehrungsstäbe diskret unter Berücksichtigung der Verbundwirkung gebettet waren. Als Materialparameter wurden dabei die Ergebnisse aus Materialprüfungen für Beton und Bewehrung des Prüfkörpers verwendet.

Eine Korrosionsschädigung wurde dabei durch eine Reduktion des Bewehrungsdurchmessers (identisch den Versuchen) im numerischen Modell berücksichtigt. Die Beanspruchung wurde durch eine weggesteuerte Belastung aufgebracht. Mit diesen Untersuchungen konnten zum einen die potenziellen Messgrößen (vorab zu den Versuchen) identifiziert werden. Zum anderen konnte durch die Abstraktion des Modells (vgl. [Forschungsgruppe SIBS, 2019]) auch eine Parameter- und Sensitivitätsuntersuchung einer derartigen Schädigung durchgeführt werden.

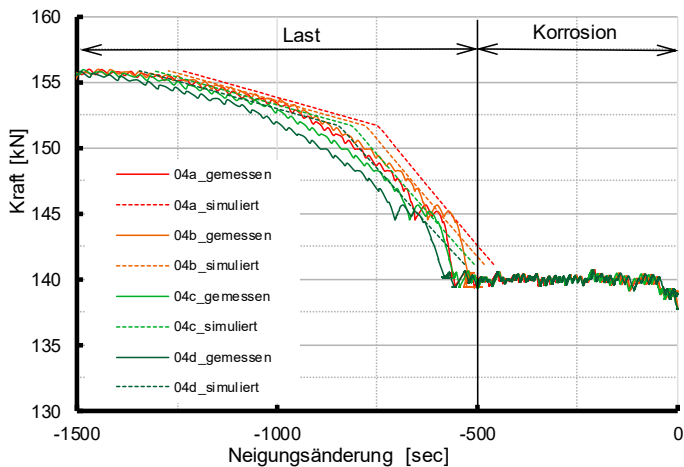


Abbildung 7: Vergleich der numerisch ermittelten Neigungsänderungen mit den Messergebnissen des Versuchsstandes SIBS_V3

Die Ergebnisse dieser numerischen Berechnungen sind in Abbildung 7 beispielhaft dargestellt. Hierbei ist die Neigungsänderung zu Folge einer Laständerung (linker Diagrammbereich) und einer Korrosionsschädigung (rechter Diagrammbereich) dargestellt. Zur Validierung sind in diesem Diagramm die Ergebnisse der Versuchsdurchführung (durchgezogene Linien) mit jenen der numerischen Untersuchungen (gestrichelte Linien) für unterschiedliche Sensorpositionen (vgl. Abbildung 4) gegenübergestellt.

Im Bereich zwischen 0 und -500 sec. ist zu erkennen, dass bei Zunahme einer Korrosionsschädigung der Hauptbewehrung und unter Konstanthaltung der Belastung eine eindeutige Messwertänderung zu erkennen ist. Ein ähnliches Bild zeigt sich jedoch auch bei Steigerung der Belastung. Dies soll beispielhaft verdeutlichen, dass bei reiner Erfassung der Neigungsänderung eine Korrosionsschädigung zwar prinzipiell erfasst werden kann, dieses Verhalten jedoch auch durch eine Änderung der Belastung (z.B. Änderung des Erddruckes) aber auch durch temperaturbedingte Einwirkungen auf das Bauwerk hervorgerufen werden kann.

5 Resümee und Schlussfolgerungen

Mit den hier vorliegenden Ergebnissen und Erkenntnissen aus den durchgeführten Versuchen und numerischen Berechnungen konnte das Verhalten von korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern untersucht und validiert werden. Hierbei zeigte sich, dass die Erfassung von Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern eine herausfordernde Ingenieuraufgabe darstellt, und sich die Einschätzung des Schadensausmaßes und des Schadensfortschrittes äußerst schwierig gestaltet. Zudem ist die versuchstechnische Nachbildung aber auch die praktische Anwendung des vorgestellten Monitoringkonzeptes sowie die numerische Nachbildung von Korrosionsschäden eine nicht einfach zu lösende Aufgabenstellung.

Abschließend sei in Bezug auf die Versuche, die Verwendung des vorgestellten Monitoringkonzeptes und die numerischen Untersuchungen folgendes anzumerken:

- Eine wie in den Versuchen abgebildete rapide Zunahme der Korrosionsschädigung und das daraus folgende, sehr rasch ablaufende Versagen kam lediglich durch die Verwendung der Methode des elektrochemischen Abtrages zu Stande. Unter realen Umweltbedingungen sind hierzu natürlich längere Zeiträume erforderlich, welche auch einen verbesserten Reaktions- und Erfassungszeitraum in Bezug auf die Schädigung ermöglichen;
- Die Erfassung der für eine Änderung des Bauwerksverhaltens verantwortlichen Ursachen ist durch die gemeinsame Betrachtung von Neigungs- und Dehnungsänderungen möglich. Hierzu ist jedoch ein vorangehender Beobachtungs- und Messzeitraum erforderlich, um das generelle Verhalten des Bauwerkes (beispielsweise unter tages- bzw. jahresgangbedingten Temperaturänderungen) zu erfassen und einen

Zusammenhang mit den Effekten zufolge einer Schädigung bzw. einer Laständerung zu ermöglichen;

- Sehr gute Übereinstimmung von Messdaten und Ergebnisses aus den numerischen Untersuchungen wurden durch begleitende Materialuntersuchungen und ein daraus folgendes Model-Updating ermöglicht. Numerische Analysen sind mit dieser Aussagekraft sind lediglich für den hier vorliegenden Fall und die damit verbundenen Parameter und Spannungszustände anwendbar und können nicht unmittelbar auf andere Beispiele und Bauteile umgelegt werden.

Der hier vorliegende Beitrag zeigt jedoch auch, dass ein Monitoring von korrosionsgeschädigten Betonbauteilen unter gewissen Randbedingungen möglich ist. Weitere Anwendungsgebiete, neben den beschriebenen Winkelstützmauern, sind beispielsweise auch Brückenbauwerke oder Tunnelinnenschalen, deren Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ebenfalls von Korrosionsschäden negativ beeinflusst werden kann.

Danksagung

Die hier dargestellten Untersuchungen konnten im Zuge des durch die FFG geförderten Forschungsprojektes SIBS (Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke), Projekt-nummer 853446, durchgeführt werden. Der Dank für die Unterstützung geht an die Vereinigung Österreichischer Bohr- Brunnen und Spezialtiefbauunternehmungen (VÖBU), die Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFINAG) und die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), sowie an das gesamte Forschungsteam und die Wirtschaftspartner des Forschungsprojekts.

Literatur

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.; Ist-Zustandserfassung von Parkbauten in Betonbauweise, Merkblatt 39, Berlin, Eigenverlag DBV, 2017

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.; Merkblatt zur Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren im Bauwesen, Merkblatt ZfPBau, Berlin, Eigenverlag DBV, 2014

Forschungsgruppe SIBS; Abschlussbericht zum Forschungsprojekt SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke, VÖBU, Wien, 2019

GUMA; Evaluation de l'état des murs de soutènement béton à semelles Etude pilote: Rapport de synthèse des phases 1 et 2, Bern, 2014

Kirchmair, M.; Ungeankerte Stützbauwerke der ASFINAG – Erfahrungen und Vorgangsweise. Fachtagung Stützmauern, Kursaal Bern: 2017

Marte, R.; Kienreich, R.; Scharinger, F.; Stadler, C.: Überprüfung und Bewertung des Ist-Zustands älterer Stützbauwerke im Straßennetz der ASFINAG, 31. Christian Veder Kolloquium, Technische Universität Graz, Graz, 2014

McGenough, J. A.; Advanced methods of machining, Chapman and Hall, London, 1988

Rebhan, M. J.; Korrosionsschäden bei Winkelstützmauern, Dissertation, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, Graz, 2019

Rebhan, et. al.; Korrosionsschäden an Winkelstützmauern – Versuchstechnische und rechnerische Nachbildung; Geomechanics and Tunneling; Heft 12, No. 5, Ernst & Sohn, Seite 506 – 514, 2019

RVS 13.03.61; Qualitätssicherung bauliche Erhaltung, Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten, Nicht geankerte Stützbauwerke, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, FSV, Wien, 2014

Wöls, D.; Versuchstechnische Untersuchungen von korrosionsgeschädigten Winkelstützmauern, Masterarbeit, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, Graz, 2018

Autoren

Dipl.- Dipl.- Ing. Dr.techn. Matthias J. Rebhan

rebhan@tugraz.at

Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Roman Marte

roman.marte@tugraz.at

Ass. Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg

franz.tschuchnigg@tugraz.at

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Technische Universität Graz

www.soil.tugraz.at

Rechbauerstraße 12, 8010 Graz, Österreich

Tel.: 0316-873-6738

Dipl.- Ing. Dr.techn. Alois Vorwagner

alois.vorwagner@ait.ac.at

Dipl.- Ing. Maciej Kwapisz

maciej.kwapisz@ait.ac.at

Transport Infrastructure Technology

Austrian Institute of Technology

www.ait.ac.at

Giefinggasse 2, 1210 Wien, Österreich

Tel.: 0316-873-6738



www.gsp-mannheim.de



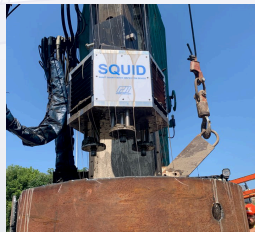
Pile Dynamics, Inc.

Qualitätssicherung für Tiefgründungen

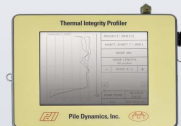
Neue Entwicklungen von Pile Dynamics, Inc. (PDI) für Ortbetonpfähle



Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE) - Wirtschaftliches Instrument der Qualitätssicherung zur 3D-Visualisierung der Geometrie des Aushubs vor dem Betonieren von Bohrpfählen, Schlitzwänden und Barretts



Shaft Quantitative Inspection Device (SQUID) - Neue Technologie zur quantitativen Bewertung der Bohrlochsohle



Thermal Integrity Profiler (TIP) - Bewertung von Ortbetonpfählen durch Messung und Auswertung der Abbindewärme mit Infrarotsonde oder Thermal Wire®

www.pile.com | info@gsp-mannheim.de | +49 621 33 13 61

Steubenstraße 46, D-68163 Mannheim, Germany

Besondere Anforderungen an Setzungsprognose und Messverfahren am Beispiel des Teilchenbeschleunigers FAIR

Wolfgang Kissel, Mate Vamos, Hendrik Ramm
CDM Smith Consult GmbH, Deutschland

Oliver Reul
Universität Kassel, Deutschland

1 Vorhaben

In Darmstadt wird angrenzend an das GSI Helmholtzzentrum für Schwerionenforschung (GSI) in den kommenden Jahren ein neues, internationales Beschleunigerzentrum für die Forschung mit Ionen und Antiprotonen entstehen. FAIR – Facility for Antiproton and Ion Research ist weltweit eines der größten Bauvorhaben für internationale Spitzenforschung und wird eine große Vielfalt an Experimenten ermöglichen.

FAIR wird östlich der seit 1969 bestehenden GSI-Forschungsanlage auf einer Fläche von ca. 15 Hektar errichtet (Abbildung 1), da die bestehenden GSI-Beschleuniger als Vorbeschleuniger genutzt werden sollen. Für das Herzstück der Anlage, einen Beschleunigerring von 1,1 km Umfang (SIS100, Abbildung 2), wird ein Tunnel bis ca. 19,5 m unter der Erde gebaut. In dem Beschleunigerring können Ionen auf eine maximale Geschwindigkeit von ca. 99% der Lichtgeschwindigkeit, d.h. ca. 297.000 km/s, beschleunigt werden. Zur neuen Anlage gehören 25 Bauwerke und Tunnelabschnitte. Sie bieten auf 62.000 m² Nutzfläche Platz für insgesamt 3,5 km Strahlführungsrohre, für Experimentier- und Speicherringe sowie für ausgedehnte Teilchendetektoren (Abbildung 2). Die bis zu sechsgeschossigen Bauwerke mit einer maximalen Geschosshöhe von ca. 21 m über Gelände werden bis maximal ca. 20 m über Gelände an- bzw. überschüttet.

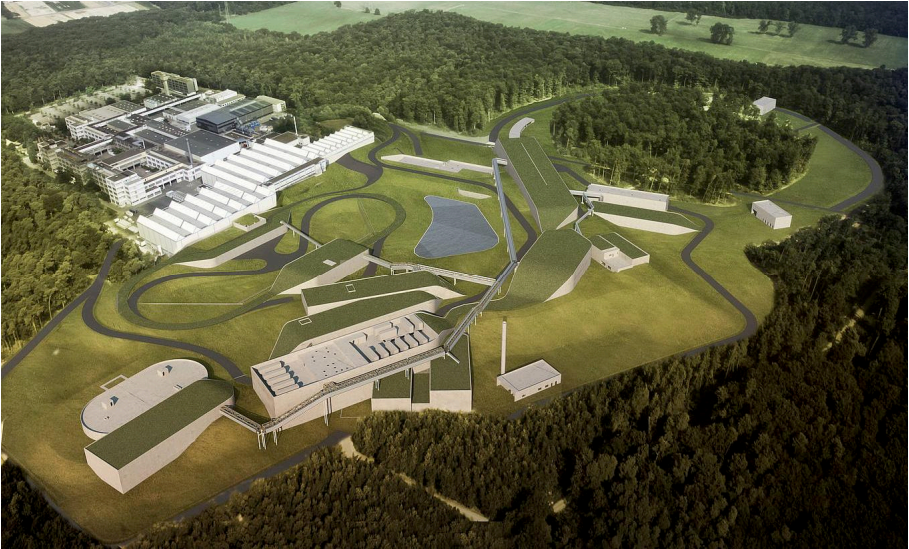


Abbildung 1: Fotomontage zur zukünftigen FAIR-Anlage (unten rechts) und des Gebäudebestands der GSI (oben links) (Quelle: ion42/FAIR)

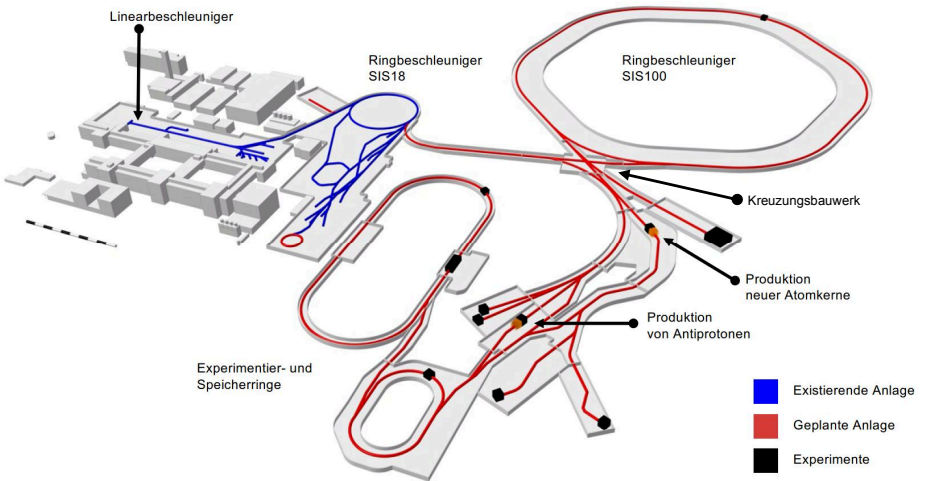


Abbildung 2: Beschleunigerring FAIR (Quelle: GSI/FAIR)

Die Hauptbauarbeiten begannen 2013 mit der vorgezogenen Herstellung von Gründungspfählen. Die Baugruben wurden ab 2017 ausgehoben. Den Bauzustand im Oktober 2019 zeigt die Abbildung 3.



Abbildung 3: Luftbild von Norden (Quelle: D. Fehrenz, FAIR)

2 Baugrundsituation

Das Planungsgebiet liegt nördlich von Darmstadt im Bereich des Oberrheingrabens. Zur Erkundung des Baugrundes wurden mehrere Kampagnen durchgeführt. In den verschiedenen Erkundungsphasen von 2000 bis 2008 wurde der Baugrund mit insgesamt 3700 Bohrmeter in 68 Aufschlussbohrungen bis zu einer Tiefe von 80 m erkundet [ROMBERG, 2009]. Ergänzt wurden die Bohrungen durch Feldversuche, wie z.B. Bohrlochaufweitungsversuche, Rammsondierungen, Standard-Penetration-Tests und Pumpversuche zur Bestimmung des Verformungsverhaltens und der Durchlässigkeit des Baugrunds sowie seismischen Bohrlochmessungen mittels Down-Hole-Methode (siehe z.B. [VRETTOS, 2008]), mit denen in vier Bohrlöchern die Scherwellen- und Kompressionswellengeschwindigkeit bestimmt wurden. Zudem wurde mit einem umfangreichen bodenmechanischen Laborversuchspro-

gramm bodenphysikalische Kennwerte, Scherfestigkeit, Kompressibilität und Verdichtbarkeit der anstehenden Böden bestimmt. Zur konkreten Planung der Baugrube des Tunnels für den Beschleunigerring SIS100 im Bauabschnitt Nord wurden im Jahr 2016 weitere 20 Kernbohrungen bis in Tiefen von max. 34 m abgeteuft.

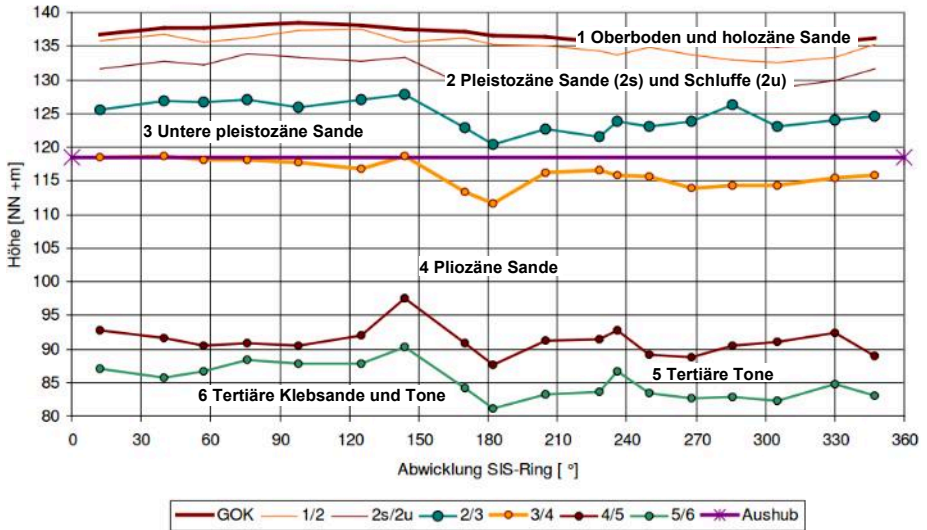


Abbildung 4: Verlauf der Schichtgrenzen entlang der Abwicklung des Beschleunigerrings SIS 100 [ROMBERG, 2009]

Gemäß den Ergebnissen der Baugrunderkundung [ROMBERG, 2009] stehen auf dem Projektgelände zuoberst mit einer Mächtigkeit von ca. 20 m quartäre Sedimente an, die vorwiegend aus schluffigen Fein- und Mittelsanden sowie sandigen Schluffen zusammengesetzt sind (Abbildung 4). Im Liegenden folgen tertiäre Ablagerungen des Pliozän und Miozän, die im Randbereich des Oberrheingrabens Mächtigkeiten bis ca. 75 m erreichen. Die Böden des Tertiärs werden überwiegend aus Tonen und Sanden, untergeordnet auch aus Braunkohlen gebildet. Das Grundwasser steht oberflächennah mit einem Flurabstand von 2 m bis 5 m an, wobei die pleistozänen Sande den Hauptgrundwasserleiter darstellen.

3 Gründung

3.1 Gründungssystem

Die Gründungselemente der Forschungsanlage dienen zur sicheren Abtragung der aus den Bauwerken und Überschüttungen resultierenden hohen Lasten in den anstehenden Baugrund. Bei der Untersuchung möglicher Gründungsvarianten war zu beachten, dass ein Teil der Gebäude bis zu 21 m tief unter Gelände und damit bereichsweise auf der Schichtoberkante der tertiären Tone gründen, während sich die Gründungssohlen der hoch liegenden Gebäude in den quartären Sanden und Schluffen befinden.

Da für die zunächst untersuchte Referenzvariante einer Flächengründung auf einer lastverteilenden Fundamentplatte stark variierende Setzungen in der Größenordnung zwischen $s = 5$ cm und $s = 40$ cm und unverträgliche Winkelverdrehungen von bis zu $1/250$ prognostiziert wurden, war die Anordnung von Bohrpfählen als Setzungsbremse zur Gewährleistung einer gebrauchstauglichen Gründung erforderlich. Mit zunehmender Planungstiefe wurde die Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP), die sich zur Abtragung von hohen Bauwerkslasten in verformungsempfindlichem Baugrund in besonderem Maße bewährt hat (siehe z.B. [REUL & RANDOLPH, 2004], [REUL, 2010]), als wirtschaftlichste Lösung herausgearbeitet. Mit der gezielten Anordnung von Pfählen unter den schweren Bauteilen und dem Heranziehen der Fundamentplatte zum Lastabtrag können mit der KPP die Setzungen gleichmäßig und die Winkelverdrehungen auf ein verträgliches Maß reduziert werden. Zudem wird die Zeitdauer bis zum Abklingen der Setzungen verringert, wodurch der Einbau der verformungsempfindlichen Anlagentechnik zu einem früheren Zeitpunkt erfolgen kann.

Zur Verbesserung der Planungs- und Kostensicherheit wurden im Jahr 2011 weitergehende Erkundungsmaßnahmen durchgeführt. Im Einzelnen handelte es sich um Pfahlprobelastungen, Ankerzugversuche und eine Probeschüttung sowie zusätzliche Aufschlussbohrungen an dem jeweiligen Versuchsstandort.

3.2 Pfahlprobelastungen

An drei verrohrt hergestellten Bohrpfählen (Pfahldurchmesser $d_p = 1,2$ m) wurden lastgesteuerte, statische Pfahlprobelastungen nach dem Osterberg-Verfahren [OSTERBERG, 1989] zur Ermittlung der charakteristischen Pfahlwiderstände durchgeführt [KISSEL ET AL., 2017]. Die Unterkante der Probepfähle lag dabei in bis zu ca. 60 m Tiefe. Es wurde jeweils

eine hydraulische Presse in den Bewehrungskorb der Pfähle eingebaut, die das obere und das untere Pfahlsegment mit einer steuerbaren Last auseinander drückt.

Die auf Grundlage der Grenztragfähigkeiten aus dem Gründungsgutachten [ROMBERG, 2009] abgeschätzten Pfahlwiderstände wurden mit den maximalen Prüfkräften bei allen Probestäben erreicht. Die ermittelten Grenzwerte der Mantelreibung lagen innerhalb der unteren pleistozänen Sande (Schicht 3) überwiegend bei rd. $q_{s,k} = 100 \text{ kN/m}^2$. Innerhalb der pliozänen Sande und Tone (Schicht 4) und der tertiären Tone (Schicht 5) schwankten die Messwerte in Abhängigkeit des lokal vorhandenen Sandgehalts stark, so dass dort Grenzwerte der Mantelreibung zwischen rd. $q_{s,k} = 60 \text{ kN/m}^2$ bis $q_{s,k} = 200 \text{ kN/m}^2$ gemessen wurden. Der Grenzwert des Spitzendrucks wurde mit $q_{b,k} = 1.300 \text{ kN/m}^2$ (Schicht 4) bis $q_{b,k} = 1.600 \text{ kN/m}^2$ (Schicht 5) ermittelt.

Zur Kalibrierung des Berechnungsmodells für die Setzungsberechnungen der geplanten FAIR-Anlage wurden die Probelastungen im Sinne einer Back-Analysis mit Hilfe von Finite-Elemente-Berechnungen numerisch simuliert.

3.3 Probeschüttung

Um die In-situ-Verformungseigenschaften des oberflächennahen Baugrunds und dessen Zeit-Setzungsverhalten besser einschätzen zu können, wurde auf einer Fläche von 20 m x 20 m eine rd. 5 m hohe Schüttung aufgebracht und deren Setzungsverhalten mittels elektronischen Horizontal-Inklinometerketten und Sohldruckgebern in der Aufstandsfläche sowie Extensometern gemessen [KISSEL ET AL., 2017]. Größere Schüttkörper konnten aufgrund der begrenzten verfügbaren Flächen zu diesem Zeitpunkt nicht hergestellt werden.

Zur Kalibrierung des Berechnungsmodells für die Setzungsberechnungen der geplanten FAIR-Anlage wurde die Probeschüttung im Sinne einer Back-Analysis mit Hilfe von dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen numerisch simuliert. Die Steifigkeit der oberflächennahen Schichten konnte in den nachfolgenden Verformungsberechnungen zur Gründungsoptimierung erhöht werden.

3.4 Numerische Berechnungen

Die Verformungsanalysen für die Optimierung der KPP wurden auf der Grundlage der durch die Back-Analysis der Probelastungen und Probeschüttungen kalibrierten Bodenkennwerte durchgeführt. Aufgrund der großen Grundfläche der Forschungsanlage wurde das Tragverhalten der Bauwerke mit insgesamt sieben sich überlappenden Teilmodellen simuliert. Abbildung 5 zeigt ein dreidimensionales Finite-Elemente-Netz beispielhaft für das Berechnungsmodell des Kreuzungsbauwerks (vgl. Abbildung 2). Die einzelnen FE-Modelle bestehen aus bis zu 450.000 quaderförmigen, 8-knotigen Elemente mit linearem Verschiebungsansatz.

Im Rahmen der Verformungsanalysen wurde die Pfahlanordnung und die Pfahllängenstafelung so optimiert, dass sich für die Bauwerke verträgliche Winkelverdrehungen von $<1/500$ ergaben. Die rechnerisch prognostizierten Endsetzungen liegen nunmehr bei rd. $s = 5$ cm für den Beschleunigerring SIS100 und bei bis zu $s = 16$ cm für die übrigen Forschungsgebäude, wobei bei aneinandergrenzenden Gebäuden vergleichbare Setzungen auftreten, so dass die Verdrehungen gering und die Setzungen insgesamt als verträglich einzustufen sind. Aus den Berechnungen resultiert ferner, dass die auf die Forschungsanlagen wirkenden Setzungen stark von dem Zeitpunkt des Einbaus der Überschüttung der Gebäude abhängig sind, so dass die Überschüttung möglichst weit vauseilend zur Installation der wissenschaftlichen Anlagen erfolgen sollte.

Die zu Planungsbeginn abgeschätzte Gesamtpfahllänge von $n \cdot L_p = 109.000$ m konnte im Zuge der Gründungsoptimierung auf $n \cdot L_p = 50.000$ m reduziert werden. Die ca. 1.350 Gründungspfähle ($d_p = 1,2$ m) der Kombinierten Pfahl-Plattengründung weisen Längen bis zu 55 m unterhalb der Gründungssohle auf und wurden im ersten Bauabschnitt des Vorhabens im Zeitraum von März 2013 bis Mai 2014 bereits hergestellt [MOSER ET AL., 2014]. Einige Bauwerke, wie z. B. der Beschleunigerring SIS100, erhalten Flächengründungen auf Fundamentplatten. Die Fundamentplatten der einzelnen Bauwerke sind monolithisch miteinander verbunden.

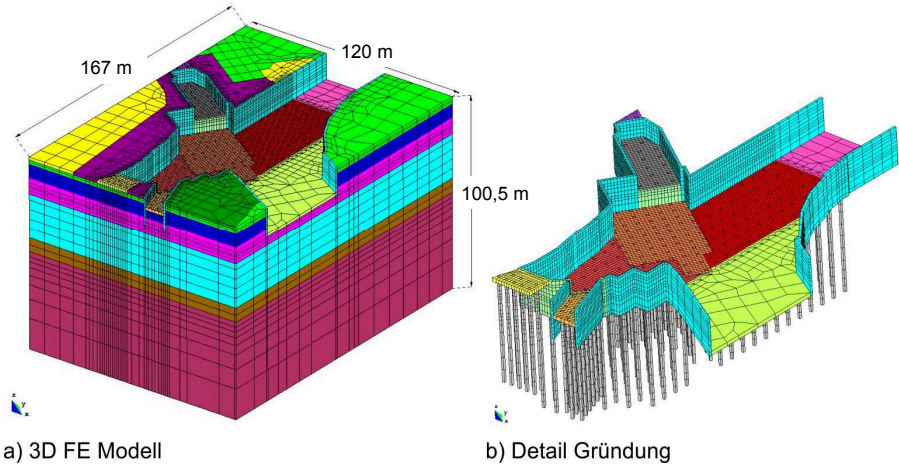


Abbildung 5: 3D FE Modell für das Kreuzungsbauwerk

3.5 Messkonzept

Das Tragverhalten und der Kraftfluss innerhalb einer KPP werden gemäß KPP-Richtlinie [DGGT & DIBt, 2001] und Eurocode EC7 nach dem Konzept der Beobachtungsmethode messtechnisch überwacht. Das Verformungsverhalten des Baugrundes infolge der bautechnischen Eingriffe von Baugrubenaushub und Neubaumaßnahmen sowie die Entwicklung der Spannungsumlagerungen und des Kraftflusses zwischen den Gründungselementen Pfählen und Fundamentplatte sowohl während der Bauphasen als auch während der späteren Bauwerksnutzung werden bis zum Abklingen der Verformungen messtechnisch erfasst, bewertet und dokumentiert. Diese Vorgehensweise dient nicht nur der Qualitäts- und Beweissicherung, sondern soll zusätzlich ermöglichen, Abweichungen von den Berechnungsannahmen frühzeitig zu erkennen und ggf. Korrekturmaßnahmen einzuleiten. Die in Abbildung 6 beispielhaft für das Kreuzungsbauwerk dargestellte Anordnung der geotechnischen Messgeber und geodätischen Messpunkte erfolgte aufbauend auf den Ergebnissen der Berechnungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Gründungen.

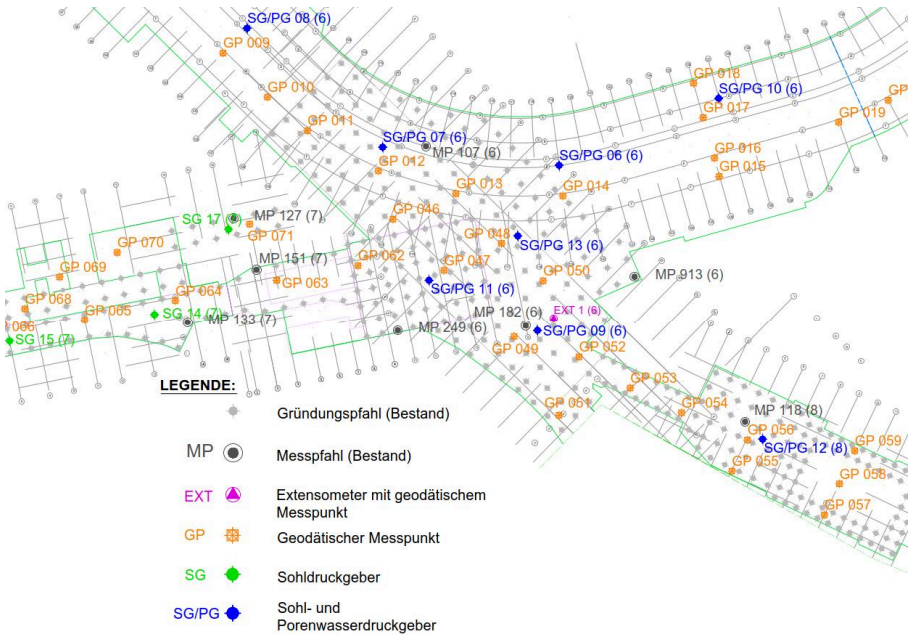


Abbildung 6: Lage der geotechnischen Messgeber und geodätischen Messpunkte im Bereich des Kreuzungsbauwerks

Auf der Oberfläche der Fundamentplatte werden insgesamt ca. 150 geodätische Messpunkte installiert. Um die Setzungen infolge der Betonage der Fundamentplatte zu erfassen, werden die Messpunkte bereits an der Bewehrung montiert und eingemessen. Die Messpunkte werden von Stahldosen geschützt, die mit der Betonoberfläche abschließen (Abbildung 7). Anhand der baubegleitenden Setzungsmessungen soll auch der optimale Einbaupunkt für die wissenschaftlichen Anlagen bestimmt werden. Die Lage der geodätischen Messpunkte wurde daher auch unter Berücksichtigung der Strahlführung und damit der Position der wissenschaftlichen Anlagen gewählt.



Abbildung 7: Geodätischer Messpunkt vor und nach der Betonage



Abbildung 8: Einbau einer Pfahlkraftmessdose , Kernbohrungen mit drei Dehnungsmessgebern am Pfahlkopf

An insgesamt 34 Messpfählen wurden zur Ermittlung des Pfahlnormalkraftverlaufs bei der Pfahlherstellung eine Pfahlkraftmessdose am Pfahlfuß (Abbildung 8) und jeweils zwei Dehnungsmessgeber in fünf Ebenen entlang des Pfahlschafts eingebaut. Anstelle des ursprünglich vorgesehenen Einbaus einer Pfahlkraftmessdose am Pfahlkopf erfolgt der nachträgliche Einbau von drei Dehnungsmessgebern über Kernbohrungen (Abbildung 8). Diese Vorgehensweise wurde aufgrund des Pfahlanschlusses an die Gründungsplatte erforderlich, über

den auch bei den Messpfählen Horizontalkräfte abgetragen werden (Abbildung 9). Die Abdichtung wird lückenlos aufgebracht, weshalb die Pfähle ohne Anschlussbewehrung stumpf an die Bodenplatten stoßen.

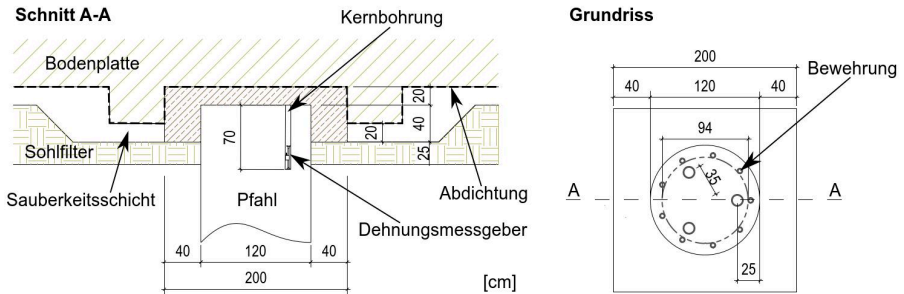


Abbildung 9: Anschluss Pfahl an Bodenplatte mit nachträglich eingebauten Dehnungsmessgebern

Zur Erfassung der Porenwasserdrücke und totalen Spannungen in der Gründungssohle erfolgt im Bereich von KPP und Flächengründungen der Einbau von ca. 13 Porenwasser- und ca. 36 Sohldruckgebern (Abbildung 10).



Abbildung 10: Porenwasser- und Sohldruckgeber

Insgesamt sind ca. 16 Messstationen vorgesehen, an denen die Messgeber über Kabel angeschlossen sind. Über die Messstationen erfolgt die Weiterleitung der Messdaten.

3.6 Messergebnisse

Im Folgenden werden ausgewählte Messergebnisse dargestellt. Aufgrund der im Wesentlichen noch geringen Zunahmen der Gebäude- und Auffüllungslasten ist bei einem Großteil der installierten Messgeber noch keine eindeutige Reaktion festzustellen.

Die Setzungen entlang der im Ringbereich fertiggestellten Fundamentplatte sind in Abbildung 11 dargestellt. Die Erstmessung an den einzelnen Messpunkten dokumentiert den Baufortschritt der Fundamentplatte. Der festgestellte Setzungsanteil infolge der Betonage der Fundamentplatte liegt in einer Größenordnung von rd. 1 mm bis 8 mm. Die maximalen Setzungen mit bis zu rd. 3 cm werden an den Messpunkten GP001 und GP002 in einem Bereich festgestellt, in dem bis August 2019 bereits eine Teilüberschüttung des Tunnelrohrbaus erfolgte.

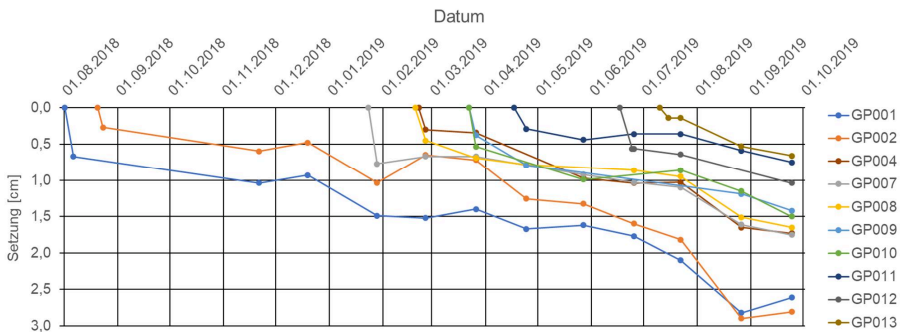


Abbildung 11: Setzungen entlang der fertiggestellten Fundamentplatte im Ringbereich

An den Messpfählen werden in insgesamt 6 Ebenen Dehnungen gemessen. An den Bohrkernen, die im Zuge des nachträglichen Einbaus der Dehnungsmessgeber am Pfahlkopf gewonnen werden, werden die Verformungseigenschaften des Pfahlbetons untersucht. Unter Ansatz eines mittleren Elastizitätsmoduls werden aus den gemessenen Dehnungen die Pfahlkräfte bestimmt. In Abbildung 12 werden exemplarisch die in Messpfahl MP249 ermittelten Pfahlkräfte dargestellt.

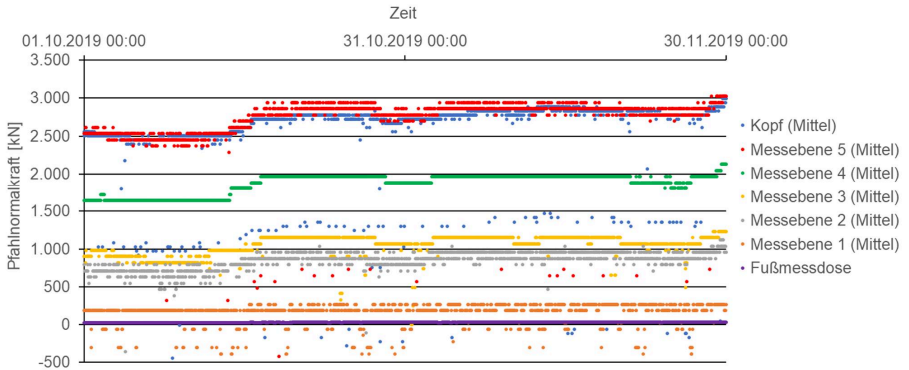


Abbildung 12: Pfahnnormalkräfte in Messpfahl MP249

Die mit den nachträglich im Pfahlkopf eingebauten Dehnungsmessgebern ermittelten Pfahnnormalkräfte korrelieren gut mit denen in der unterhalb des Pfahlkopfs angeordneten Messebene 5. Dies bestätigt, dass der nachträgliche Einbau von Dehnungsmessgebern grundsätzlich geeignet ist, um Dehnungen zutreffend zu messen. Mit zunehmender Pfahltiefe nehmen die aus den Dehnungsmessungen ermittelten Pfahnnormalkräfte ab, mit der Kraftmessdose wird eine geringe Lastzunahme mit dem Baufortschritt festgestellt.

4 Baugrube

4.1 Baugrubenkonzept

Der überwiegende Teil der Baugrubenumschließung für den Beschleunigerring SIS100 im Anlagenbereich Nord wurde als Trägerverbau in Verbindung mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand ausgeführt. Die Höhe des zu sichernden Geländesprunges beträgt hier bis zu rd. 20 m.

Der obere Bereich bis ca. 9 m unter GOK ist aufgrund wasserrechtlicher Belange als durchlässiger Trägerverbau mit Holzausfachung vorgesehen, damit nach Fertigstellung des Bauwerks und Rückbau des Verbaus das Grundwasser oberhalb des Tunnelbauwerks wieder durch den rückverfüllten Boden zirkulieren kann. Bauzeitlich wird das Grundwasser in diesem Bereich durch Brunnen um ca. 6 m abgesenkt. Lokal sind größere Absenkziele um bis zu ca. 12 m erforderlich. Unterhalb des abgesenkten Grundwasserstands wird eine nahezu

wasserundurchlässige überschnittene Bohrpflwand D = 90 cm hergestellt, die in die pliozänen Tone (Schicht 4) einbindet. Die Sicherung der Baugrubenumschließung erfolgt durch Verpressanker in vier Lagen. Abbildung 13 zeigt exemplarisch einen Querschnitt des Baugrubenverbaus im Bereich des Beschleunigerrings gemäß der Ausführungsplanung des Unternehmers für den Anlagenbereich Nord.

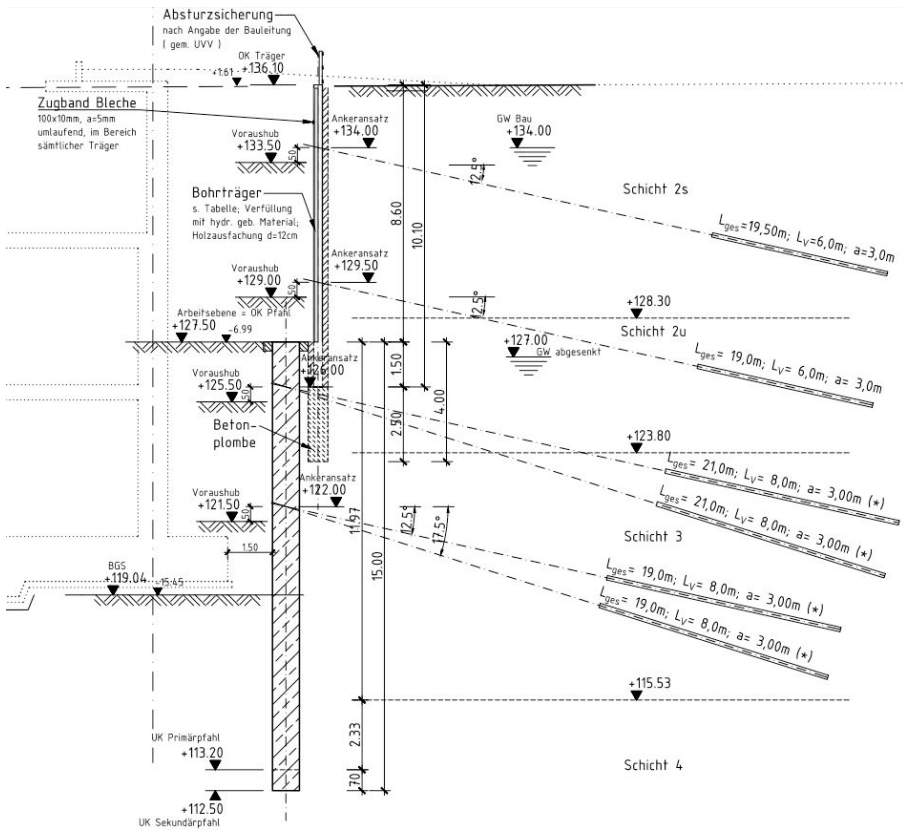


Abbildung 13: Schnitt durch den Baugrubenverbau für den Beschleunigerring SIS 100
(Quelle: ARGE FAIR Baugruben Nord)

Die Baugruben der hochliegenden Bauwerke im Anlagenbereich Süd werden überwiegend geböschd oder mittels einfachen Verbauten hergestellt. Die Absenktziele betragen dort bis zu ca. 3 m.

Aufgrund der zur Sicherung der Baugruben erforderlichen großen Anzahl von Ankern und der damit verbunden wirtschaftlichen Relevanz wurden zur Verbesserung der Planungs- und Kostensicherheit vorab Zugversuche gemäß [DIN EN 1537, 2001] an 12 vertikalen Verpressankern durchgeführt [KISSEL ET AL., 2017]. Zu Beginn der Arbeiten an der Baugrubensicherung wurden zudem Eignungsuntersuchungen an 39 Ankern durchgeführt.

4.2 Messkonzept

Der Baugrubenverbau wurde als überschnittige Bohrpfahlwand mit versetztem Trägerverbau im Schutz einer Teil-Grundwasserabsenkung hergestellt. Aufgrund des hohen Schwierigkeitsgrades der vorliegenden Bauaufgabe ist die Anwendung der Beobachtungsmethode nach EC 7/ DIN 1054 erforderlich. Diese umfasst die messtechnische Überwachung der Grundwasserabsenkung und des Baugrubenverbaus. Die messtechnische Überwachung des Baugrubenverbaus erfolgt mittels Inklinometermessungen, geodätischer Messpunkte auf und an der Verbauwand und Ankerkraftmessungen (Abbildung 14). Die Messwerte der elektrischen Geber (Inklinometerkette und Ankerkraftmessdosen) am Messquerschnitt (MQ) werden über die stationären Messwerterfassungsanlagen zur zentralen Datenerfassungseinheit per Funkverbindung übertragen. Die zentrale Datenerfassungseinheit ermöglicht den Zugang zu den Messdaten per Internet sowie die Grenzwertüberwachung durch automatische Alarmausgabe (Grenzwerte gemäß Alarm- und Handlungsplan).

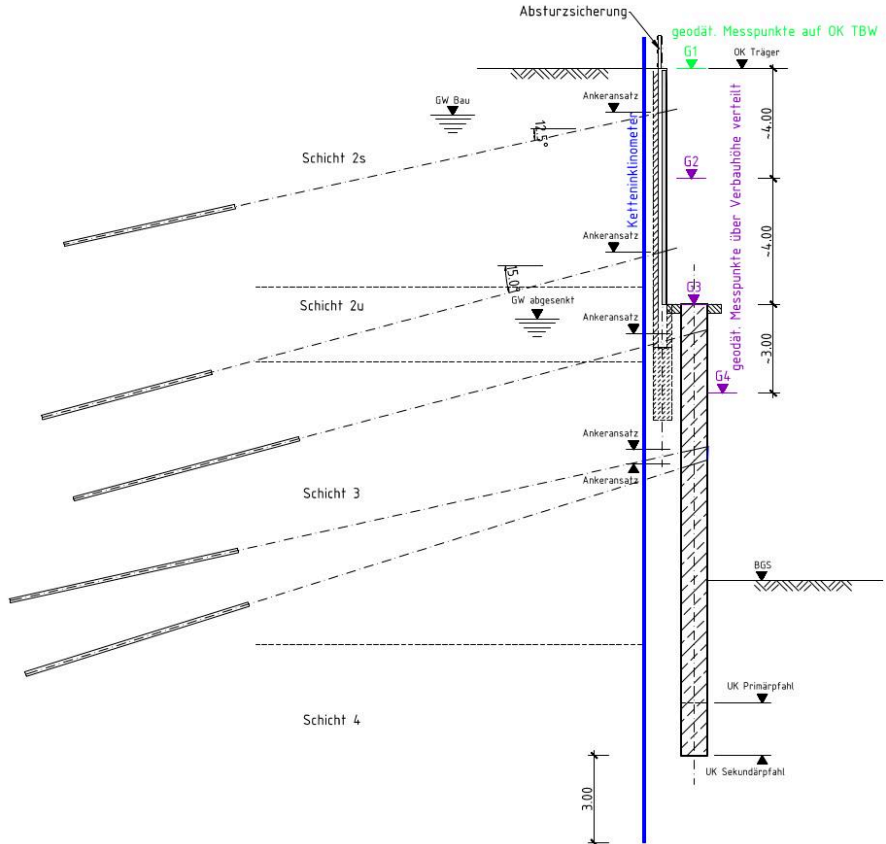


Abbildung 14: Instrumentierung in den Messquerschnitten (Prinzipische Skizze, Bereich Beschleuniger) (Quelle: Ed. Züblin AG Zentrale Technik)

4.3 Messergebnisse

Inklinometer

Zur baubegleitenden Standsicherheitskontrolle sind während des Aushubs bis zur Wiederfüllung der Baugruben an den gewählten Messquerschnitten Inklinometermessungen erforderlich. Die Messungen zeigen auf die Nullmessungen bezogene relative Horizontalverformungen der Verbauwand an der Messstelle über die gesamte Verbauhöhe einschließlich den Verformungen des Verbauwandfußes. Wegen des versetzten Verbaus wurde je Messquerschnitt eine separate Bohrung mit ca. 220 mm Durchmesser ca. 60 cm hinter dem Trägerverbau hergestellt, in der ein genutetes Inklinometerrohr installiert wurde. In dieses Führungsrohr wurde ein elektronisches Ketteninklinometer eingebaut.

Die Messwerte werden in einem Mikrokontroller verrechnet und stündlich automatisch zur stationären Messwerterfassungsanlage am Messquerschnitt übertragen. Die Genauigkeit der Messung liegen $\leq 0,2$ mm je steigendem Meter.

Die Abbildung 15 stellt beispielhaft die Ergebnisse der Inklinometermessungen des Messquerschnittes 6 dar. Die Messungen ermöglichen die Kontrolle der horizontalen Verformungen und deren Vergleich mit den rechnerischen Werten in den einzelnen Bauphasen. Die Inklinometermessung des Messquerschnittes 6 zeigt seit Baubeginn max. ca. 15 mm Verformung in Richtung Baugrube im Bereich des Trägerverbaus und max. ca. 6 mm bis 7 mm Verformung im Bereich Bohrfahllwand. Dies stimmt gut mit den rechnerisch zu erwartenden Werten überein.

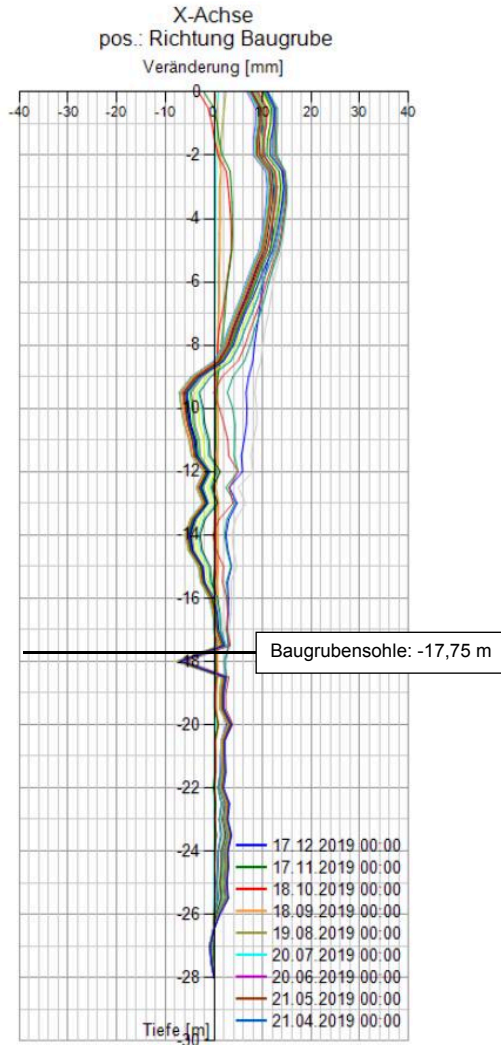


Abbildung 15: Ergebnisse Inklinometermessung MQ6

Geodätische Messungen

Während der Aushub- und Rohbauarbeiten werden die Verformungen des Verbaus weiterhin geodätisch erfasst. Dafür wurden am Kopf der Trägerbohlwand und der Bohrpfahlwand insgesamt ca. 62 Messbolzen angeschweißt, die während der Bauphase regelmäßig eingemessen werden. In den 14 Messquerschnitten werden zusätzlich zwischen den Ankerlagen im Feld bei ca. 5,0 m, 10,0 m und 15,0 m Tiefe geodätische Messpunkte angeordnet.

Die Ergebnisse der geodätischen Messungen am Messquerschnitt 1 (MQ1) sind in Abbildung 16 in Abhängigkeit des Aushubzustands dargestellt. Demnach treten dort max. Verformungen bis 12 mm in Richtung Baugrube auf. Diese Größenordnung wurde auch im zugehörigen Inklinometer gemessen.

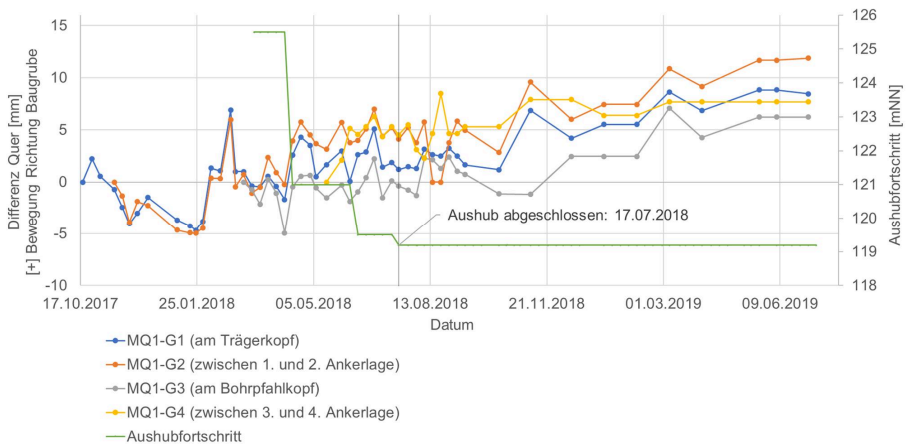


Abbildung 16: Horizontalverformungen quer zum Verbau an MQ1

Ankerkraftmessung

An allen Ankerlagen der Messquerschnitte werden die Ankerkräfte mit Druckmessdosen vom Einbau bis zum Verfüllen des Arbeitsraums in der jeweiligen Höhe gemessen. Der Einbau erfolgte im Zuge des jeweiligen Spannvorgangs. Die Messkabel wurden am Verbau nach oben in die stationäre Messwerterfassungsanlage geführt. Die Messwerte werden stündlich automatisch zur stationären Messwerterfassungsanlage am Messquerschnitt übertragen.

Die ständige Überwachung der Ankerkräfte und die automatische Alarmausgabe ermöglicht eine schnelle Handlung bei Notfällen. Der Verlauf der Ankerkräfte seit Baubeginn ist beispielhaft im Messquerschnitt 6 (MQ6) in der Abbildung 17 dargestellt. Anhand des Kurvenverlaufs kann eine leichte Abnahme der Ankerkräfte festgestellt werden.

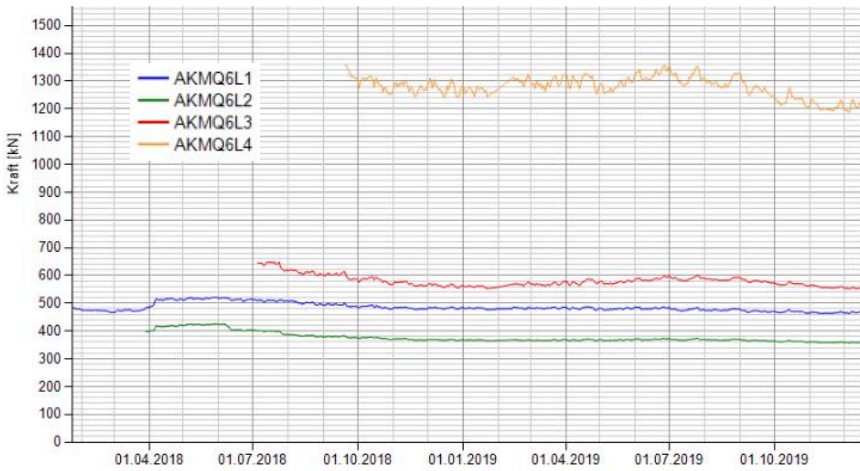


Abbildung 17: Verlauf Ankerkräfte in MQ6

Einen wesentlichen Einfluss auf die Messergebnisse der Ankerkraftmessdosen haben die täglichen (Abbildung 18) und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen (Abbildung 19). Bei höheren Temperaturen und Sonneneinstrahlung werden entsprechend höhere Ankerkräfte gemessen. Dieser Effekt kann besonders in Sommer eine große Relevanz haben.

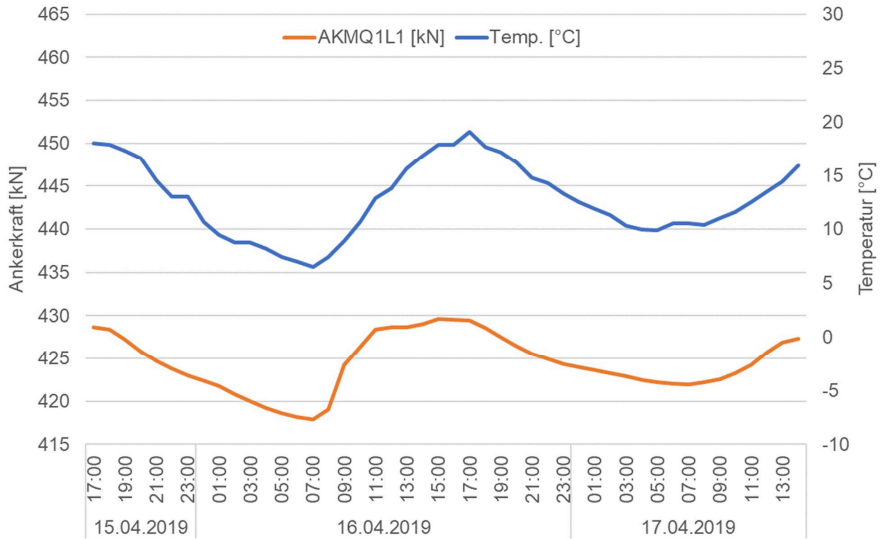


Abbildung 18: Täglicher Temperatureinfluss auf die Ankerkräfte MQ1 (1. Ankerlage)

In der Abbildung 19 ist zu sehen, dass auch über einen längeren Zeitraum die Kurve der täglichen mittleren Ankerkraft weitestgehend parallel zur täglichen mittleren Temperaturkurve verläuft. Die niedrigsten Ankerkräfte wurden im Winter, die höchsten im Sommer gemessen. Um mögliche Ankerkraftverluste aus Kriechverformungen unabhängig von den Temperatureinflüssen zu ermitteln, sind die Messergebnisse bzgl. der Temperatureinflüsse zu bereinigen, z. B. durch Auswertung bei gleichen Temperaturen. Der Einfluss der Temperatur auf die Messwerte wird reduziert, indem die Kraftmessdosen vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt werden. Der alternative Einbau von Kraftmessdosen mit integriertem Temperatursensor würde die Auswertung und Messwertbereinigung erleichtern.

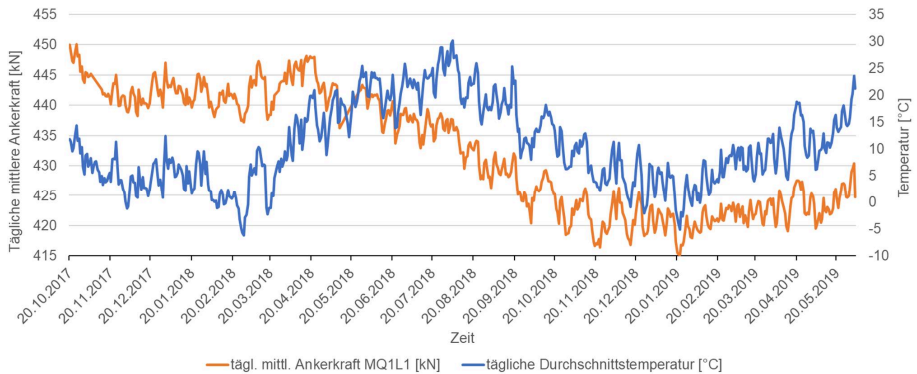


Abbildung 19: Jahreszeitlicher Temperatureinfluss auf die Ankerkräfte MQ1 (1. Ankerlage)

Nach Bereinigung die Temperatureinflüsse treten Ankerkraftverluste von bis zu 10% pro Jahr auf. Der Ankerkraftverlust wird vermutlich durch Kriechverformungen des Ankers und Verformungen der Verbauträger beeinflusst. Sofern die Kriechverformungen die Verformung des Verbaus (in Richtung Baugrube) übersteigen, werden die Litzen aufgrund der Vorspannung kürzer und damit die Ankerkräfte geringer.

Verlängerung Ankerstandzeit

Die planmäßige Einsatzdauer der Anker wurde auf der Grundlage der damaligen Bauablaufpläne festgelegt. Änderungen im Bauablauf führen nunmehr dazu, dass die planmäßige Einsatzdauer der Kurzzeitanker von max. 2 Jahren in Teilbereichen überschritten wurde. Maßnahmen wie z.B. die nachträgliche Aussteifung der Baugrube oder die Herstellung von Ersatzankern waren aufgrund der laufenden Rohbautätigkeiten mit wirtschaftlich vertretbaren Aufwendungen und ohne Bauunterbrechungen nicht umsetzbar. Um die Einsatzdauer der betroffenen ca. 65 Anker um 1 Jahr zu verlängern, wurden auf der Grundlage der Verformungs- und Ankerkraftmessungen zusätzliche Überwachungsmaßnahmen von CDM Smith vorgeschlagen, nämlich stichprobenartige Abhebeversuche, Überprüfung Korrosion mittels Inaugenscheinnahme und Verstärkung der geodätischen Überwachung des Verbaus.

Die Abhebeversuche wurden durch den Auftragnehmer ARGE Baugrube Nord ausgeführt und durch das unabhängige Prüfinstitut Brandenburgische Technische Universität, Forschungs- und Materialprüfanstalt ausgewertet.

Die Abhebeversuche wurden auch an Anker des geotechnischen Messquerschnittes durchgeführt, bei denen die Ankerkräfte stets mittels Kraftmessdosen überwacht werden. Bei einem haben die Kraftmessungen die Ergebnisse des Abhebeversuches bestätigt.

Bei den weiteren geprüften Anker wurden im Abhebeversuch leicht unterhalb der Festlegekraft liegende Werte festgestellt. Der Kraftverlust beträgt 15,2 % der Festlegekraft bei den Anker in der ersten Lage und 18,2 % in der zweiten Lage (Mittelwert beider Ankerlagen 16,0 %). An zwei nur ca. 3 Monate alten Anker in der zweiten Ankerlage wurden zusätzliche Abhebeversuche durchgeführt. Ziel war, das Maß des Kraftverlusts bei den Anker mit kürzerer Standzeit zu bestimmen und damit mögliche zeitabhängige Einflüsse nachzuweisen. Der Mittelwert des Kraftverlustes ist mit 7,3 % deutlich geringer als der bei den ca. 2 Jahre alten Anker ermittelten Werten. Dies bestätigt, dass die Abnahme der Ankerkräfte zeitabhängig ist.

Die geodätischen Messungen wurden hinsichtlich der Kriechverformungen seit Erreichen der Baugrubensohle und Übergabe an Auftragnehmer Rohbau Nord ausgewertet. Für die im betroffenen Bereich befindlichen Messpunkte MP 105, MQ1-G1 und MQ1-G2 ist seit Übergabe der Baugrube an Rohbau Nord eine allmählich zunehmende Verformung auf i.M. rund 8 mm festzustellen (Abbildung 20). Für die Messpunkte MP106, 107 und 108 haben die Verformungen seit Übergabe der Baugrube bis aktuell um etwa 4 mm zugenommen. Die Inklinometermessungen des MQ1 bestätigen dieses Maß. Im Juli 2018 (direkt vor der Übergabe an den Rohbau Nord) wurde eine Verformung im Kopfbereich von 5 mm bis 6 mm seit Baubeginn dokumentiert. In November 2019 beträgt der Wert 11 mm bis 12 mm, also ein Zuwachs von etwa 6 mm.

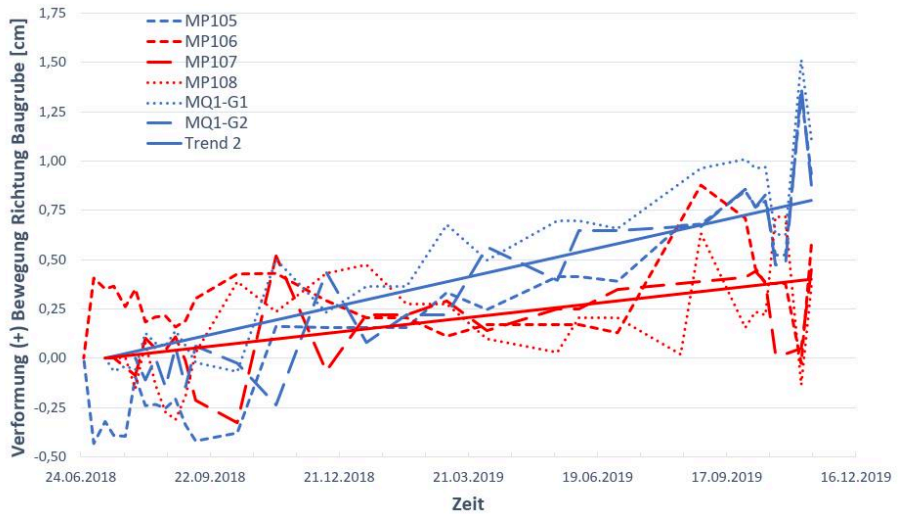


Abbildung 20: Horizontale Verformungen seit Übergabe an Rohbau

Anhand der gemessenen Verformungen kann die voraussichtliche Verformung je nach Messpunkt und Methode (geodätisch oder Inklinometer) prognostiziert werden (Tabelle 1).

Tabelle 1: Prognose Verformungen

Messquerschnitt	Verformung seit Übergabe an Rohbau Nord, 2018 Juli bis 2019 Nov [mm]	Dauer seit Übergabe an Rohbau Nord [Monate]	Verformung pro Monat [mm/Monat]	Voraussichtl. Verformung bis Ende Einsatzdauer (Sept 2020) [mm]
MP105, MQ1	8	17	0,47	12
Inklinometer	6		0,35	9
MP106,107,108	4		0,24	6

Extensometer

Zur Erfassung der tiefenabhängigen Hebungs- und Setzungsverteilung wurden bereits zwei Extensometer vor dem Aushub der Baugruben installiert. Weitere fünf Extensometer werden im Los Baufeld Süd hergestellt. Die Extensometerköpfe innerhalb der Gebäudegrundfläche liegen im Bereich der Gründungssohle und sollen so möglichst eine durchgehende Messung von Hebungen infolge Aushub und Setzungen infolge der Baumaßnahmen ermöglichen.

Die 4-fach Stangenextensometer wurden bis zu 80 m Tiefe unter GOK eingebaut. Da die Extensometer von Höhe des Ursprungsgeländes aus hergestellt wurden, musste der Extensometerkopf ca. 18 m unter der Bohrebene eingebaut und die Messkabel während der Aushubarbeiten geschützt sowie sukzessiv gekürzt werden.

5 Ausblick

Das Projekt FAIR ist gekennzeichnet durch großflächige Baumaßnahmen, variierende Baugrundverhältnisse und unterschiedliche Gebäude- und Gründungsarten. Die Installation der geotechnischen Messgeber und geodätischen Messpunkte erfolgt in Abhängigkeit des Baufortschritts. Die erfassten Messwerte werden zum Teil durch angrenzende Bauabschnitte oder temporäre baubetriebliche Einwirkungen beeinflusst, was bei der laufenden Plausibilisierung einzelner Messreihen im Rahmen der regelmäßigen Bewertung zu beachten ist.

Neben den Messwerten, die z.B. hinsichtlich der Standsicherheit des Baugrubenverbaus ausgewertet werden, wird in Zukunft ein besonderes Augenmerk auf die Auswertung und Prognose der zeitabhängigen Verformungen des Rohbaus liegen. Diese sind dann hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit der Anlagentechnik der Forschungsanlage zu bewerten und Einbau- bzw. Nutzungszeitpunkte festzulegen.

6 Projektbeteiligte

- Baugrundgutachten: Dipl.-Ing. W. Romberg Beratender Ingenieur
- Gründungsplanung, Geotechnische Begleitung und Planung Baugrube: CDM Smith Consult GmbH
- Fachgutachter aggressives Grundwasser: Prof. Dr.-Ing. Triantafyllidis
- Grundwassermanagement: Brandt Gerdes Sitzmann Umweltplanung GmbH

- Prüfer: Dipl.-Ing. Steffen Böhm
- Geotechnischer Prüfsachverständiger: Prof. Dr.-Ing. Matthias Vogler
- Projektsteuerung: Drees & Sommer Frankfurt GmbH
- Planung: Arge ion42 bestehend aus DGI Bauwerk und schneider+schumacher Architekten
- Tragwerksplanung: Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG
- Ausführung Probelastungen: Arbeitsgemeinschaft Probelastung FAIR Darmstadt bestehend aus Bauer Spezialtiefbau GmbH und Bilfinger Berger Spezialtiefbau GmbH
- Ausführung Baugrube: Arbeitsgemeinschaft FAIR Baugrube Nord bestehend aus Züblin Spezialtiefbau GmbH, Max Bögl Stiftung & Co. KG, Stump Spezialtiefbau GmbH, Strabag AG
- Einbau Messtechnik: GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, intermetric Gesellschaft für Ingenieurmessung und raumbezogene Informationssysteme mbH

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) / Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt); Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) – KPP-Richtlinie, 2001

DIN EN 1537; Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Verpressanker, *Januar 2001*

Kissel, W.; Toker, E.; Reul, O.; Geotechnische Aspekte beim Bau der Großforschungsanlage FAIR, *Bautechnik 94, Heft 9, 639-648, DOI: 10.1002 / bate.201700070, 2017*

Moser, M.; Kullmann, S.; Kissel, W.; Toker, E.; Bernards, M.; Mehr als 1.300 Bohrpfähle für Teilchenbeschleuniger „FAIR“ in Darmstadt, *BBR – Leitungsbau, Brunnenbau, Geothermie, Jahresmagazin, 65. Jahrgang, H. 12, S. 36–42, 2014*

Osterberg, J. O.; New device for load testing driven piles and drilled shafts separates friction and end bearing, *Int. Conf. On Piling and Deep Foundations, London, Balkema, S. 421-431, 1989*

Reul, O. (2010); Entwurfsoptimierung von Hochhausgründungen, *Bauingenieur, Band 85, Heft 4, S. 177-187, 2010*

Reul, O.; Randolph, M.F.; Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading, *J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE, Vol. 130, No. 1, S. 1-13, 2004*

Romberg, W. ; Geotechnisches Standortgutachten, *Teil 1: Baugrundgutachten vom 26.06.2008; Teil 2: Gründungsgutachten (Rev C) vom 25.06.2009*

Vrettos, C.; Bodendynamik, *in: Witt, K.-J. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 7. Auflage; Ernst & Sohn, 2008*

Autoren

Dipl.-Ing. Wolfgang Kissel

wolfgang.kissel@cdmsmith.com

Mate Vamos, M.Sc.

mate.vamos@cdmsmith.com

Dr.-Ing. Hendrik Ramm

hendrik.ramm@cdmsmith.com

CDM Smith Consult GmbH

www.cdmsmith.com

Darmstädter Straße 63, 64404 Bickenbach

Tel.: 06257 504-0

Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul

o.reul@uni-kassel.de

Universität Kassel, Fachgebiet Geotechnik

www.uni-kassel.de

Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel

Tel.: 0561 804-2631

Monitoring bei Vereisungsmaßnahmen

Benedikt Bruns¹, Christian Kuhn¹, Christian Perl²

¹GEO-Inspector, Deutschland

²Züblin Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Komplexe Situationen beim Bau von Infrastrukturprojekten im innerstädtischen Bereich machen unter bestimmten geologischen Randbedingungen den Einsatz von künstlichen Bodenvereisungsmaßnahmen notwendig. Das flexibel einsetzbare Verfahren hat sich seit Jahrzehnten bewährt und gilt als sichere und zuverlässige Methode bei anspruchsvollen Maßnahmen vor allem in schwierigem Baugrund mit wasserführenden, nicht standfesten Böden. Als Standardverfahren wird es bei der Herstellung von Querschlägen bei maschinellen Tunnelvortrieben eingesetzt. Aber auch im Spezialtiefbau findet es wachsenden Einsatz als temporäre Bauhilfsmaßnahme zur Abdichtung und Stabilisierung von Baugrubenumschließungen oder Unterfangungen.

Notwendig für die Kontrolle und Steuerung von Vereisungsmaßnahmen ist die Aufstellung eines Mess- und Überwachungskonzeptes. Dafür ist eine Vielzahl unterschiedlichster Sensoren erforderlich, deren Messdaten kontinuierlich ermittelt werden und den Baubeteiligten auf einer Online-Plattform zur Kontrolle sowie als Hilfswerkzeug zum weiteren Vorgehen der Maßnahme zur Verfügung stehen.

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die verschiedenen Sensoren, die bei Vereisungsmaßnahmen üblicherweise zum Einsatz kommen, sowie deren messtechnische Erfassung und Visualisierung der Messergebnisse im Internet. Der bautechnische Einsatz und Nutzen wird anhand zweier Beispiele verdeutlicht.

2 Gefrierverfahren

Um den Baugrund zu gefrieren, werden sogenannte Gefrierrohre in den Boden eingebracht, die mit einem Kältemittel gespeist werden. Durch das Entziehen der Wärme entstehen zylindrische Frostkörper um die Gefrierrohre, die entsprechend der thermischen Eigenschaften der Geologie, Fließgeschwindigkeit des Grundwassers sowie geometrischen Anordnung der Gefrierrohre im Baugrund untereinander, zu einem Frostkörper zusammenwachsen. Dieser Frostkörper kann eine statische und/oder wasserdichtenden Funktion erfüllen. Mehrere Gefrierrohre werden zu Gefriergruppen zusammengefasst, die über einen Verteiler mit der Hauptkühlleitung verbunden sind. Auf diese Weise lassen sich bei Bedarf gezielt Bereiche stärker kühlen als andere. Die Hauptkühlleitung wiederum wird durch ein Gefrieraggregat mit dem Kühlmedium gespeist.

Ein Vorteil von Gefrierverfahren besteht darin, dass im Baugrund befindliche Hindernisse, Bauteile oder Bauwerke in den Frostkörper eingebunden werden können. Zu berücksichtigen ist in diesem Zusammenhang die Volumendehnung des Wassers infolge des Aggregatswechsels von flüssig zu fest durch das Gefrieren. Des Weiteren verbleiben nach Beendigung der Maßnahme bis auf die Gefrierrohre keine Rückstände im Baugrund. Auch diese werden wenn möglich rückgebaut, ansonsten verpresst.

Grundsätzlich existieren zwei Arten von Gefrierverfahren, die sich in der Verwendung des Kältemittels unterscheiden. Bei einer Solevereisung wird eine Calciumchloridlösung als Kälte-träger eingesetzt, die in einem geschlossenen Kreislauf die Gefrierlanzen durchströmt. Mit dieser Methode können umfangreiche, lang andauernde Vereisungsmaßnahmen wirtschaftlich realisiert werden. Die Kühltemperatur liegt bei der Solevereisung minimal bei -35°C bis -40°C . Die kostenintensive zweite Art der Vereisung mit flüssigem Stickstoff mit Kühltemperaturen von -196°C wird üblicherweise bei Havariefällen und kurzweiligen Maßnahmen mit geringem Frostkörpervolumen eingesetzt. Der Vorteil liegt in den deutlich tieferen Temperaturen im Vergleich zur Solevereisung. Dadurch sind auch geschlossene Gefrierkörper bei starker Grundwasserströmung möglich. In diesem Fall ist kein geschlossener Kreislauf vorhanden, da der flüssige Stickstoff bei der Verdampfung in die Umgebung entweicht.

3 Messtechnik

Neben der detaillierten Vorplanung von Vereisungsmaßnahmen hinsichtlich thermischer Berechnung, Dimensionierung der Kühlleistung sowie Anordnung der Gefrierlanzen ist auch die Erstellung eines Mess- und Überwachungskonzeptes zwingend erforderlich. Es dient zum einen der Überwachung der erzeugten Kühlleistungen als auch der Steuerung der Bauphasen und des Baufortschrittes. Das Messkonzept sollte derart angelegt sein, dass alle notwendigen Parameter erfasst werden, anhand derer ein kontrollierter Betrieb der Kühlanlage und sicherer Vortrieb gewährleistet ist.

Dies beinhaltet die aussagekräftige Planung von zusätzlichen Bohrungen im Baugrund und deren Ausstattung mit Temperatursensoren hinsichtlich Anzahl, Anordnung und Orientierung. Exemplarisch ist dies für eine Querschlagsvereisung zwischen zwei Tunnelröhren in Abbildung 1 dargestellt. Die Gefrierlanzen sind nahezu kreisförmig um den Ausbruchsquerschnitt angeordnet. Die Messbohrungen können entweder parallel zu den Gefrierlanzen verlaufen oder den Frostkörper diagonal schneiden. Auch die Anzahl der erforderlichen Temperaturmesspunkte innerhalb einer Messbohrung ist sinnvoll zu wählen und hat zudem Einfluss auf das gewählte Messverfahren. Darüber hinaus sind die Andichtungsbereiche des Frostkörpers an bestehenden Bauteilen zu überwachen. All diese Messpositionen lassen Aussagen zu Temperaturprofilen und zur Frostkörperausdehnung zu. Auch eine Redundanz sollte berücksichtigt werden. Die Ermittlung der Temperaturen dient zusätzlich dem Abgleich mit der thermischen Berechnung.

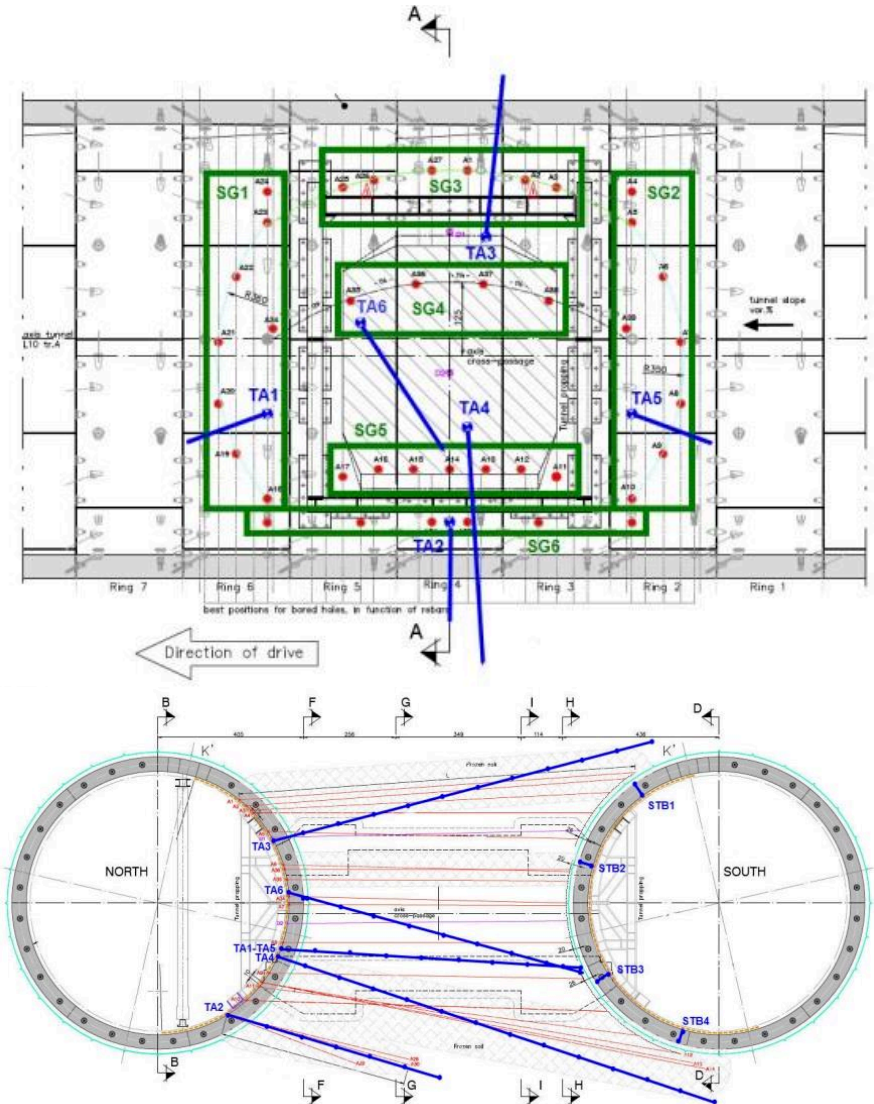


Abbildung 1: exemplarische Anordnung von Gefrier- und Temperaturmessbohrungen bei einer Querschlagsvereisung in Ansicht (oben) und Querschnitt (unten) [1]

Eine exakte Vermessung sowohl der Gefrier- als auch Temperaturmessbohrungen sind folglich unabdingbar. Bei zu großen Abweichungen müssen Zusatzbohrungen hergestellt werden. Diese Messverfahren zur Lagekontrolle der Bohrungen stellen Standardverfahren in der Geotechnik dar und werden in diesem Beitrag nicht näher beschrieben. Gleichzeitig ist bei Solevereisungen die Dichtigkeit der Bohrungen mittels Drucktests sowie des gesamten Kühlkreislaufes nachzuweisen.

Des Weiteren ist es notwendig die einzelnen Kühlkreisläufe hinsichtlich Temperaturentwicklung und Volumenstrom zu überwachen, um die Kühltemperaturen mit den Temperaturen im Baugrund korrelieren zu können. Neben Druckmessungen im Solesystem sind Drainagedruckmessungen im Baugrund z. B. bei Querschlagsvereisungen ein geeignetes Mittel, um die Dichtigkeit eines Frostkörpers nachzuweisen.

Vereisungsmaßnahmen dauern üblicherweise mehrere Monate bis hin zu Jahren an. Dies ist hinsichtlich der Auswahl des Messsystems und der Sensorik zu berücksichtigen. Sämtliche Komponenten sollten eine ausreichende Robustheit und Stabilität gewährleisten.

Die folgenden Unterkapitel geben einen Überblick über die derzeit zur Verfügung stehenden Sensoren und Messprinzipien für die zu ermittelnden Messgrößen zur Überwachung und Steuerung von Vereisungsmaßnahmen. Darüber hinaus wird die Notwendigkeit und Umsetzung der Echtzeit-Datenvisualisierung erläutert.

3.1 Sensorik

Für die Erfassung von Temperaturen, Drücken und Volumenströmen stehen eine Vielzahl unterschiedlicher Messprinzipien und Erfassungssystemen zur Verfügung. Grundsätzlich ist bei der Auswahl aller Sensoren auf die erforderliche Messgenauigkeit, den Messbereich, Robustheit und Linearität zu achten, aber auch Redundanz, Austauschmöglichkeit defekter Sensoren sowie erforderliche Messintervalle sind nicht zu vernachlässigen. Innerhalb der Gefrieraggregate sind zahlreiche zusätzliche Sensoren zur Anlagensteuerung integriert, auf die in diesem Beitrag nicht weiter eingegangen wird.

Temperaturerfassung

Für die Erfassung von Temperaturen stehen verschiedene Arten moderner Temperatursensoren mit unterschiedlicher Technologie und Bauweise zur Verfügung. Das Spektrum umfasst unter anderem analoge und digitale Sensoren sowie seit einigen Jahren auch faseroptische Messsysteme.

Als Standardelement zur Temperaturerfassung wird in Ausschreibungstexten der PT100-Sensor in 4-Leiter-Technik als Einzelsensor angeführt. Bei diesem analogen Platin-Widerstands-Sensor wird die lineare Temperaturabhängigkeit des Platins genutzt, um Temperaturunterschiede zu ermitteln. So ist eine hochpräzise (Messgenauigkeit Typ A: $\pm 0,15^\circ\text{C}$ bei 0°C) und stabile Temperaturerfassung möglich. Ein weiterer Vorteil dieses Sensors ist die gute Austauschbarkeit, hohe Langzeit-Stabilität und Wiederverwendbarkeit. Die 4-Leiter-Technik ermöglicht sehr lange Messleitungen, die von äußeren Temperatureinwirkungen nahezu unbeeinflusst sind. Nachteilig ist, dass von jedem Sensor ein separates Kabel zur Messdatenerfassung geführt werden muss.

Des Weiteren eignen sich Digitalsensoren nach der 1-Wire Technologie für das Temperaturmonitoring. Die Sensoren wandeln die Messwerte der Temperatur mithilfe einer integrierten Schaltung in ein digitales Signal um. Sie sind adressierbar, so dass je nach verwendetem BUS-Master viele Sensoren (bis zu 80 Sensoren, bis 500 m Kabellänge) in Reihe in nur einer Leitung (1-wire) zusammen geschaltet werden. Daraus resultiert eine deutlich reduzierte Kabellänge im Vergleich zu PT100-Einzelsensoren. Die Genauigkeit der 1-Wire-Sensoren ist mit $\pm 0,5^\circ\text{C}$ bei 0°C angegeben. Nachteilig ist, dass es bei einzelnen Defekten zu einem Ausfall der gesamten Messkette kommen kann.

Als weiteres Messprinzip ist die Temperaturerfassung mittels verteilter faseroptischer Messungen zu nennen. Das Messprinzip basiert auf dem sogenannten Raman-Rückstreuverfahren. Als Sensor fungiert in diesem Fall eine handelsübliche Glasfaser aus der Netzwerktechnik. Ein Laser sendet einen einzelnen Lichtimpuls durch die Glasfaser. Dieses Licht wird infolge von Dichteschwankungen refraktiert und zurückgestreut. Im Rückstreusignal sind neben den elastischen Streuanteilen auf gleicher Wellenlänge wie das eingestrahelte Licht Komponenten anderer Wellenlänge zu finden, die mit Molekülschwingungen der lokalen Temperatur gekoppelt sind. Durch Auswertung der Rückstreuzeit kann der Ort einer physikalischen Einwirkung festgestellt werden. Die

Glasfaser als Sensor kann dabei mehrere Kilometer mit einer Ortsauflösung von bis zu 0,5m lang sein. Die Messgenauigkeit wird vom Hersteller mit $\pm 0,1^{\circ}\text{C}$ angegeben.

Die Ermittlung der Temperaturentwicklung bedingt eine große Anzahl an Sensoren sowohl im Baugrund als auch im Kühlsystem. Die Anordnung der Sensoren im Baugrund ist maßgeblich durch den Umfang der Vereisungsmaßnahme sowie die geologischen Bedingungen bestimmt. Hierfür ist keine allgemeingültige Aussage möglich. Das Kühlsystem hingegen sollte derart überwacht werden, dass zum einen die Vorlauftemperatur ermittelt wird als auch der Rücklauf jeder einzelnen Gefriergruppe. Auf diese Weise sind Anomalien hinsichtlich der Kühlwirkung leichter lokalisierbar.

Druckmessung

Zur Erfassung von Drücken eignen sich z. B. analoge Drucksensoren auf 4-20 mA-Basis. Der Messbereich ist auf die Anforderungen der Maßnahme abzustimmen. Die Sensoren werden einerseits zur Überwachung von Drainagedrücken im Baugrund sowie bei Solevereisungen zur Kontrolle des Systemdruckes verwendet. Auf diese Weise sind mögliche Leckagen festzustellen.

Volumenstrommessung

Die Ermittlung des Volumenstromes bei Solevereisungen ist notwendig, um einen hydraulischen Abgleich des Kühlkreislaufes durchführen zu können. Dies ist erforderlich, damit alle Gefrierlanzen gleichmäßig mit Sole durchströmt werden und der Frostkörper planmäßig hergestellt werden kann. Des Weiteren lässt sich aus den Volumenströmen und Temperaturunterschieden die Kälteleistung des Systems bzw. einzelner Solegruppen bestimmen.

Zur Erfassung der Volumenströme können z.B. Wasseruhren oder Flügelradsensoren aber auch magnetisch induktive Durchflusssensoren eingesetzt werden. Neben der Ermittlung des Gesamtdurchflusses am Gefrieraggregat empfiehlt sich gleichzeitig die Anordnung eines Volumenstromsensors an jeder Solegruppe.

3.2 Messwerterfassung und Online-Visualisierung

Wie erläutert werden zahlreiche Sensoren zur Überwachung und Steuerung von Vereisungsmaßnahmen eingesetzt. Die Sensoranzahl liegt bei kleinen Maßnahmen bei ca. 100 Sensoren und kann auf über 1.000 - 1.500 Sensoren bei umfangreichen Projekten ansteigen. Dies bedingt eine modulare Messwerterfassung, die auf die jeweilige Situation bzw. Sensoranzahl adaptiert werden kann.

Üblicherweise werden Vereisungsmaßnahmen im Vorfeld durch numerische Simulationen und thermische Berechnungen bemessen und prognostiziert. Aus diesen Modellen lassen sich darüber hinaus Zieltemperaturen für die im Baugrund positionierten Sensoren ableiten. Die Zeit bis zum Erreichen der geplanten Zieltemperaturen des Frostkörpers wird Aufgefrierphase genannt. Im Anschluss beginnt die Erhaltungsphase und der Vortrieb beginnt. Insbesondere während dieser Phase ist die permanente Vorhaltung sämtlicher aktuellen Messdaten notwendig. Ein stündliches Messintervall hat sich dabei bewährt. Einzelne Sensoren in Bereichen mit hoher Sensibilität können bei Bedarf auch häufiger abgefragt werden.

Für eine sichere Überwachung und Steuerung der Vereisungsmaßnahme ist es darüber hinaus erforderlich, sämtliche Messdaten allen Beteiligten permanent zur Verfügung zu stellen. Dies wird über eine passwortgeschützte Projektwebsite realisiert (Abbildung 2). Auf dieser Plattform werden alle aktuellen Messdaten mit hinterlegten Schnitten und Ansichten visualisiert, um direkt Rückschlüsse auf den Gefrierprozess ziehen zu können. Darüber hinaus ist auch die zeitliche Entwicklung jeder Messposition abrufbar und von hoher Bedeutung für die Überwachung und Beurteilung der Maßnahme. Sämtliche Daten sind zudem für den Benutzer exportierbar für weitere Auswertungen.

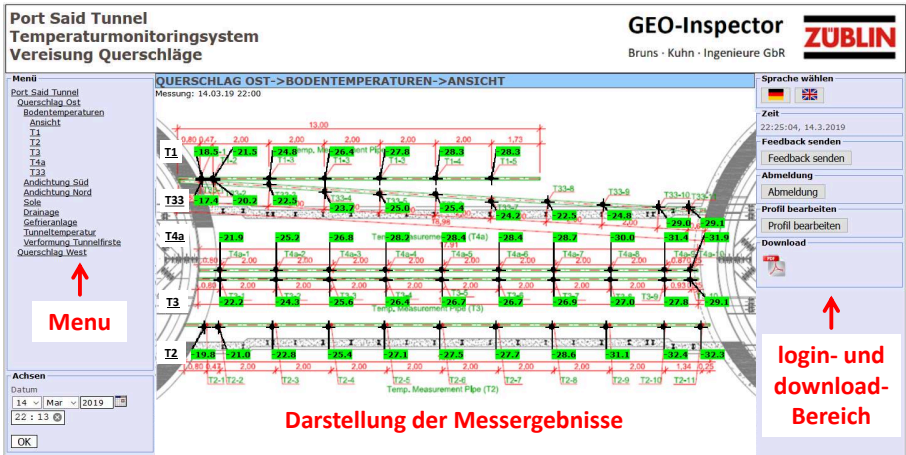


Abbildung 2: typische passwortgeschützte Projektwebsite mit Menü (links), Ergebnisdarstellung der Messwerte zu einem Messzeitpunkt (Mitte) sowie login- und download-Bereich (rechts)

Auch ein Alarmierungskonzept kommt standardmäßig zur Anwendung. Zur Definition von Ziel-, War und Alarmwerten werden die Ergebnisse der thermischen Berechnung herangezogen. Die Überwachung dieser Werte erfolgt durch das online-System permanent, so dass bevollmächtigte Baubeteiligte jederzeit per SMS und Email benachrichtigt werden und zeitnah eingreifen können.

4 Durchführung von Querschlagsvereisungen beim Port Said Tunnel

Der Port Said Tunnel in Ägypten wird aktuell südlich der Hafenstadt Port Said errichtet und unterquert mit einer Länge von etwa 3 km den Suez Kanal. Zur Verbindung der beiden Tunnelröhren (Durchmesser 12,6 m, Abstand ca. 17,5 m) werden zwei Querschläge im Schutze von Bodenvereisungen hergestellt. Zum Einsatz kamen Solvereisungen mit jeweils 240 kW Gefrierleistung. Der Frostkörper sollte eine dichtende und statische Funktion einnehmen. Die Geologie geprägt durch das östliche Nildelta besteht aus Wechsellagerungen von mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden und tonigen

Schluffschichten. Die Herausforderung bei diesem Projekt lag in den vergleichsweise hohen hydrostatischen Drücken von bis zu 5 bar sowie dem hohen Salzgehalt im Boden von bis zu 2%. Das Vereisungs- und vortriebsbegleitende zum Einsatz gekommene Monitoringkonzept wird im Folgenden auszugsweise beschrieben.

Die insgesamt 37 bzw. 39 Gefrierlanzen wurden in zwei Ringen kreisförmig um den Ausbruchsquerschnitt angeordnet. Zusätzlich wurden 4 Bohrungen zur Temperaturmessung parallel zu den Gefrierlanzen mit Längen zwischen 11 m und 18 m vorgesehen (Abbildung 3, links). Die Temperaturmessketten bestanden aus PT100 Sensoren mit einem Abstand von durchschnittlich 2 m. Einen Temperatur-Zeit-Verlauf der Messergebnisse im Boden mit der korrespondierenden Solegruppe ist in Abbildung 3 (rechts) dargestellt. Zu erkennen sind die in der Aufgefrierphase fallenden Temperaturen im Baugrund und die damit einhergehende wachsende Ausdehnung des Frostkörpers. Zur Kontrolle des Frostkörpers in der Andichtung an die Tunnelröhren wurden auf jeder Seite bis zu 30 Einzelsensoren in die Tübbinge in unterschiedlichen Tiefen gebohrt (Abbildung 4, rechts).

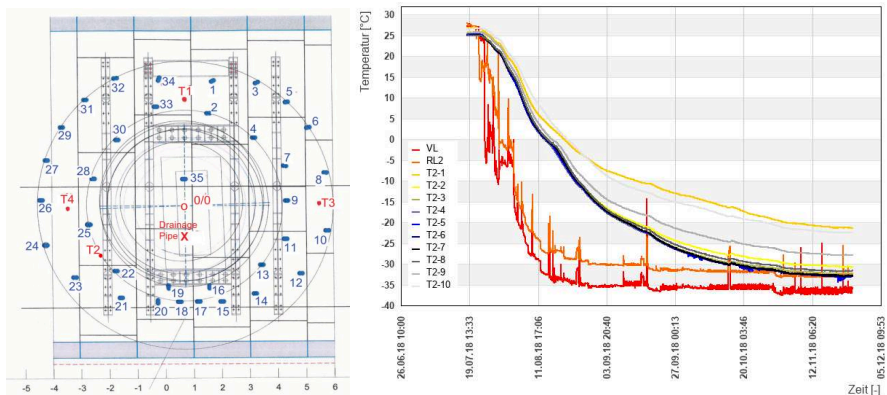


Abbildung 3: Ansicht der Bohrungen für Gefrierlanzen (blau) und zur Temperaturmessung (rot) (links), Temperatur-Zeit-Verlauf der Messkette T2 im Boden (rechts)

Das Solesystem zur Kühlung des Bodens wurde in Gruppen zu je 4 Gefrierlanzen unterteilt. Für jede Gruppe wurden die Vor- und Rücklauftemperaturen sowie Durchflüsse erfasst (Abbildung 4, links). Auf diese Weise ist es beispielsweise möglich im Falle von

Leckagen nicht die gesamte oder größere Bereiche der Vereisung abschalten zu müssen oder einzelne Bereiche mit einem höheren Durchfluss und damit Gefrierleistung zu speisen. Zusätzlich dazu wurde der Druck innerhalb des Systems überwacht.

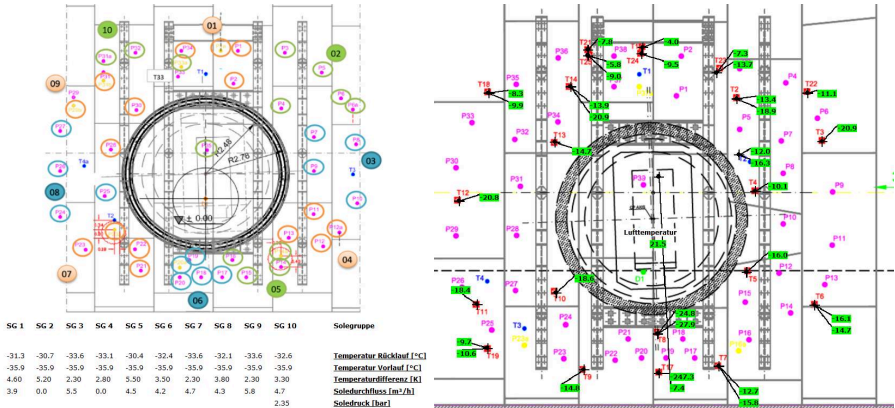


Abbildung 4: Überwachung wesentlicher Parameter der Solegruppen (links), Darstellung der Temperaturen (grüne Felder) im Andichtungsbereich zu einem Messzeitpunkt (rechts)

Zur Kontrolle der Dichtigkeit bzw. des Zusammenwachsens des Frostkörpers zu einem geschlossenen Ring wurde im Zentrum des Ausbruchsquerschnittes je Haupttunnel eine Drainagebohrung angeordnet. In Abbildung 5 (links) sind ausgehend von einem hydrostatischen Druck von 4,5 bar einzelne manuelle Entlastungen nach Druckanstiegen zu erkennen. Dies wurde solange wiederholt, bis kein weiterer Anstieg zu verzeichnen war und der Ausbruchsquerschnitt vollständig durchgefroren war.

Aus den Belastungsversuchen an gefrorenen Bodenproben ergab sich infolge des hohen Salzgehaltes eine relativ geringe Tragfähigkeit bei vergleichsweise großen Kriechverformungen. Zu große Verformungen hätten zu Schäden an den Gefrierrohren führen können. Zur Kontrolle der Verformung des Frostkörpers wurden daraufhin in einer Temperaturmessbohrung über der Firne des Ausbruchsquerschnittes eine kombinierte Temperatur- und Neigungsmessung mittels Ketteninklinometer durchgeführt. Die Verformungsentwicklung über die Dauer des Vortriebes des Querschläges ist in Abbildung 5 (rechts) dargestellt. Maximal konnte eine Verformung von 16 mm ermittelt

werden. Parallel zur Darstellung permanent ermittelter Messgrößen wurden zudem ausgewählte Parameter durch ein Alarmingssystem überwacht.

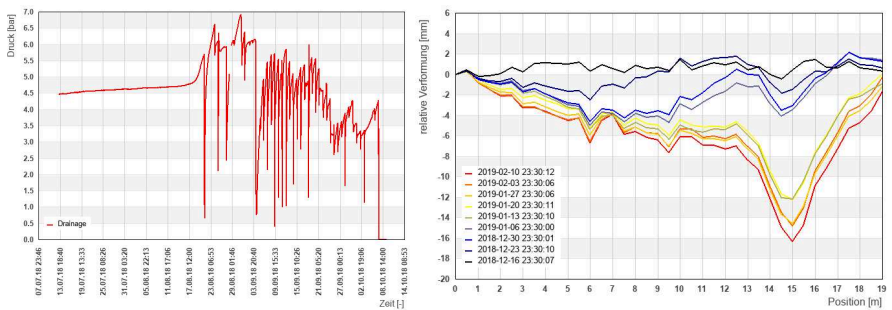


Abbildung 5: Drainagedruck-Verlauf (links), Verformung der Firste in Zusammenhang mit dem Vortrieb (rechts)

5 Temperaturmonitoring mittels Faseroptik

Die Anwendung sowie Vorteile verteilter, faseroptischer Sensorik soll im Folgendem an einem kurzen Beispiel verdeutlicht werden. Die Abdichtung der Fuge einer Schlitzwand an eine Unterwasserbetonsohle (UWBS) beim Bau der Parkgarage Garenmarkt in Leiden erfolgte durch Einsatz einer Solevereisung. Die ovale Baugrube (Umfang: 193 m) hatte bei einer Tiefe von 19 m eine Länge von 74 m und war 39 m breit (Abbildung 6). Das Grundwasser wurde wenige Meter unter GOK angetroffen.

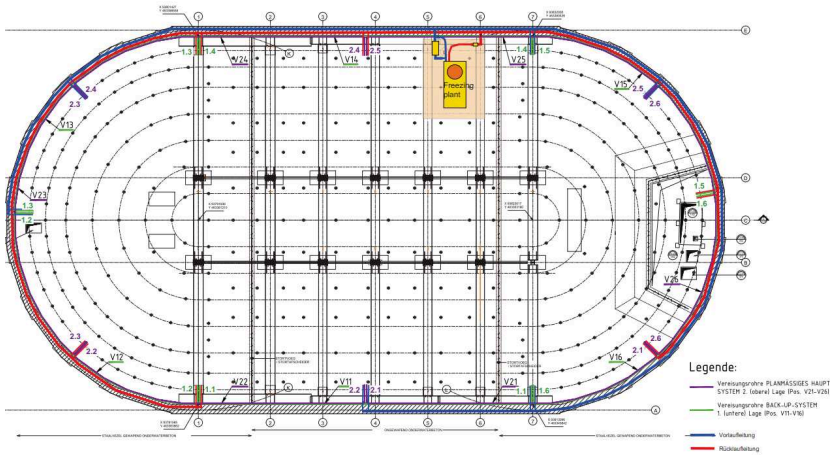


Abbildung 6: Grundriss der Baugrube

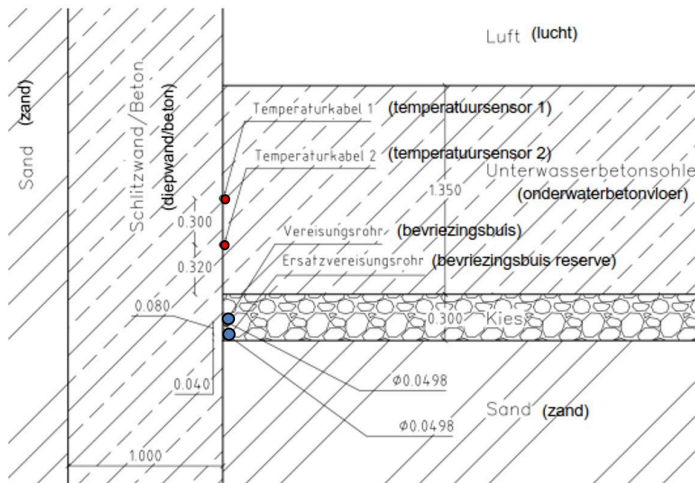


Abbildung 7: Detail des Dichtungsbereiches zwischen Schlitzwand und UWBS mit Angabe der Gefrierleitungen (blau) und Position der Temperaturmesskabel (rot) (rechts)

Die Vereisung sollte nicht großflächig erfolgen sondern ausschließlich den Zwickelbereich unterhalb der UWBS zur Schlitzwand schließen. Die Gefrierrohre wurden ringförmig in

zwei Ebenen innerhalb der Kiesschüttung angeordnet (Abbildung 7, blaue Punkte). Das Messkonzept sah die Überwachung der Temperaturen in zwei Messebenen (Abbildung 7, rote Punkte) innerhalb der UWBS entlang der gesamten Fuge vor. Die Umsetzung erfolgte mit hoher Ortsauflösung von 0,5 m mittels faseroptischer Sensorik. Eine Lösung mit Einzelsensoren wäre für diese Aufgabenstellung unwirtschaftlich gewesen. Das Kühlsystem hingegen wurde mit wenigen Einfühlern überwacht.

Nach Erreichen der Zieltemperatur an der unteren Temperaturmessebene wurde die Dichtigkeit der Stoßfuge durch einen Pumpversuch am 24.10.2018 geprüft. Das Ergebnis der Temperaturmessung über die Länge der Glasfaser zeigt Abbildung 8. Die Temperaturen vor Beginn sind in Gelb dargestellt. Deutlich erkennbar sind drei Bereiche, in denen die Temperatur (rote Linie) aufgrund von nachfließendem Wasser ansteigen. Darüber hinaus ist die Ausdehnung der undichten Bereiche sehr gut lokalisier- und eingrenzbar. Auf diese Weise war es möglich, die Stoßfuge mit Hilfe von Tauchern zielgenau an den Leckagestellen durch Injektionen zu schließen und den weiteren Ausbau voranzutreiben.

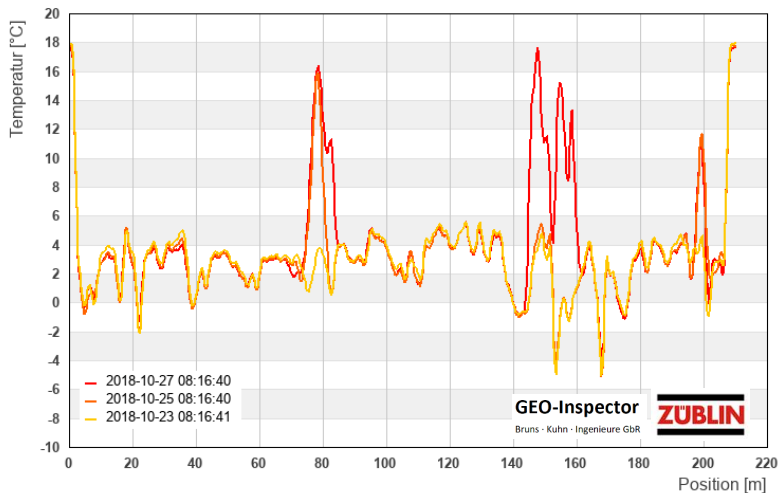


Abbildung 8: Temperaturverlauf entlang einer Glasfaser an ausgewählten Messzeitpunkten

6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden die Besonderheiten bei der messtechnischen Begleitung und Durchführung von Vereisungsmaßnahmen behandelt. Das Messkonzept stellt dabei ein wichtiges Kontrollmittel zur Überwachung und Steuerung dar. Es muss je nach Art und Umfang auf die Randbedingungen der Maßnahme ausgerichtet sein. Die Messpunkte sind an maßgeblichen Positionen zu planen, damit sie alle notwendige Informationen zum Abgleich mit der thermischen Bemessung sowie der geplanten Herstellung des Frostkörpers, als auch dem korrekten Betrieb des Kühlsystems liefern. Darüber hinaus sollte die Auswahl der Messverfahren und Sensoren unter Berücksichtigung der zu ermittelnden Erkenntnisse erfolgen. Ein Online-Monitoring, in dem sämtliche Messdaten in Echtzeit ausgewertet und visualisiert werden, ist für den sicheren Betrieb und die Ausführung von Vereisungsmaßnahmen zwingend erforderlich. Dies gilt ebenso für die Erstellung eines Alarmierungs- und Havariekonzeptes.

Die praktische Umsetzung und der Nutzen eines Monitoringkonzeptes für die Bauausführung wird exemplarisch am Beispiel einer Querschlagsvereisung sowie bei der Herstellung einer wasserdichten Fuge zwischen Schlitzwand und Unterwasserbetonsohle beim Bau einer Tiefgarage am Garenmarkt in Leiden verdeutlicht. Durch den Einsatz von hochauflösender faseroptischer Sensorik konnten Undichtigkeitsstellen ortsgenau lokalisiert und nachinjiziert werden.

Die messtechnische Begleitung geotechnischer Herausforderungen gewinnt nicht zuletzt durch Havariefälle wie beispielsweise beim Einsturz des Stadtarchives in Köln 2009 immer mehr an Bedeutung. Insbesondere bei Vereisungsmaßnahmen stellt sie ein wichtiges Werkzeug für den sicheren Betrieb dar. Generell dienen die Erstellung von Messkonzepten und der Einsatz von Monitoringsystemen stets dazu, Bautätigkeiten sicherer zu gestalten, Gefahrensituationen frühzeitiger zu erkennen und Havarie- und Todesfälle zu vermeiden.

Literatur

Mignon, J.; Boxheimer, S.; Stahlmann, J.; Gattermann, J.; Bruns, B.; Kuhn, C.:
Liefkenshoek-Eisenbahnverbindung in Antwerpen – Schildvortrieb und Bodenvereisung
(Querschläge), STUVA Tagung 2011, Berlin

Autoren

Benedikt Bruns, Dipl.-Ing..

b.bruns@geo-inspector.com

Christian Kuhn, Dipl.-Ing..

c.kuhn@geo-inspector.com

GEO-Inspector

Bruns Kuhn Ingenieure GbR

www.geo-inspector.com

Bockshornweg 1b, 38114 Braunschweig

Tel.: 0177 7457541

Christian Perl, Dipl.-Ing. (FH) M.Sc.

c.perl@zueblin.de

Züblin Spezialtiefbau GmbH

Bereich Nord-Ost

www.zueblin-spezialtiefbau.de

Radeburger Straße 28, 01129 Dresden

Tel.: 0351 82435-77

Aspekte des Monitorings in der Betriebsphase eines Tiefenlagers und bei einer potentiellen Rückholung

Volker Mintzloff, Joachim Stahlmann
Technische Universität Braunschweig

1 Einleitung

Die Auswahl eines geeigneten Standorts für ein Endlager für die in Deutschland produzierten wärmeentwickelnden hochradioaktiven Abfällen ist zurzeit in vollem Gange¹. Bereits dieses Jahr sollen in einem Zwischenbericht von der Bundesgesellschaft für Endlagerung (BGE) Teilgebiete festgelegt werden, in denen geeignete Wirtsgesteine in ausreichender Mächtigkeit vorkommen (BGE, 2019). Darauf aufbauend sollen repräsentative vorläufige Sicherheitsuntersuchungen erarbeitet werden. Mit ihnen werden wiederum Standortregionen bestimmt, die im zweiten Schritt des Verfahrens übertägig erkundet werden sollen.

Endlagerung an sich war und ist ein gesellschaftlich sehr umstrittenes Thema. Insbesondere die sehr eingeschränkte Kontrollierbarkeit bezüglich unplanmäßiger, ungünstiger Entwicklungen im Endlager ist in der gesellschaftlichen Debatte ein großer Kritikpunkt. Dieser wurde von der Kommission „Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe“ mit ihrer Empfehlung, in Deutschland eine „Endlagerung mit Reversibilität“ als Entsorgungsoption zu verfolgen, aufgegriffen (Endlagerkommission, 2016).

Reversibilität beschreibt die Möglichkeit, Entscheidungen zurücknehmen zu können; auch die Entscheidung zur Einlagerung der Abfälle. Bei der Auslegung eines Endlagers bedingt dies aus technischer Sicht die Berücksichtigung der Möglichkeit einer Rückholung der radioaktiven Abfälle (Rückholbarkeit). Die Begründung dafür liegt in der Möglichkeit, Fehler zu korrigieren. Um Fehler erkennen zu können, muss die Entwicklung des Tiefenlagers² vor, während und nach der Einlagerung mit geeigneter Messtechnik nachverfolgt werden.

¹ Grundlage dafür ist das Standortauswahlgesetz (StandAG) von 2017.

² Ein wartungsfreies Endlager wird als untertägige Einrichtung zur Entsorgung radioaktiver Abfälle ohne Intention einer Rückholung definiert. Der Artikel verwendet für das Lager vor dem Verschluss den auch in der Schweiz gebräuchlichen Begriff „Tiefenlager“, um zu verdeutlichen, dass über den endgültigen Verbleib der Abfälle in dieser untertägigen Einrichtung noch entschieden werden muss.

Im Forschungsprojekt ENTRIA³ wurde ein generischer Ansatz entwickelt, um die Konsequenzen einer Rückholbarkeit mit Monitoring in unterschiedlichen Wirtsgesteinen gegenüberstellen zu können (Stahlmann et al., 2015). Der Ansatz wird in diesem Beitrag vorgestellt und um Aspekte zur konkreten Umsetzung der Rückholung ergänzt.

Die Ergebnisse eines Monitoringprogramms haben in der Tiefenlagerung eine nicht zu unterschätzende Bedeutung als technische Entscheidungsgrundlage über eine mögliche Rückholung der Abfälle oder den Verschluss des Tiefenlagers. Die Bedeutung des technischen Monitorings u. a. bei der Rückholung soll im Forschungsprojekt TRANSENS⁴ (transdisziplinäre Entsorgungsforschung) vertieft bearbeitet werden. Im Projekt soll untersucht werden, ob die Zusammenarbeit mit Laien und außeruniversitären Experten Einfluss auf die Qualität und Vertrauenswürdigkeit von Forschung hat. Da diese Fragen nur interdisziplinär zu beantworten sind, wird im Projekt intensiv zwischen Gesellschafts-, Natur- und Ingenieurwissenschaften zusammengearbeitet.

2 Grundlagen zur Rückholbarkeit und generischer Ansatz

2.1 Begriffsdefinitionen

Abbildung 1 stellt die Betriebsphasen eines Tiefenlagers dar. Es beginnt mit der Vorbetriebsphase, in der ein Standort ausgewählt und das Tiefenlager genehmigt wird. In der Betriebsphase wird das Bergwerk aufgefahren, die Abfälle in die dafür vorgesehenen Strecken eingelagert und diese verschlossen. Der Argumentation der Endlagerkommission (2016) folgend, schließt eine Beobachtungsphase an, die aufgrund des abgeschlossenen Einlagerungsbetriebs zur Nachbetriebsphase gezählt wird⁵. Nach der Beobachtungsphase wird das Tiefenlager verschlossen und in ein Endlager umgewandelt, alternativ werden die Abfälle zurückgeholt.

³ Siehe auch: www.entria.de (nicht mehr aktualisiert)

⁴ Projektvorstellung unter: www.transens.de

⁵ Im StandAG von 2017 wird eine Beobachtungsphase nicht explizit genannt. Im Abschlussbericht des Monitoringprojekts MONTANARA wird diese als eine offene Entscheidung während des Einlagerungsbetriebs dargestellt (Jobmann et al., 2019). Der Referentenentwurf der Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle beinhaltet sie explizit (BMU, 2019).

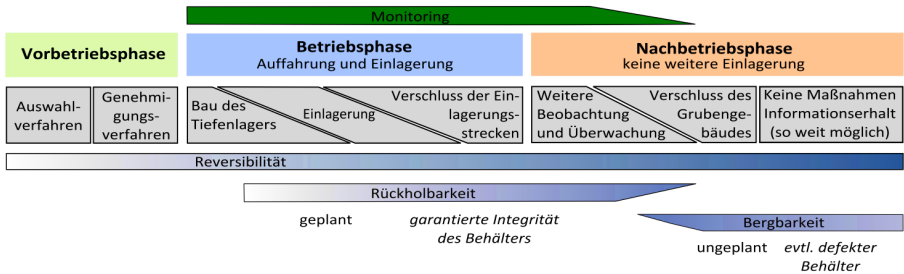


Abbildung 1: Technisches Monitoring in den Betriebsphasen eines Tiefenlagers (Stahlmann et al., 2015)

Rückholbarkeit ist die Möglichkeit der Wiedergewinnung der eingelagerten hochradioaktiven Abfälle aus dem Tiefenlager. Diese muss bereits in der Planung und Auslegung eines Tiefenlagers berücksichtigt werden. Sie führt zu einer verlängerten Offenhaltung von Teilen des Grubengebäudes, da diese als Infrastruktur für einen möglichst schnellen Zugang zu den eingelagerten Abfällen benötigt werden. Die Offenhaltung betrifft konkret den Schacht, die Werkstätten und die Infrastrukturstrecken, die in die Einlagerungslagerungsbereiche führen. Rückholbarkeit ist so lange möglich, wie die untertägige Infrastruktur noch in Betrieb ist.

Wurde das Tiefenlager bereits verschlossen, ist nur noch eine Bergung der eingelagerten Behälter möglich, welche eine bergmännische Wiederauffahrung des Grubengebäudes erforderlich macht. Diese als Bergbarkeit bezeichnete Möglichkeit ist in Deutschland als eine Anforderung an die Behälter definiert: 500 Jahre nach Verschluss des Tiefenlagers müssen diese mechanisch intakt und auffindbar sein (BMU, 2010 & BMU, 2019).

Die Sicherheitsanforderungen des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit (BMU) schreiben vor, dass „Maßnahmen, die zur Sicherstellung der Möglichkeiten zur Rückholung oder Bergung getroffen werden, die [...] passiven Sicherheitsbarrieren und damit die Langzeitsicherheit nicht beeinträchtigen“ dürfen. Eine solche Anforderung würde de facto eine Rückholbarkeit ausschließen. Im derzeitigen Referentenentwurf wurde diese Passage entschärft. Sie lautet nun „nicht erheblich und nicht mehr als unvermeidlich beeinträchtigen“.

Technisches Monitoring ist vom Bau bis zum Verschluss des Tiefenlagers erforderlich, um eine verlässliche Datenbasis liefern zu können. Bollingerfehr et al. (2012) schätzen, dass die Einlagerung der im Inland zu erwartenden Abfälle 40 Jahre dauern wird. Auch für eine

mögliche Rückholung wird dieser Zeitraum angenommen (Herold et al., 2018). Wird zusätzlich eine Beobachtungsphase berücksichtigt, übersteigt der Zeitraum, in dem das technische Monitoring zuverlässig funktionieren muss, leicht 100 Jahre. Während dieser Zeit kommt dem Monitoring eine nicht zu unterschätzende Rolle zu: Mithilfe des Monitorings soll der Zeitpunkt, an dem die Entscheidung „Rückholung oder endgültige Endlagerung“ aufgrund der Degradation der Barrieren getroffen werden muss, bestimmt werden. Auch während einer Rückholung muss aufgrund des langen Rückholungszeitraums beobachtet werden, ob sich das Tiefenlager (un)kritisch entwickelt.

2.2 Generisches Konzept zur Rückholbarkeit

Zum besseren Verständnis zeigt Abbildung 2 die dreidimensionale Skizze eines Tiefenlagers mit einer für das Monitoring vorgesehenen Überfahrungssohle. Für den Betrieb eines Tiefenlagers ist eine obertägige Infrastruktur bestehend aus einem Pufferlager, einer Konditionierungsanlage und der Schachtanlage erforderlich. Untertage sind Werkstätten, Zugangsstrecken in die Einlagerungsbereiche und die bereits erwähnte Monitoringsohle erforderlich.

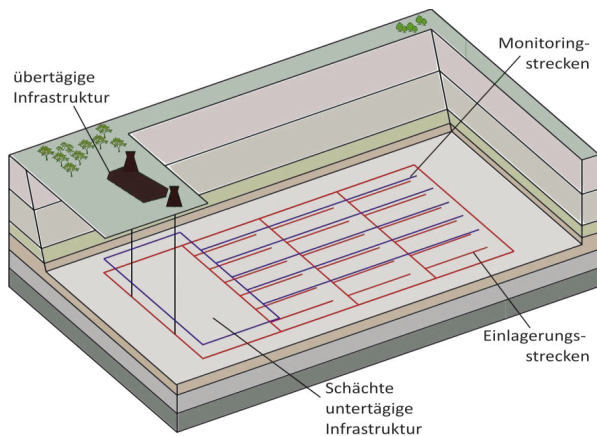


Abbildung 2: Tiefenlager in dreidimensionaler Ansicht (Mintzlauff et al., 2018)

Im Forschungsprojekt ENTRIA wurde für eine Gegenüberstellung unterschiedlicher Wirtsgesteine ein generisches Tiefenlagermodell entwickelt, welches aus einem zweisöhligen Bergwerk besteht. Dem allgemeinen Konzept zur Rückholbarkeit folgend, sieht es vor, dass

die Einlagerungsstrecken direkt nach der Einlagerung der selbstabschirmenden Behälter (ENCON) versetzt und mit einem Verschlussbauwerk versehen werden. Zur Durchführung des Monitoringprogramms ist eine Überfahrungsstrecke vorgesehen, von der über Bohrungen die Einlagerungsstrecken instrumentiert werden.

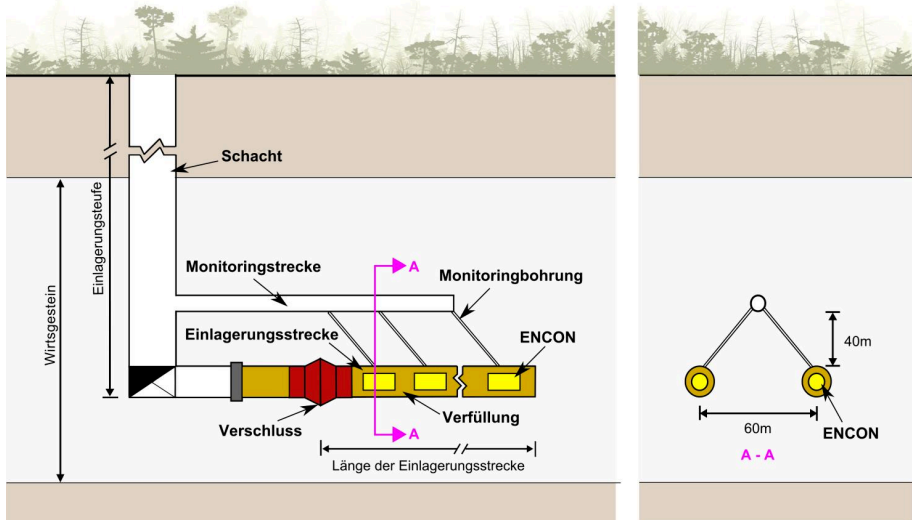


Abbildung 3: Generisches zweistöckiges Tiefenlagermodell (Stahlmann et al., 2015)

Die Verschlussbauwerke und der Versatz sind dem jeweiligen Wirtsgestein angepasst. Berücksichtigt wurden Steinsalz, Ton, Tonstein und kristallines Hartgestein. Das Verschlussbauwerk in Steinsalz besteht aus einem Salzbeton, der Versatz aus Salzgrus. Für die anderen Wirtsgesteine wird ein auf Bentonit basierender Versatz verwendet. Der Bentonit quillt bei Wasserkontakt auf, so dass ein Widerlager erforderlich ist, um die entstehenden Quelldrücke aufzunehmen. Das Widerlager besteht aus Niedrig-pH-Zement. Zusammen mit einem Abdichtungselement aus Bentonit bildet es das Verschlussbauwerk. Genauere Informationen über die Lichträume der einzelnen Strecken der generischen Tiefenlagermodelle enthält der ENTRIA-Arbeitsbericht 3 (Stahlmann et al., 2015).

3 Monitoringprogramm für das generische Tiefenlagermodell

3.1 Entwicklung eines Monitoringprogramms für die generischen Tiefenlager

Basierend auf dem generischen Modellansatz wurde ein Monitoringkonzept entwickelt, welches bereits in Mintzlauff et al., 2018 vorgestellt und in Stahlmann et al., 2019 detailliert beschrieben wurde. Dieses wird in den folgenden Abschnitten knapp erläutert.

3.2 Bauphasen, exponierte Bereiche

Mit dem Monitoring ist bereits beim Bau des Tiefenlagers zu beginnen. Der Bauablauf ist folgender: Zunächst wird der Schacht abgeteuft und eine obere Sohle aufgefahren. Sie dient zunächst der Erkundung und später dem Monitoring. In diesem Schritt sind mit geeigneter Messtechnik das Gebirge zu untersuchen und Referenzwerte zu ermitteln. Daraufhin wird die für die Einlagerung benötigte Infrastruktur auf einer zweiten Sohle errichtet. Es folgt die Auffahrung der Einlagerungsstrecken, die Einlagerung der Behälter, der Versatz und der Verschluss der Strecken. Diese Prozesse und die nachfolgende Entwicklung des Tiefenlagers sind messtechnisch zu begleiten. Nach dem Versatz und Verschluss der Einlagerungsstrecken sind diese nicht mehr direkt zugänglich und müssen über Bohrungen überwacht werden. Im offen gehaltenen Infrastrukturbereich können Messungen direkt durchgeführt werden.

Für eine repräsentative Betrachtung des Tiefenlagers sollten alle Einlagerungsstrecken instrumentiert werden. Wenn die Bauabläufe ausreichend erprobt sind und sich die Einlagerungsstrecken in einem Homogenbereich gleicher Geologie befinden, kann von einer Totalinstrumentierung abgesehen und sich auf repräsentative Bereiche konzentriert werden.

3.3 Einflussfaktoren

Die nach der Einlagerung hochradioaktiver Abfälle ablaufenden Prozesse sind komplex, da sie thermisch-hydraulisch-mechanisch-chemisch (THMC) gekoppelt sind.

Für jedes Wirtsgestein gilt, dass die Bewetterung die Temperatur, die Feuchtigkeit und den Sauerstoffgehalt beeinflusst. Wesentliche Faktoren für die Temperaturentwicklung im Tiefenlager sind die von den eingelagerten Behältern eingebrachte Wärmeenergie und die thermischen Eigenschaften, z.B. die Wärmeleitfähigkeit, des Versatzes und Gebirges. Trennflächen können einen möglichen Fluidein- und -austritt in das Tiefenlagersystem

begünstigen. Korrosionsprozesse können zur Beschädigung von Behältern und zur Entwicklung von Gasdrücken führen. Weitere Prozesse im Tiefenlager hängen von den Eigenschaften des Wirtsgesteins und dem jeweiligen Barrierenkonzept ab, die im Folgenden skizziert werden.

Steinsalz besitzt eine hohe Eigentragsfähigkeit sowie eine ausgeprägte Kriechfähigkeit, die mit der Temperatur positiv korreliert. Der als Abdichtungselement und Widerlager verwendete Salzbeton schwindet nach seinem Einbau durch das Abbinden, so dass zunächst ein Spalt zwischen Verschlussbauwerk und Gebirge entsteht. Durch die Kriechfähigkeit des Salzes schließt sich dieser mit der Zeit wieder. Das aus Salzgrus bestehende Versatzmaterial wird relativ locker gelagert in die Strecken eingebaut. Aufgrund der Eigenkompaktion lässt sich die Bildung eines Firstspalts nicht vermeiden. Durch die Konvergenz des Gebirges schließt sich der Spalt und kompaktiert den Salzgrus, wodurch sich seine Dichte erhöht. Der Prozess verringert einerseits die Porosität und die damit verbundene Permeabilität. Er erhöht andererseits die Wärmeleitfähigkeit des Versatzes.

Ton hat eine sehr geringe Eigentragsfähigkeit, auf die mit einem steifen Ausbau reagiert werden muss. Er weist außerdem eine hohe Plastizität auf. Durch seine geringe Durchlässigkeit stagniert das Grundwasser. Im Gegensatz zu Ton weist Tonstein eine bessere, wenn auch nicht sehr gute Eigentragsfähigkeit auf, die mit einem angepassten Ausbauplan gefördert werden kann. Tonstein hat eine geringe Plastizität und ein ausgeprägtes Trennflächensystem, welches für den Grundwasserfluss relevant sein kann. Auch hier stagniert im Allgemeinen jedoch der Grundwasserfluss.

Das kristalline Hartgestein besitzt eine hohe Eigentragsfähigkeit und verhält sich spröde. Klüfte können im Laufe der Entwicklung nicht verheilt werden. Kristallines Hartgestein ist im Gegensatz zu den vorher genannten Wirtsgesteinen ein Kluftgrundwasserleiter und weist somit einen nicht zu vernachlässigenden Grundwasserfluss auf. Das Gestein besitzt daher keine hydraulische Barriereeigenschaft, so dass diese vom Versatz übernommen werden muss.

Als Versatz und Abdichtungselement in Ton, Tonstein und kristallinem Hartgestein kommen bentonitbasierte Materialien zum Einsatz. Das Quellverhalten von Bentonit ist von seiner Zusammensetzung, seiner Einbaudichte und dem Wasserdargebot im Wirtsgestein abhängig. Auf eine ausreichende Abdichtung kann bei der Entstehung eines Quelldrucks geschlossen werden. Das durch den Quelldruck erforderliche Widerlager besteht aus einem

Beton aus Niedrig-pH-Zement, welcher einen ausreichenden Kontakt zum Wirtsgestein aufweisen muss.

3.4 Normalentwicklung und Funktionalität

Den Haupttransportweg für Radionuklide stellen Fluide dar. Eine langfristige Isolierung der Radionuklide im Tiefenlager wird daher durch Fernhalten von Lösungen von den eingelagerten Behältern erreicht. Der Schlüsselfaktor dafür sind die Permeabilität des Wirtsgesteins, die Permeabilität der Auflockerungszone und die Permeabilität der geotechnischen Barriere. Abbildung 4 stellt den Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Permeabilitäten und Spannungen für die verschiedenen Wirtsgesteine dar.

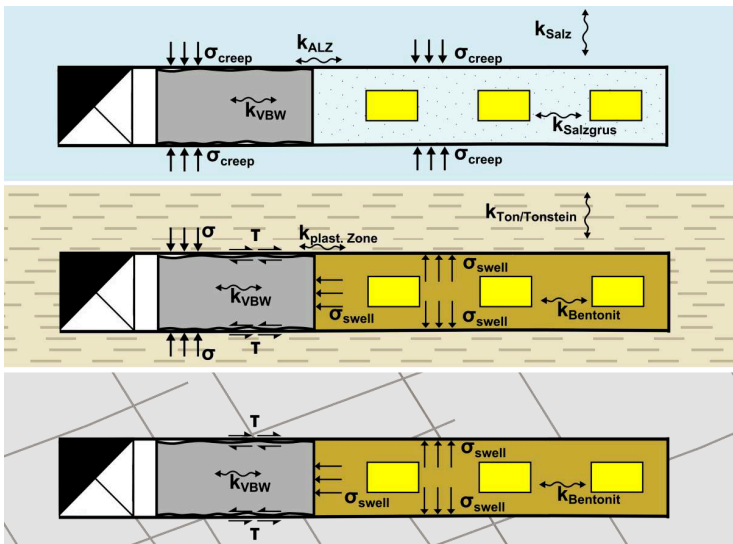


Abbildung 4: Integritätsbestimmende Spannungen und Permeabilitäten in den versetzten Strecken in Steinsalz (oben), Ton/Tonstein (mittig) und kristallinem Hartgestein (unten) (Mintzflaff et al., 2018)

In der Einlagerungsstrecke im Steinsalz ist die Anfangsporosität des eingebrachten Salzgruses relativ hoch. Durch fortschreitendes Aufkriechen des Gebirges wird es kompaktiert und baut einen Gegendruck zum Gebirgsdruck auf. Dadurch sinken seine Porosität und Permeabilität. Der vollständig kompaktierte Salzgrus weist schließlich

annähernd die gleichen Eigenschaften wie das umgebende Gebirge auf. Im Bereich des Verschlussbauwerks ergibt sich durch das Aufkriechen des Gebirges auch dort ein form- und kraftschlüssiger Verbund. Potentielle Umläufigkeiten werden im Verlauf der Tiefenlagerentwicklung geschlossen.

In den anderen Wirtsgesteinen ist die Abdichtung des Grubenraums im Wesentlichen durch das Aufquellen der Bentonitbarriere zu erreichen. Das Aufquellen geht mit einer Volumenvergrößerung einher, so dass der Versatz sowie das Abdichtungsbauwerk bei behinderter Quellung einen Quelldruck auf das Gebirge ausüben. Demzufolge reduziert sich die Permeabilität sowohl im Bentonit selbst als auch im angrenzenden Gebirgsbereich. Die Barrierewirkung der geotechnischen Systeme ist damit gewährleistet.

3.5 Messparameter

Einige der im Abschnitt 3.3 dargestellten thermischen, chemischen, mechanischen und hydraulischen Einflussfaktoren sowie ihre zeitliche Entwicklung lassen sich über die Messung verschiedener Parameter beobachten und bewerten.

Die mit der Einlagerung wärmeentwickelnder hochradioaktiver Abfälle einhergehende Erhöhung der Gebirgstemperatur ist messtechnisch zu erfassen. Sie beeinflusst die mechanischen Eigenschaften der Barrieren und ist außerdem für die Arbeitssicherheit während der Offenhaltung und einer möglichen Rückholung relevant (León Vargas et al., 2016). Die Temperaturen können über herkömmliche Temperaturgeber oder mittels faseroptischen Methoden bestimmt werden.

Zu messende mechanische Parameter sind die in der geologischen und geotechnischen Barriere vorherrschenden Spannungen, die Konvergenzen bzw. Verschiebungen und, sofern Grundwasser im Wirtsgestein vorhanden ist, die Porenwasserdrücke. Spannungen lassen sich mit orientierten Druckkissen messen. Auch Quelldrücke lassen sich durch Änderungen des Spannungsniveaus und somit mit Druckkissen bestimmen. Konvergenzen sind in offengehaltenen Bereichen über die Verschiebungen der Hohlraumkontur messbar. Im Gebirge geben Dehnungs- und Inklinometermessungen Aufschluss über die Bewegungen. In den Wirtsgesteinen, die bentonitbasierte Barrieren nutzen, ist der Porenwasserdruck innerhalb der Barriere von Interesse. Er lässt sich über Porendruckgeber bestimmen und sollte bei Ton und Tonstein zusätzlich auch im Wirtsgestein selbst beobachtet werden.

Chemische Parameter, die zu messen sind, stellen in Grundwasser führenden Wirtsgesteinen das Redox-Potenzial und der pH-Wert des Grundwassers dar. Durch das Einbringen der geotechnischen Barriere können sich diese Parameter verändern. Potentielle Änderungen lassen wiederum Rückschlüsse auf die Bewegung des Grundwassers im Tiefenlagersystem zu.

Relevante hydraulische Parameter sind die integralen Permeabilitäten der Barrieren und der plastischen Zone bzw. der Auflockerungszone. Sie sind nicht über direkte Messverfahren bestimmbar. Hier muss auf geophysikalische Methoden zurückgegriffen werden. Mittels Geoelektrik kann der elektrische Widerstand eines betrachteten Bereichs ermittelt werden. Mit ihm lassen sich in einem Tiefenlager mit bentonitbasiertem Versatz Rückschlüsse auf den Sättigungsgrad des Bentonits schließen. Dieser korreliert wiederum mit der Permeabilität. In einem Tiefenlager in Salz kann stattdessen durch geophysikalische Methoden die seismische Geschwindigkeit im Salzgrus gemessen werden. Sie lässt Rückschlüsse auf die Entwicklung seiner Kompaktion und somit auf die Permeabilität zu.

Darüber hinaus kann Mikroseismik Aufschluss über Bewegungen im Gebirge geben, die relevant für die Bewertung der Entwicklungen der plastischen Zonen sind. Dadurch lassen sich Rückschlüsse auf die Degradation der geologischen Barriere ziehen.

3.6 Minimallösung

Aufgrund der Anforderung, möglichst gebirgsschonend zu arbeiten (vgl. BMU, 2019), ist es sinnvoll, nicht jeden Parameter, der messbar ist, auch tatsächlich zu messen. Es genügt, die Prozesse, die zu einem Einschluss der radioaktiven Abfälle führen, zu beobachten. In einem Endlager in Steinsalz hängt der Einschluss im Wesentlichen vom Aufkriechen des Gebirges ab. In Ton, Tonstein und Kristallin ist hingegen die Quelldruckentwicklung des Versatzes und des Abdichtungsbauwerks aus Bentonit der Schlüsselfaktor. Die Minimallösung umfasst daher sowohl die Messung der in situ-Spannungen im Kontaktbereich Versatz/Wirtsgestein als auch die Messung der Spannungen des Kontaktbereichs Abdichtungsbauwerk/Wirtsgestein.

Die Minimallösung enthält das Messen der Gebirgskonvergenzen. Diese gehen mit dem Entstehen einer geschädigten Zone einher, die eine höhere Permeabilität als das intakte Gebirge besitzt. Geschädigte Zonen sind potentielle Wegsamkeiten für Fluide. Die Schädigung ist nur bis zu einem gewissen Maß, das anhand der Konvergenzmessungen

überprüft werden soll, tolerierbar. Da kristallines Hartgestein nur äußerst geringe Konvergenzen aufweist, sind die Messungen in diesem Wirtsgestein vernachlässigbar.

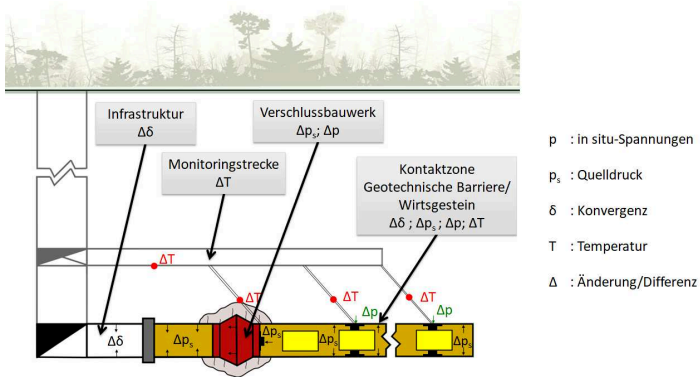


Abbildung 5: Messparameter der Minimallösung (Mintzlaff et al., 2018)

Weiterhin gehört die Bestimmung der Temperaturfelder zur Minimallösung. Anhand der Temperaturen im Bereich der Einlagerungsstrecke lässt sich einschätzen, wie hoch die Wettertemperaturen bei einer potentiellen Rückholung und der damit verbundenen Wiederaufwältigung der Einlagerungsstrecken werden können. Arbeitsschutzbestimmungen geben eine maximale Wettertemperatur vor. Wird diese überschritten, ist ein Arbeiten untertage nicht mehr zulässig und eine Rückholung wäre somit nicht umsetzbar.

3.7 Anforderungen an die Messtechnik und Stand der Technik

Im internationalen Kontext wurde in MoDeRN und Modern2020 eine komplexe Methodik „Parameter-Screening“ zur Erstellung eines Monitoringprogramms entwickelt. Aufgrund der Sicherheitsrelevanz einer intakten Abdichtung wurden Kabelführungen durch geotechnische und geologische Barrieren als nicht akzeptabel betrachtet (MoDeRN, 2013). Aufgrund dessen lag ein wesentlicher Fokus im Projekt auf der Entwicklung von kabellosen Sensoren mit autarker Stromversorgung und Funkdatenübertragung.

Das Problem solcher Sensoren lässt sich knapp zusammenfassen: „Natürlich ist die Lebensdauer von Sensoren [...] begrenzt“ (Jobmann, 2019). Die Erklärung, warum dies kein Argument gegen den Einsatz von Messtechnik sei, ist, dass sie zwar die vollständige Langzeitentwicklung nicht nachverfolgen, sie aber dennoch wertvolle Informationen über die

Kurzzeiteinwicklung liefern könne. Das Kernproblem ist jedoch ein anderes: Wie wird verfahren, wenn der Sensor ausfällt und sich nicht ersetzen lässt? Wenn argumentiert wurde, dass das Monitoring der Beweissicherung dient, gibt es in diesem Fall keinen Beweis über die Funktionsfähigkeit des Tiefenlagersystems mehr. In einem von Misstrauen geprägten Umfeld würde das schnell zu der Entscheidung führen, die Abfälle zurückzuholen.

Auf diese Thematik geht Jobmann (2019) mit dem Vorschlag ein, „eigensichere Sensoren“ zu verwenden. Diese sollen aufgrund ihres Aufbaus, ungewöhnliche Messwerte erkennen und entweder eine Korrektur vornehmen oder eine Fehlermeldung zu erzeugen. Problematisch an solchen Sensoren sind die Steigerung der Komplexität des Messsystems und die Abgabe von Verantwortung an den Sensorentwickler. Die Wahrscheinlichkeit, Fehler zu erkennen, verringert sich, da diese vorkorrigiert sind und schwierig von „richtigen“ Messwerten zu unterscheiden sind.⁶

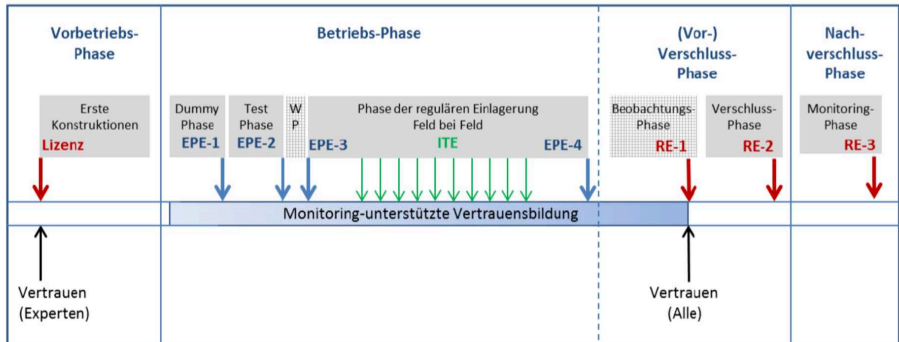
Auch die im Rahmen des ENTRIA-Projekts angedachten austauschbaren Sensoren müssen neu entwickelt werden, insbesondere gilt dies für die Messung von in-situ-Spannungen. Keine offene Frage ist hingegen, wie die Bohrlöcher zwischen Monitoring- und Einlagerungsstrecke abgedichtet werden. Sie haben im Vergleich zu den Einlagerungshohlräumen einen nur geringen Durchmesser und ihre Abdichtung ist unter anderen beim Verschluss von Bohrlöchern bei der Erdöl-Erdgas-Gewinnung oder bei der CO₂-Einlagerung (CCS) Stand der Technik.

3.8 Gesellschaftliche Dimension – Monitoring als soziotechnischer Prozess

In Mintzloff et al. (2018) wurde ein Ablaufplan des Monitorings während der Offenhaltung vorgestellt, der die einzelnen Phasen Errichtung, Einlagerung und Offenhaltung des Tiefenlagers jeweils bei unplanmäßiger, ungünstiger Entwicklung des Tiefenlagers die Entscheidung über eine Konzeptänderung (nach der Einlagerung mit der Konsequenz der Rückholung) vorsieht. In den Wirtsgesteinen Ton, Tonstein und Steinsalz wird die Offenhaltungsdauer von der Degradation des Gebirges bestimmt, so dass zu einem Zeitpunkt definitiv über Verschluss oder Rückholung entschieden werden muss.

⁶ Zu dieser Thematik empfiehlt sich der Vortrag: „Traue keinem Scan, den du nicht selbst gefälscht hast“ von D.Kriesel, http://www.dkriesel.com/blog/2014/1229_video_meines_vortrags_auf_dem_31c3

Auch Jobmann (2019) zeigt einen ähnlichen Ablaufplan, nur, dass dieser auf einzelne Messwerte bezogen ist (Weicht der Wert vom erwarteten ab? // Ist das akzeptabel?). Zusätzlich wird eine Dummy-Einlagerungsphase abgebildet, die im Rahmen eines Untertagelabors sinnvoll erscheint. Monitoring wird als Maßnahme zur Schaffung von Vertrauen gesehen.



Lizenz-Entscheid

EPE-1 = Endlager-Programm Entscheidung

EPE-2 = Endlager-Programm Entscheidung

EPE-3 = Endlager-Programm Entscheidung

ITD = Ingenieur-Technische Entscheidungen

EPE-4 = Endlager-Programm Entscheidung

RE-1 = Regierungs-Entscheidung

RE-2 = Regierungs-Entscheidung

RE-3 = Regierungs-Entscheidung

- Beginn der Endlagerkonstruktion
- Ende der Dummy Phase / Start der Test-Phase ?
- Einführung einer Wartephase (WP) ?
- Start der regulären Einlagerung ?
- Errichtung von Verschlüssen ? Reaktionsoptionen ?
- Einführung einer Beobachtungs-Phase ?
- Ende der Beobachtung / Beginn des finalen Verschlusses ?
- Beginn einer Monitoring-Phase ?
- Beendigung des Monitoring ?

Abbildung 6: Monitoring als vertrauensbildende Maßnahme im Projekt MONTANARA (Jobmann, 2019)

Dass Rückholbarkeit diskutiert und mittlerweile gesetzlich für ein Endlager in Deutschland vorgeschrieben ist, ist ein starkes Indiz dafür, dass es an Vertrauen mangelt, dass sich ein Endlager im klassischen Sinne so entwickelt wie erwartet, trotz der Expertise von vielen Experten, die an einem solchen arbeiten. Abbildung 6 nach Jobmann (2019) zeigt, wie sich Vertrauen entwickeln soll: Vertrauen soll durch Monitoring gewonnen werden, indem durch das Monitoring gezeigt wird, dass sich das Tiefenlager planmäßig entwickelt. Auf Basis des Monitorings lassen sich begründete Entscheidungen treffen. Dieser Schritt-für-Schritt Ansatz ist allerdings bei der derzeitigen Gesetzeslage problematisch, weil bereits bei der Antragsstellung für den Betrieb eines Endlagers alle möglichen Entscheidungen und deren Konsequenzen bedacht werden müssen. Dennoch würde diese Vorgehensweise der

Intention des Standortauswahlgesetzes, ein lernfähiges Verfahren zu initiieren, entsprechen.

Letztendlich ist das Monitoring eingebunden in eine Vielzahl von hauptsächlich gesellschaftlichen Prozessen, die zur Entscheidung für oder gegen eine Rückholung führen werden. Die Frage, wer entscheidet, beantwortet das Projekt MONTANARA mit Betreiber und Genehmigungsbehörde, Interessensvertreter wollen diese Entscheidungen über einen runden Tisch mit allen Beteiligten nachvollziehen können, und dafür auch mit ausreichend Mitteln ausgestattet sein. Ob sie mit einem Veto-Recht ausgestattet werden, ist eine offene Frage.

Die Frage, ob es möglich ist, Vertrauen durch Zusammenarbeit mit interessierten Teilen der Bevölkerung zu schaffen, ist ein wesentlicher Bestandteil des neuen Forschungsvorhabens TRANSENS. Es ist vorgesehen, dass Laien, die aus einer Umfrage rekrutiert werden, in den Forschungsprozess als Arbeitsgruppe Bevölkerung (AGBe) integriert werden. Die AGBe begleitet dabei nicht nur, sondern kann aktiv Fragestellungen einbringen, wie beispielsweise die Festlegung für das Wirtsgestein, in dem der Rückholprozess näher betrachtet wird. Auch die nicht vermeidbaren Unwägbarkeiten bei der Planung und der Durchführung werden unter anderem unter dem Aspekt der Akzeptabilität diskutiert.

4 Anpassungsbedarf nach der Entscheidung zur Rückholung

4.1 Fragestellung

Eine Rückholung von selbstabschirmenden Behältern lässt sich in drei Arbeitsschritte unterteilen, die in der Abbildung 7 dargestellt sind. Zunächst muss die Einlagerungsstrecke neu aufgefahren werden, dabei ist insbesondere auch das Verschlussbauwerk zu entfernen. Im zweiten Schritt wird der Behälter freigelegt und abschließend durch eine geeignete technische Anlage abtransportiert.

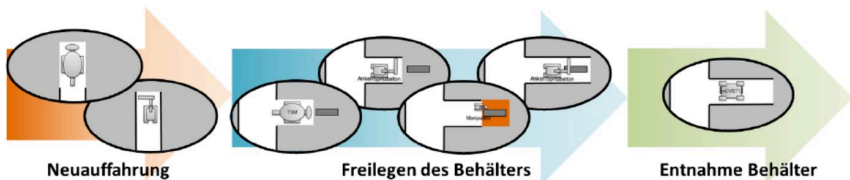


Abbildung 7: Prozesse bei einer Rückholung (Herold et al., 2018)

Die Neuauffahrung bereits verfüllter Strecken bedeutet aus gebirgsmechanischer Sicht eine erneute Störung des Spannungszustands in den Gebirgsbereichen, die den Hohlraum umschließen. Diese sind durch die Auffahrung zur Einlagerung bereits vorgeschädigt, so dass eine Wiederentlastung anschließt.

Die Fragestellung, ob sich das Tiefenlager langfristig so entwickelt wie geplant erübrigt sich mit der Entscheidung zur Rückholung. Bedeutsamer werden während der Rückholung mit einer Dauer von rund 40 Jahren die Aspekte der Hohlraumstabilität. Jede Strecke, in der Rückholungsarbeiten stattfinden, sollte instrumentiert werden.

4.2 Benötigte Querschnitte für eine Rückholung

Im Forschungsprojekt ERNESTA wurde die Rückholung von eingelagerten Abfällen in Tonstein und Steinsalz untersucht. Zwei Varianten, Bohrlochlagerung und Streckenlagerung wurden gegenübergestellt. In den folgenden Abschnitten wird auf die Streckenlagerung, wie sie in den generischen Tiefenlagermodellen angedacht war, weiter eingegangen (Herold et al., 2018). Beide Konzepte bedürfen einer Abkühlungszeit, in der die Zugangstrecken und ein Teil der Einlagerungsstrecken zur Abkühlung des Gebirges nach der Wiederauffahrung offenbleiben.

Um den Aufwand der Technikentwicklung zu reduzieren, wurde für Steinsalz ein Konzept ausgewählt, bei dem die Einlagerungsmaschine auch für die Auslagerung verwendet wird. Das Konzept besteht darin, dass parallel zum eingelagerten Behälter zwei Strecken aufgefahren werden und daraufhin der Behälter freigelegt wird (siehe Abbildung 8). Dieses Konzept wurde auch mit einem Modell, welches nur die Einlagerungsstrecke umfasst, nachgerechnet (Herold et al., 2018).

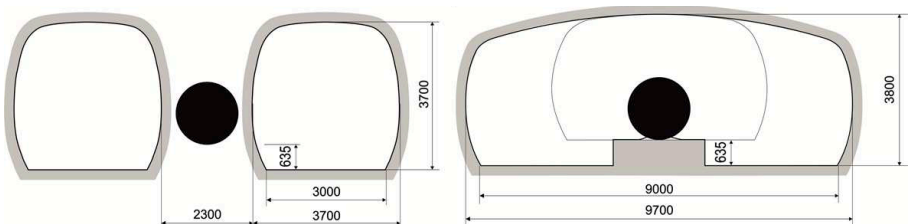


Abbildung 8: Benötigte Querschnitte in Steinsalz nach ERNESTA, beim Einsatz einer modifizierten Einlagerungsmaschine bei der Auslagerung (Herold et al., 2018)

In Tonstein sind die Konzepte noch nicht so weit ausgereift (Herold et al., 2018). Es wird davon ausgegangen, dass der Ausbau in der Einlagerungsstrecke verbleibt.

4.3 Konsequenzen

Zwei Szenarien sind für eine Rückholung denkbar: ein Szenario, in dem die Abfälle zurückgeholt werden, weil sich eine bessere Lösung gefunden hat, und eines, in dem sich das Tiefenlager nicht so entwickelt wie erwartet und sich das Grubengebäude eventuell schon in einem kritischen Zustand befindet.

Durch die Wiederauffahrung steigert sich, gerade im zweiten Fall, das Risiko, dass z. B. bereits detektierte Wasserwegigkeiten aufgrund der Spannungumlagerungen kritisch werden. Der messtechnischen Begleitung kommt an dieser Stelle die Rolle als Vorwarnsystem zu, um die Messperioden entsprechend anzupassen. Die vorgestellten mechanischen und thermischen Messparameter reichen für diese Begleitung aus. Aus den bereits vorher gewonnenen Daten können Rückschlüsse auf besonders gefährdete Grubenbereiche geschlossen werden und diese prioritär aufgefahren werden.

Die bereits vorgeschädigten Barrieren müssen bei einer Rückholung dennoch noch bis zu 40 Jahre den Beanspruchungen standhalten. Daher ist auch das ursprünglich dargestellte Monitoringprogramm in den noch nicht geöffneten Einlagerungsstrecken fortzuführen.

5 Fazit und offene Fragen

Das 2018 vorgestellte Monitoringkonzept von ENTRIA hört bei der Entscheidung, die Abfälle rückzuholen oder endzulagern, auf. Im Forschungsprojekt TRANSENS soll daran angeknüpft und eine potentielle Rückholung, auch unter dem Aspekt des begleitenden Monitorings, betrachtet werden.

Bei einer Rückholung ändert sich die Fragestellung des Monitorings von der Begleitung eines langfristigen Prozesses zum sicheren Einschluss der Abfälle zum Vorwarnsystem für verbruchsgefährdete Grubenbereiche. Die Vorschädigung der Barrieren und des Grubengebäudes ist ein wesentlicher Aspekt, der zu berücksichtigen ist. Wie wirken sich die Auffahrungen, welche in Steinsalz z. B. ein deutlich größeres Lichtraumprofil haben, als die ursprüngliche Einlagerungsstrecke, auf die Barrierenintegrität und die Tragfähigkeit des Gebirges aus? Werden benachbarte Grubenbereiche tangiert und eventuell beeinträchtigt?

In Tonstein wäre ein Ausbau so zu dimensionieren, dass ein Wiederauffahren der Strecken unproblematisch ist.

Eine Rückholung von hochradioaktiven Abfällen ist eine technisch nicht triviale Angelegenheit, die mit Risiken und Unwägbarkeiten behaftet ist. Diese und ihre Akzeptabilität werden in TRANSENS ergebnisoffen diskutiert. Ob diese Offenheit zu mehr Vertrauen führt, soll im Forschungsvorhaben ebenfalls betrachtet werden.

Literatur

Bundesgesellschaft für Endlagerung (BGE); Tagungsband: 3. *Fachworkshop der Bundesgesellschaft für Endlagerung, Haus der Wissenschaft, Braunschweig, 12. bis 14. Dezember 2019*

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU); Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle, *Endfassung des Bundesumweltministeriums 30.09.2010, 2010*

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU); Verordnung über die sicherheitstechnischen Anforderungen an die Entsorgung hochradioaktiver Abfälle, *Referentenentwurf 11.07.2019, 2019*

Herold, P.; Prignist, S.; Simo, E.; Filbert, W.; Bertrams, N.; Entwicklung technischer Konzepte zur Rückholung von Endlagerbehältern mit wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen und ausgedienten Brennelementen aus Endlagern in Salz- und Tongesteinsformationen (ERNSTA), *Abschlussbericht, BGE-TEC 2018-11, Peine, 2018*

Kommission Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe (Endlagerkommission); Abschlussbericht: Verantwortung für die Zukunft – Ein faires und transparentes Verfahren für die Auswahl eines nationalen Endlagerstandortes, *K-Drs. 268, Geschäftsstelle der Endlagerkommission, Deutscher Bundestag, Berlin, 2017*

León Vargas, R. P.; Stahlmann, J.; Thermal impact in the geometrical settings in deep geological repositories for HLW with retrievability, *Proceedings of the 42th Waste Management Symposia, WMS 2016, 6 - 10 März 2016, Phoenix AZ, USA, 2016*

Jobmann, M.; Monitoring von Endlagern für hochradioaktive Abfälle mit Blick auf die Langzeitsicherheit und im Kontext der Partizipation, *Abschlussbericht des FuE-Projektes "Entwicklung von Monitoring-Konzepten in Anlehnung an Sicherheits- und Nachweiskonzepten sowie Ableitung von Entscheidungsgrößen und Reaktionsoptionen"* (MONTANARA) BGE-TEC 2019-02, Peine, 2019

Mintzlaff, V.; Leon-Vargas, R. P.; Epkenhans, I.; Stahlmann, J.; Monitoring als Entscheidungsgrundlage für die Rechtfertigung über die Rückholung/Endlagerung von hochradioaktiven Abfällen. In: *Tagungsband: Messen in der Geotechnik, 22.-23.02.2018, Braunschweig, 2018*

MoDeRn; Monitoring During the Staged Implementation of Geological Disposal: The MoDeRn Project Synthesis. *Tech. rep., Europäische Kommission. 2013*

Modern2020; Project Synthesis Repository Monitoring: Strategies, Technologies and Implementation; Project: Development and Demonstration of Monitoring Strategies and Technologies for Geological Disposal. *Synthesis Report, Europäische Union, Luxembourg, 2019*

Stahlmann, J.; Mintzlaff, V.; Leon-Vargas, R. P.; Generische Tiefenlagermodelle mit Option zur Rückholung der radioaktiven Reststoffe: Geologische und Geotechnische Aspekte für die Auslegung, *ENTRIA-Arbeitsbericht-2015, Braunschweig, 2015*

Stahlmann, J.; Leon-Vargas, R. P.; Mintzlaff, V.; Epkenhans, I.; Normalszenarien und Monitoringkonzepte für Tiefenlager mit der Option Rückholung. *ENTRIA-Arbeitsbericht. Braunschweig-15, 2018*

Autoren

Dipl. Geol. Volker Mintzlaff
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

v.mintzlaff@tu-braunschweig.de
j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGG-TUBS.de
Tel.: 0531 391-62000

Messtechnische Instrumentierungen und Osterberg-Tests bei Deutschlands tiefsten Bohrpfählen

H. Sychla, E. Tieleman, R. Quaas
Fugro Germany Land GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Für den Neubau eines hohen Wohn- und Geschäftshauses am östlichen Ende der HafenCity in Hamburg wurden zur Entwicklung des Gründungskonzepts und der damit verbundenen Tragwerksplanung statische Probelastungen nach dem Osterbergverfahren durchgeführt.

In diesem Beitrag werden nach einer kurzen Projektvorstellung zunächst die von der Fugro Germany Land GmbH (FUGRO) durchgeführten Versuche zur Baugrunderkundung beschrieben. Anschließend werden die im Rahmen der Bohrpfählherstellung durchgeführten Messungen und die für die Probelastungen erforderlichen Instrumentierung der Bewehrungskörbe unter den projektspezifischen Randbedingungen erläutert. Es folgt die Verfahrensbeschreibung des Korbeinbaus ins Bohrloch. Abschließend werden die weiteren Installationen für die Durchführung der Probelastungen beschrieben sowie Ergebnisse und ein Projektfazit vorgestellt.

2 Projektvorstellung

2.1 Allgemeines

Im Stadtteil HafenCity in unmittelbarer Nähe zur historischen Speicherstadt setzt Hamburg neue Maßstäbe mit dem derzeit größten Stadtteilentwicklungsprojekt Europas. Auf einem ehemaligen Hafen- und Industrieareal mit einer Fläche von 157 ha entstehen derzeit Wohn- und Büroflächen sowie ein Einkaufszentrum mit Kino, Kultur- und Bildungseinrichtungen sowie Hotels und Freizeitanlagen. Im Osten angrenzend, zwischen den Elbbrücken gelegen, soll als Leuchtturmprojekt ein Wohn- und Geschäftsturm errichtet werden. Mit 244 m Höhe entsteht damit Hamburgs zukünftig höchstes Gebäude und Deutschlands dritthöchstes Hochhaus. Die Fertigstellung ist für 2025 geplant.

Die aus den Gebäudelasten des Turmes resultierenden hohen Sohlpressungen mit großer Grenztiefe der Beeinflussung des Baugrundes sind sicher in den Baugrund abzuleiten.

Aufgrund der tiefreichenden, überwiegend bindigen und gering tragfähigen Bodenschichten sind durch die mit dem Projekt betrauten Ingenieure und Planer lange Pfähle zum Lastabtrag in tiefe, tragfähigere Schichten vorgesehen. Zur Beurteilung der Boden-Bauwerk-Interaktion, der Setzungsprognose sowie Planung und Verifizierung einer sicheren und zugleich ökonomischen Gründung wurden in den Jahren 2018 und 2019 umfangreiche Erkundungen des Baugrunds bis in Tiefen von > 100 m unter Geländeoberkante (GOK) durchgeführt. Des Weiteren wurden mehrere komplexe Pfahlprobelastungen veranlasst. Dafür wurden durch die Fa. BAUER Spezialtiefbau GmbH vier Probepfähle mit einem Durchmesser von 1.850 mm und Tiefen von bis zu 111,4 m hergestellt und durch die von BAUER beauftragte Firma FUGRO/LOADTEST die Probelastungen ausgeführt. Zwei der Probepfähle sollen später in die Gebäudegründung integriert werden.

Die Probepfähle wurden als suspensionsgestützte Großbohrpfähle im sogenannten Kelly-Verfahren ausgeführt. Hierbei ist das Bohrwerkzeug an einer teleskopierbaren Kellystange befestigt. Der Boden wird schrittweise gelöst und an die Oberfläche gefördert. Üblicherweise erfolgt das Verfahren unter Zuhilfenahme eines vorab in den Boden eingebrachten Bohrrohrs aus Stahl. Aufgrund der enormen Tiefe der notwendigen Pfähle wurde jedoch auf diese Verrohrung weitestgehend verzichtet und mithilfe einer Suspensionsstützung gearbeitet. Die Wände des Bohrlochs sind somit ausschließlich durch den Flüssigkeitsüberdruck gegen den Einbruch der Bohrlochwandung gesichert. Nach dem Erreichen der geplanten Bohrtiefe wurde zunächst die Suspension entsandet und ein Bewehrungskorb eingebaut. Anschließend wurde Beton über ein Rohr von unten nach oben in die Bohrung eingefüllt, wodurch die Suspension nach oben aus dem Bohrloch verdrängt und für die Weiterverwendung abgepumpt wird (Quelle: BAUER Spezialtiefbau GmbH, https://www.bauer.de/bauer_group/bauer-news/Rekordtiefe-bei-Grundungspfaehlen-fuer-Elbtower-erreicht/).

Als Grundlage für das Gründungskonzept wurden die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen bereits ausgewertet und werden derzeit für die weitere Gründungsplanung verwendet.

2.2 Baugrunderkundung

In frühen Phasen der Planung wurden im Baufeld Bohrungen zur Gewinnung gestörter und ungestörter Proben sowie konventionelle Drucksondierungen gemäß [DIN EN ISO 22476-01] mit einer 20 t Einheit zur Beurteilung der Lagerungsdichte ausgeführt. Aufgrund hoher

Spitzendrücke und Erreichen der Geräteauslastung mussten die meisten Sondierungen in Tiefen von ca. 25 bis 30 m abgebrochen werden. Teilweise konnten die oberflächennah anstehenden Sande vollständig durchteuft und die unterlagernden Tone erreicht werden. Einige Sondierungen erreichten Ihre Auslastung mit hohe Spitzendrücken in groben Kies- und Steinlagen, welche lokal im Bereich der Elbe anstehen. Die Basis der Sande konnte nicht in allen Drucksondierungen nachgewiesen werden, jedoch war die Tiefenlage aus den benachbarten Bohrungen bekannt.

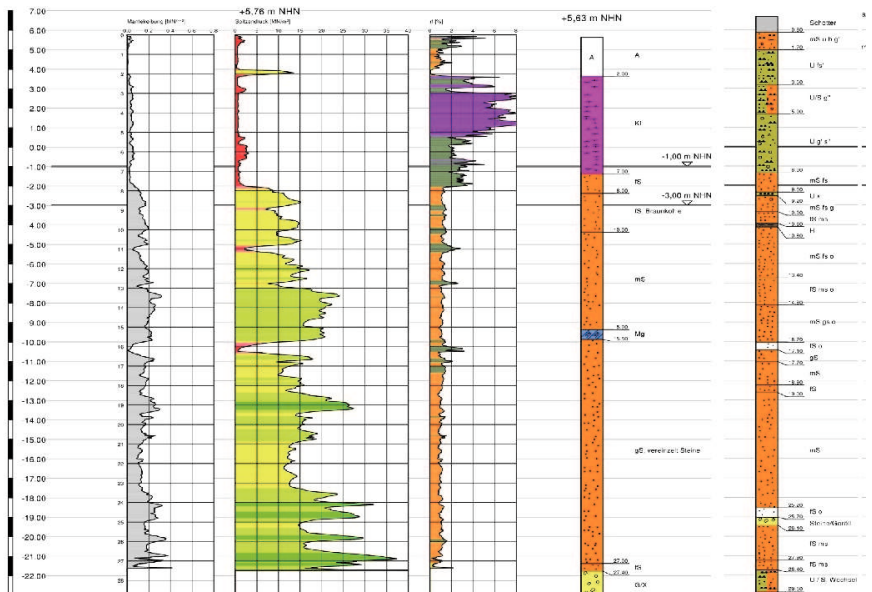


Abbildung 1: Sondier- und Bohrprofil, exemplarisch (Quelle: GuD/BB1)

Für die detaillierte Erkundung des unterhalb der Sande anstehenden Tons und unterlagernder Schichten bis in Tiefen von > 100 m im Bereich des erwarteten Lasteinflussbereichs der Gründung wurden in einer zweiten Erkundungskampagne Bohrungen zur Gewinnung von gestörten und ungestörten Proben für anschließende bodenmechanische Laborversuche ausgeführt.

Um neben den Laborversuchen eine weitere Verifizierung der Verformungs- und Scherfestigkeitseigenschaften des Baugrunds bis in große Tiefen unter weitestgehender Reduzierung von negativen Einflüssen aus Probenahme, -transport und -lagerung sowie für

die Pfahlbemessung relevanter Bodeneigenschaften zu erlangen, wurden In-Situ Versuche veranlasst und ausgeführt. Aufgrund der in [QUAAS & RÖMER, 2018], [QUAAS, 2014], [QUAAS, 2018], sowie [LUNNE ET AL.] näher beschriebenen technischen Vorteile, Möglichkeiten der Auswertung und flexiblen Einsatzes wurde im Rahmen der Detailbaugrunduntersuchung das sogenannte FUGRO Drucksondier-Pressiometer eingesetzt.

Dieses kombiniert die Leistungen der Drucksonde zur detaillierten vertikalen Profilierung von Spitzendruck, Mantelreibung und Porenwasserdruck sowie indirekt der Bodenarten und Stratigrafie mit den Eigenschaften eines Pressiometers bzw. flexiblen Dilatometers zur Bestimmung von Festigkeits- und Steifigkeitsparametern. Bei dem System ist eine konventionelle Drucksondierspitze mit dem Aufweitungsmodul kraftschlüssig verbunden. Die Drucksondierungen erfolgen gemäß [DIN EN ISO 22476-1] in einem Arbeitsschritt mit den Aufweitungsversuchen nach dem Prinzip der Hohlraumverformung in Anlehnung an die [DIN EN ISO 22476-5].

Abbildung 2 zeigt das generelle Schema des Systems bei konventioneller Anwendung durch Eindrücken von der Oberfläche mittels einer 20 t Drucksondereinheit (links) und Details des Aufweitungsmoduls (rechts).

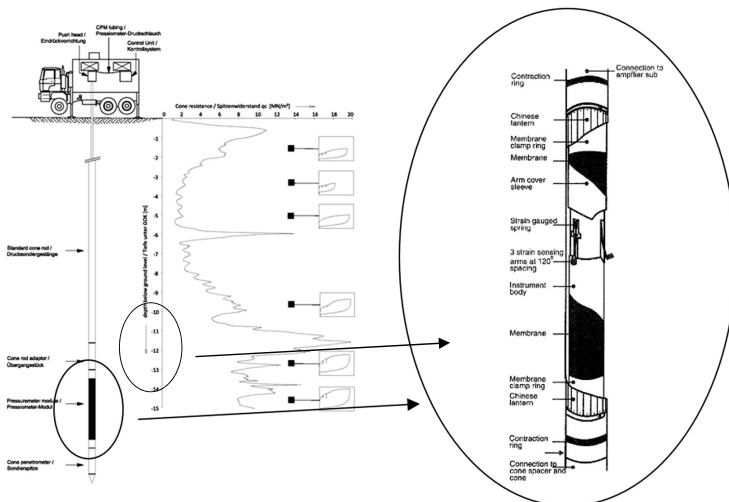


Abbildung 2: generelles Schema und Detail des FUGRO Drucksondier-Pressiometers

Um ein Durchteufen des Tons in voller Mächtigkeit und der unterlagernden Bodenschichten auch großer Tiefen mittels Drucksonde zu gewährleisten, wurde wie in nachfolgender Abbildung 3 schematisch dargestellt verfahren.

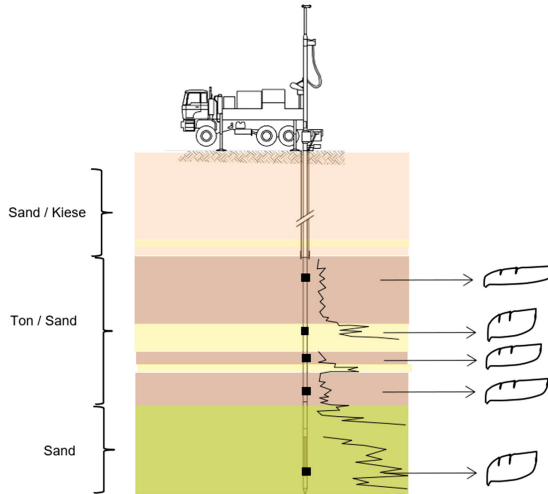


Abbildung 3: Sondierung und Aufweitungsversuche durch Bohrverrohrung, schematisch

An zwei Ansatzpunkten wurden die dichten Horizonte zunächst bis zur Oberkante des Tons verbohrt, vorgebohrt und anschließend das kombinierte Drucksondier-Pressiometer in die Verrohrung eingelassen. Durch eine entsprechende Verankerung eines mobilen Drucksondiergeräts am Bohrgerät und der Verrohrung wurde die erforderliche Reaktionskraft für den Sondiervorgang gewährleistet (Abbildung 4).



Abbildung 4: Mobiles Drucksondiergerät fixiert am Bohrkopf

Die Penetration der Drucksonde mit integriertem Aufweitungsmodul wurde in mehreren Tiefen gezielt unterbrochen, um die entsprechenden Versuche zur Hohlräumeaufweitung auszuführen. Beim Erreichen des Auslastungskriteriums der Drucksondierung wurde das Gestänge gezogen und die sondierte Sektion bzw. dichte Lagen überbohrt. Alternierend wurde dann bis zur Zieltiefe sondiert und jeweils überbohrt. An den gewählten zwei Ansatzpunkten wurden so insgesamt 20 Aufweitungsversuche bis in 70 m Tiefe und die Drucksondierungen bis in eine Tiefe von ca. 98 m unter GOK realisiert. Die Bohrungen wurden für Probenahmen und Bodenansprachen bis auf Tiefen > 100 m weitergeführt. Ein Bohrloch wurde anschließend zur Messstelle für Down-Hole Versuche ausgebaut und entsprechende bohrlochgeophysikalische Versuche zur Bestimmung der P- und S-Wellengeschwindigkeit und damit Ermittlung der initialen Steifigkeit ausgeführt.

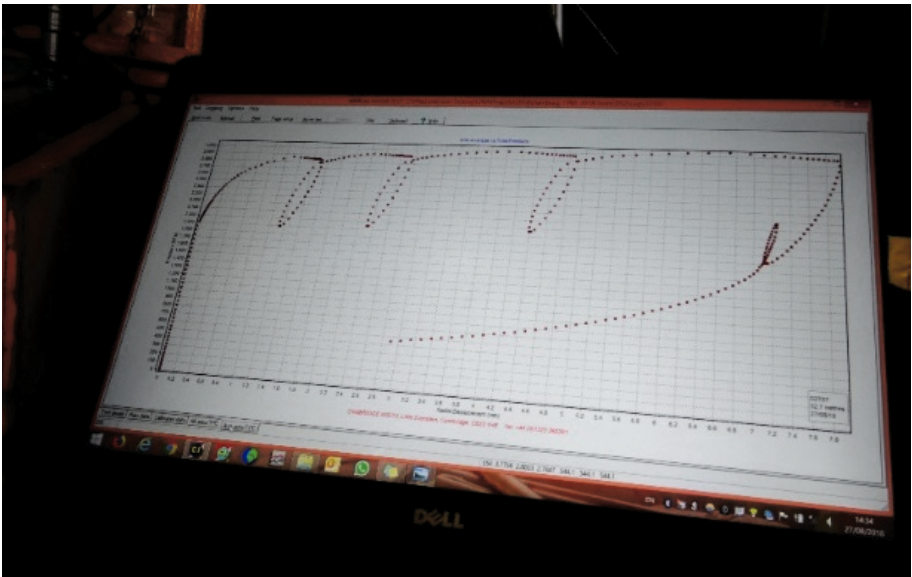


Abbildung 5: Screenshot der Arbeitslinie eines Aufweitungsversuchs während der Versuchsdurchführung vor Ort

Die nachfolgende Abbildung 6 zeigt die Profile einer Auswahl von Erkundungsbohrungen neben im alternierenden Verfahren im Bohrloch ausgeführten Sondierungen.

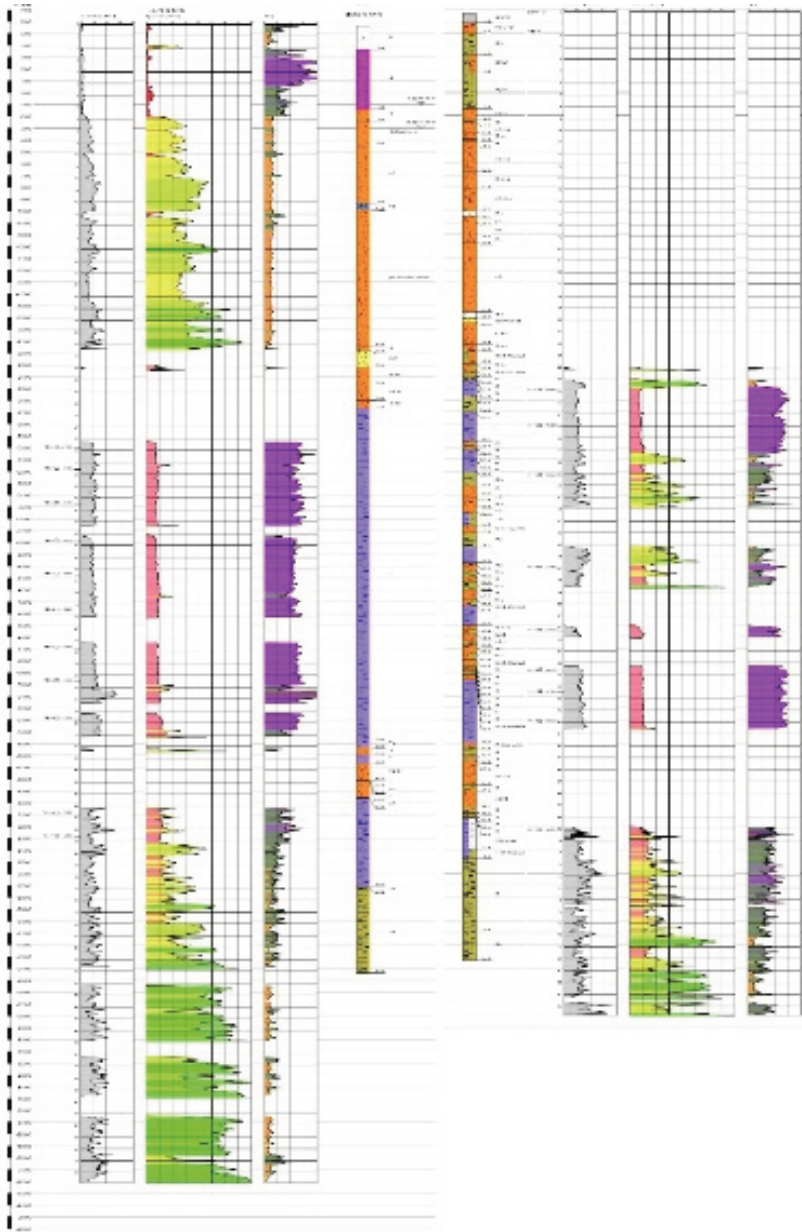


Abbildung 6: kombinierte Sondier- und Bohrprofile, exemplarisch (Quelle: GuD/BBI)

3 Probelastungen

3.1 Probepfähle

Es wurden insgesamt 4 Testpfähle verschiedener Längen hergestellt und beprobt. 2 Pfähle wurden unterhalb der anstehenden Tone im Sand/Schluff abgestellt mit Längen von 111,00 m (P1) und 111,40 m Länge (P2). Beide Pfähle markierten jeweils nach der Herstellung einen Rekord für in Deutschland hergestellte Bohrpfähle. Die weiteren Testpfähle besitzen Längen von 74,55 m (P3) und 37,40 m (P4) und reichen jeweils bis in den Ton/Schluff. Der Nenndurchmesser der Pfähle beträgt 1.850 mm.

Die Herstellung der Pfähle erfolgte mittels Kellybohrbohrverfahren. Hierbei kamen eine 4-fach- und eine 5-fach-teleskopierbare Kellystange mit Bohreimer der Fa. BAUER Spezialtiefbau zum Einsatz. Als Arbeitsebene wurde eine bewehrte Betonplatte mit Bohrschablone hergestellt. Der obere Bereich des Bohrlochs wurde von einer Anfängerverrohrung mit einem Außendurchmesser von 2.000 mm gestützt, die auch als Führung für die Bohr- und Räumwerkzeuge diente. Unterhalb der Verrohrung wurde das Bohrloch durch eine Bentonitsuspension gestützt. In der folgenden Abbildung ist das Bohrggerät mit Kellystange, Bohrlochführung und Bohreimer dargestellt.



Abbildung 7: Bohrggerät

Die folgende Abbildung illustriert die große Tiefe der beiden langen Pfähle im Größenverhältnis zum Bohrgerät und einer bekannten Hamburger Sehenswürdigkeit.

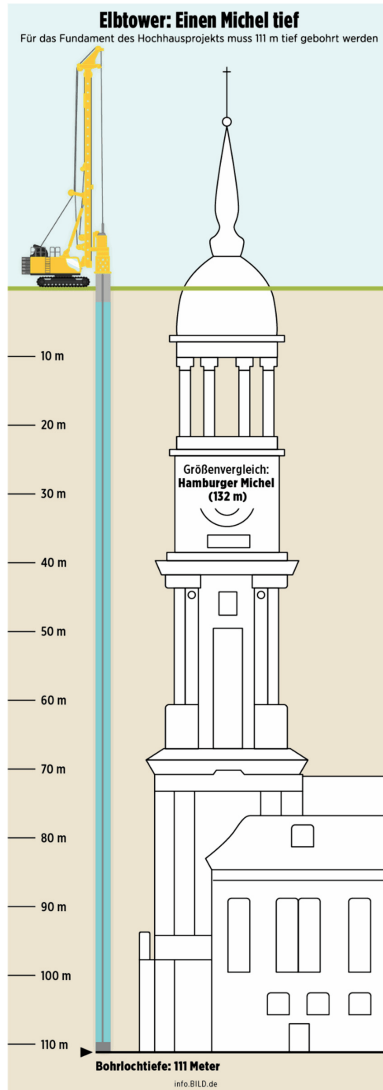


Abbildung 8: Größenverhältnis Bohrpfahl (Quelle: BILD)

Die Bewehrungskörbe wurden in Stößen von maximal 18 m Länge auf die Baustelle geliefert. Die Anzahl der für die Pfähle benötigten Korbstöße reichte von 3 Stößen für den kurzen Pfahl P4 über 5 Stöße für Pfahl P3 bis hin zu 7 Stößen für die Pfähle P1 und P2. Die Bewehrungskörbe sind bei allen Pfählen aus 16 Längsseisen \varnothing 28 mm und einer Wendelbewehrung \varnothing 14 mm mit einer Ganghöhe von 300 mm konstruiert. Zusätzlich wurden Aussteifungsringe und Abstandhalter verwendet.

3.2 Bohrlochvermessung

Baubegleitend wurde die Vertikalität der hergestellten Bohrlöcher mit dem DIS-Verfahren überprüft. Nach Erreichen der Endtiefe wurde die Bohrlochsole mit einem Räumwerkzeug gereinigt und die Entsandung der Bentonitsuspension durchgeführt. Anschließend wurden die Bohrlöcher mit dem SONICaliper™-Verfahren vermessen. Die folgende Abbildung 9 zeigt das vollständige Messequipment des SONICaliper™-Systems.



Abbildung 9: Messsystem SONICaliper™

Hierbei wird mittels Sonartechnik und vorheriger Kalibrierung im Bereich der Verrohrung das gesamte Bohrloch vermessen. Erste Ergebnisse sind bereits auf der Baustelle darstellbar. Für die finale Auswertung werden die gewonnenen Messdaten einem post-processing unterzogen. Hiernach wird, je nach Messauflösung über die Tiefe bzw. die Höhe der einzelnen Messscheiben, für jede Tiefenlage der in Abbildung 10 beispielhaft für die Tiefenlage 57,3 m eines der 4 Testpfähle gezeigte Ergebnisplot erstellt.

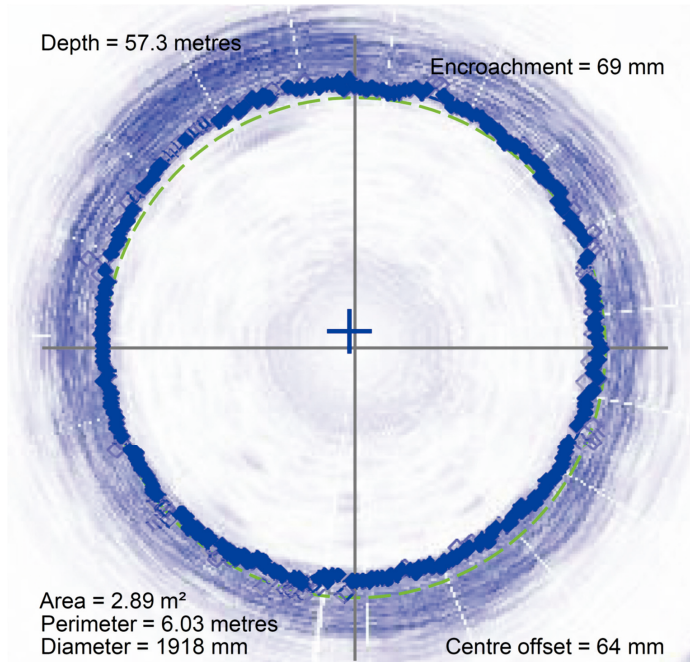


Abbildung 10: Ergebnisdarstellung SONICaliper™

Somit kann in einer integrierten Betrachtung für das gesamte Bohrloch die tiefenabhängige Exzentrizität als auch der vorhandene Bohrlochdurchmesser je Tiefenlänge bestimmt und das benötigte Betoniervolumen abgeschätzt werden.

4 Instrumentierung der Testpfähle

4.1 Übersicht

Die Ausstattung der Testpfähle war äußerst umfangreich. An allen 4 Bewehrungskörben wurden die folgenden Komponenten und Systeme appliziert und eingebaut:

- Belastungseinrichtung (O-Zelle) bestehend aus 2 Hydraulikzylindern \varnothing 690 mm zwischen 2 Belastungsplatten
- Hydraulische Zu- und Rückleitung zur Steuerung der Belastungseinheit
- 4 Wegaufnehmer zur Messung der Relativverschiebung der Belastungsplatten während der Lastaufbringung (Auffahren der O-Zelle)
- 2 Rohre für Extensometer vom Pfahlfuß bis zur GOK
- 2 Rohre für Extensometer von der OK der unteren Belastungsplatte bis zur GOK
- 2 Rohre für Extensometer von der OK der oberen Belastungsplatte bis zur GOK
- 2 Rohre ('vent pipes') zum Druckausgleich sowie Füllen und Stützen des entstehenden Hohlraums beim Auffahren der O-Zelle
- 8 Dehnungssensoren (Schwingsaite) in 2 Messebenen unterhalb der Belastungseinrichtung
- 8 Dehnungssensoren (Faseroptik) in 2 Messebenen unterhalb der Belastungseinrichtung
- Bis zu 44 Dehnungssensoren (Schwingsaite) in bis zu 11 Messebenen zwischen Belastungseinrichtung und Pfahlkopf
- Bis zu 44 Dehnungssensoren (Faseroptik) in bis zu 11 Messebenen zwischen Belastungseinrichtung und Pfahlkopf
- 6 Temperaturmessdrähte vom Pfahlfuß bis zum Pfahlkopf

Im Folgenden werden die o. g. Komponenten und Systeme im Einzelnen beschrieben.

4.2 Belastungseinrichtung

Zur Lastaufbringung bei den bi-direktionalen Belastungsversuchen wurden jeweils im unteren Korbsegment der Testpfähle eine Osterbergzelle (O-Zelle) angeordnet. Für alle

Pfähle wurde dieselbe O-Zellen-Konfiguration eingesetzt. Diese besteht aus 2 Hydraulikzylindern (\varnothing 690 mm), die zwischen 2 Belastungsplatten (\varnothing wie Innenradius Bewehrungskorb, Dicke 50 mm) angeordnet und mit diesen verschweißt sind.

Die Lastaufbringung und -steuerung erfolgt über ein Hydraulikaggregat an der GOK. Hierfür wurden die Hydraulikleitungen für alle verschiedenen Längen der Segmente des Bewehrungskorbes individuell gefertigt. Die folgende Abbildung 11 zeigt die im Werk konfektionierte und im Bewehrungskorb eingebaute Belastungseinrichtung. Zu erkennen sind die 2 Hydraulikzylinder, die obere und untere Belastungsplatte, die angeschlossenen Hydraulikleitungen sowie die bereits montierten Wegaufnehmer zwischen den Belastungsplatten und der Trichter zur Führung des Betonagerohres (vgl. Kap. 4.6).



Abbildung 11: Eingebaute Osterbergzelle und Wegaufnehmer

4.3 Messsysteme

4.3.1 Wegaufnehmer O-Zellen-Öffnung

Bei Pfahlprobelastungen nach dem Osterbergverfahren werden zur Lastaufbringung auf den Pfahl die O-Zelle bzw. die Belastungsplatten durch Öffnen der Hydraulikzylinder auseinandergefahren. Die relative Verschiebung der beiden Belastungsplatten und deren Parallelität werden mit 4 Wegaufnehmern (Gekon Model 4450, System 'schwingende Saite', siehe Abb. 11) gemessen.

4.3.2 Extensometer

Für die Bestimmung der während der Lastaufbringung auftretenden Verformungen innerhalb des Pfahls werden Stahlrohre am Bewehrungskorb montiert, die an den Stößen der einzelnen Segmente gekoppelt werden. Für jede zu bestimmende Verschiebungs- bzw. Verformungsgröße werden aus Redundanzgründen 2, im Pfahlquerschnitt gegenüberliegende Rohre angebracht. In diese Rohre werden bei der späteren Probelastung Extensometer als gekoppelte Edelstahlstangen eingebaut. Somit ist es möglich Relativverschiebungen innerhalb des Pfahls direkt zwischen Extensometer und Rohr/Bewehrungskorb als auch Absolutverschiebungen in Bezug zu einem Referenzpunkt (Referenzbalken, siehe Kap. 4.8.2) zu messen.

4.3.3 Dehnungssensoren

Zur Bestimmung der Dehnungen in ausgewählten Messebenen der Testpfähle für die Ermittlung von tiefenabhängigen Pfahlmantelreibungswerten wurden Dehnungssensoren in Form von sog. sister bars eingesetzt. Hierbei handelt es sich um gerippte Stähle ähnlich den Längseisen des Bewehrungskorbes, die mittels einfacher Applikationstechnik mit am Bewehrungskorb befestigt werden. Durch den vollständigen Verbund mit dem umgebenen Beton und ausreichender Stahldehnungslängen kann so die im Beton auftretende Dehnung sehr genau erfasst werden. Die Dehnungssensoren selbst sind hierbei durch ihren Verbau innerhalb des Stahls vor Feuchtigkeit und mechanischen Einwirkungen, z. B. bei der Betonage, geschützt.

Jede Messebene wurde an 4 Messpunkten in den jeweiligen Viertelpunkten (4 Messlokationen je Messebene) des Pfahlumfangs bestückt. Zur Schaffung von sowohl heißer als auch diversitärer Redundanz wurde jede Messlokation doppelt bestückt und auf

2 verschiedene Messsysteme zurückgegriffen. Hierfür wurde jeweils ein Dehnungssensor mit dem System 'schwingende Saite' (Geokon Model 4911-4) und jeweils ein faseroptischer Dehnungssensor (FUGRO/FAZ) je Messlokation verbaut. Bei den faseroptischen Dehnungssensoren wurden die mit faseroptischer Messtechnik ermittelten Messwerte ebenfalls mittels Lichtwellentechnik an die Datenerfassung übertragen. Die faseroptischen Dehnungssensoren einer Messebene wurden in Reihe zwischen 2 Mess-/Steuerleitungen zur Datenerfassungseinheit angeordnet. Die Schwingsaitensensoren besaßen jeweils ein separates Kabel vom Sensor bis zur Datenerfassung. In der folgenden Abbildung ist jeweils 1 sister bar beider Systeme an einer Messlokation zu sehen. Die Kabel der Dehnungssensoren wurden eng am Bewehrungskorb entlang zunächst horizontal in 2 gegenüberliegenden Messsträngen gebündelt und diese beiden Kabeltrassen dann vertikal am Bewehrungskorb entlang an die Oberkante des jeweiligen Korbsegments geführt und gesichert.



Abbildung 12: Dehnungssensoren (sister bars) am Bewehrungskorb

4.3.4 Thermisches Messsystem zur Bewertung der Pfahlintegrität

Zur Überprüfung der Pfahlintegrität kam ein thermisches Messverfahren zum Einsatz, mit dem Aussagen über den Abbindeprozess des Pfahlbetons über die gesamte Pfahlänge und den vollen Pfahlquerschnitt möglich ist. Entlang der Längsseiten des Bewehrungskorbes wurden jeweils 6 Messdrähte mit Thermistoren in einem Abstand von ca. 30 cm angebracht. Die Thermaldrähte mit den Thermistoren sind in der folgenden Abbildung dargestellt.



Abbildung 13: Thermische Messdrähte

Durch die Aufzeichnung der Temperaturentwicklung in den 6 Messachsen und den geometrischen Randbedingungen werden durch die Analyse der zeitlichen Entwicklung der Hydratationswärme Aussagen über den Abbindeprozess des gesamten Pfahls möglich. Somit kann die Pfahlintegrität über die volle Pfahlänge als auch über den vollen Betonquerschnitt in jeder Tiefenlage bewertet werden. Zusätzlich sind Aussagen über den hergestellten Pfahldurchmesser und die Exzentrizität des Bewehrungskorbes und damit über die Betondeckung entlang des Pfahlumfangs möglich. In der folgenden Abbildung sind

beispielhaft gemessene Temperaturverläufe aller sechs Thermaldrähte über die Pfahlänge eines der Testpfähle zu verschiedenen Zeitpunkten vor Erreichen der maximalen Hydratationswärme sowie eine 3D-Interpretation der Berechnungsergebnisse dargestellt.

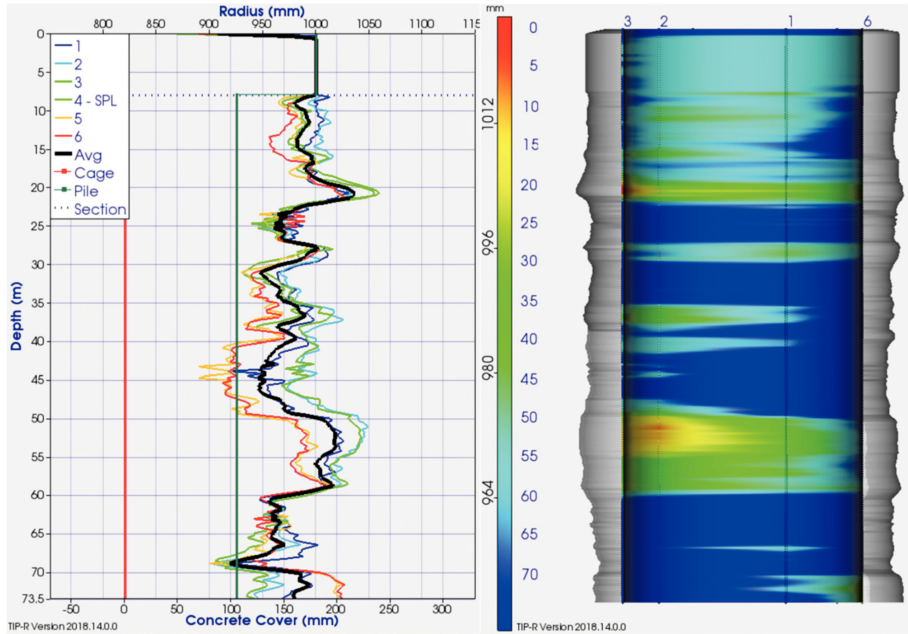


Abbildung 14: Ermittelte Pfahlradien (links) und 3D-Interpretation (rechts)

4.4 Herausforderungen

4.4.1 Zeitlich

Die zeitliche Planung der Ausrüstung und Instrumentierung der Bewehrungskörbe bzw. der Korbsegmente unterlag baustellenspezifischen Restriktionen. Die Bewehrungskörbe der 4 Testpfähle wurden aus insgesamt 22 Korbsegmenten hergestellt, die jeweils einzeln auf die Baustelle geliefert wurden. Für die Instrumentierungen der 4 Testpfähle mussten folgende Randbedingungen berücksichtigt werden.

- Keine Lagermöglichkeit für später benötigte Korbsegmente
- Betonage aller Pfähle jeweils zum selben Wochentermin am Donnerstag
- Einbau und Verbinden der Korbsegmente jeweils Mittwoch Abend

- Bis Korbeinbau Fertigstellung von Bohrlochherstellung bis zu 110 m, Einbau Betonagerohr, Entsandung Suspension, Ausbau Betonagerohr und Durchführung der SONICaliper™-Messung

4.4.2 Technisch

Die technischen Herausforderungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Äußerst umfangreiche Instrumentierungen der Bewehrungskörbe bzw. der einzelnen Korbsegmente
- Montage auf der Baustelle in beengten Platzverhältnissen mit sehr hoher Anzahl und großer Längen der Messkabel
- Sicherstellung Funktionsfähigkeit über Kopplungsstellen der Korbsegmente hinweg
- Zügige Kopplung der Instrumentierungen beim Herunterlassen und Stoßen der einzelnen Korbsegmente
- Verlegung der Kabelstränge auf der Innenseite der Bewehrungskörbe und Zusammenführen mit Strängen des jeweils höherliegenden Korbes beim gleichzeitigen Herunterlassen und Stoßen der Längseisen der jeweiligen Körbe

4.4.3 Ein paar Zahlen

Die folgende, nicht abschließende Zusammenstellung soll einen Überblick über den Gesamtumfang der Pfahlinstrumentierungen geben.

- ca. 670 m Hydraulikleitungen
- ca. 1.300 m Messkabel für die Wegaufnehmer der O-Zellen
- ca. 2.000 m Thermalkabel mit ca. 6.500 Thermistoren
- jeweils ca. 2.500 m Rohre und Extensometerstangen
- ca. 14.500 m Messkabel für 320 Dehnungssensoren

4.5 Umsetzung

Der Einbau der O-Zellen erfolgte unter FUGRO-Aufsicht bereits im Montagewerk der Bewehrungskörbe. Hierfür wurde das entsprechende Korbsegment durchtrennt und die Belastungseinheit, bestehend aus den Hydraulikzylindern zwischen den Belastungsplatten,

eingesetzt und verschweißt. Ebenfalls im Werk wurden bereits die Rohre für die Extensometer und die 'vent pipes' zusammengebaut, in die Korbsegmente eingelegt und für den Transport gesichert.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse auf der Baustelle war es wichtig, jedes Korbsegment auf eine zuvor festgelegte Position im Bereich für die Pfahlinstrumentierungen zu platzieren. Die Lieferung der Segmente erfolgte jeweils nur wenige Tage vor dem Einbau ins Bohrloch. Die Orientierung der Segmente für die spätere Ausrichtung im Pfahl, sowohl oben/unten als auch radial, musste hierbei ebenfalls exakt geplant und befolgt werden. Aufgrund beispielsweise der Thermaldrähte oder der Rohre für die Extensometer war eine exakte radiale Orientierung der Körbe zwingend notwendig. Das bedeutet, dass für jedes Längseisen vor der Applikation des ersten Dehnungssensors festgelegt werden musste, wie es radial nummeriert ist und mit welchen Längseisen der benachbarten Segmente es verbunden werden würde. Nur durch eine solch exakte Planung und strikte Einhaltung derselben war es möglich, über mehrere Wochen und mit wechselndem Personal die Applikation dieser Vielzahl an Sensoren und Kabeln lage- und positionsgenau zu gewährleisten.

Der Einbau der Thermaldrähte und der Rohre erfolgte segmentweise, d. h. diese wurden jeweils an den Stößen verbunden. Die Thermaldrähte mit Steckern und die Rohre mit sog. *Union Couplings*, sodass ein Drehen der bereits im Segment fixierten Rohre nicht mehr erforderlich war.

Die Messkabel werden mit den Dehnungssensoren vorgefertigt entsprechend der erforderlichen Längen von der Messlokation im Pfahl bis zur Datenerfassungseinheit an der GOK. Das bedeutet, dass für die beiden langen Pfähle sister bars mit Kabellängen von über 110 m verbaut, gesichert und beim Herunterlassen und Verbinden der Korbsegmente in die Messstränge des sich oberhalb im Pfahl befindlichen Korbsegments auf der Innenseite des Bewehrungskorbes integriert werden mussten. Hierfür wurden für jeden Kabelstrang an die Oberseite des einzusetzenden Segments Umlenkrollen angebracht, über die jeweils ein Seil auf die Innenseite geführt wurde. Das nächste einzubauende Korbsegment wurde über das auf der Verrohrung abgehängte, zuletzt eingebaute Segment gehoben und das Seil jeweils mit dem aufgerollten und am Korb gesicherten Kabelstrangs des unteren Segments verbunden. Über die Umlenkrollen wurden die Kabelstränge des unteren Segments innerhalb des oberen, als nächstes einzubauenden Segments, nach oben gezogen und

händisch gesichert. Das Stoßen bzw. Koppeln der Körbe wurden ausgeführt und auch die Rohre und Thermaldrähte verbunden und gesichert. Beim Herablassen der verbundenen Segmente wurden die Kabelstränge des unteren Korbes an denen am oberen Korb gesicherten Kabelsträngen entlang geführt und ebenfalls lagesicher fixiert. Dieses Verfahren wurde entsprechend der vorhandenen Anzahl an Korbsegmenten je Pfahl wiederholt. Das folgende Bild zeigt ein vollständig instrumentiertes „oberes“ Korbsegment während des Herunterlassens mit den aus dem sich darunter befindenden Segment über die Umlenkrollen hochgezogenen Kabelsträngen.



Abbildung 15: Kabelführung beim Korbeinbau

Durch die detaillierte und gemeinsame Installations- und Ablaufplanung aller am Bewehrungskorbeinbau beteiligter Personen der Firmen BAUER Spezialtiefbau und FUGRO/LOADTEST mit klaren Verantwortlichkeiten und Verfahrensvorgaben war es möglich, das Herunterlassen und Verbinden der Bewehrungskorbsegmente sowie der Belastungs- und Messinstrumentierungen ohne Verzögerungen und äußerst effizient zu bewerkstelligen. Durch die gute Abstimmung und Zusammenarbeit aller Personen vor Ort konnte der gesamte Korbeinbau ins Bohrloch nach den Erfahrungen des ersten Pfahls bei allen folgenden Pfählen reibungslos erfolgen.

4.6 Betonieren

Das Betonieren der Pfähle ist mit Blick auf die Belastungs- und Messtechnik dahingehend interessant, dass das Betonagerohr durch die O-Zelle hindurch geführt werden muss, um den darunter liegenden Pfahlfußbereich im Kontraktorverfahren zu betonieren. Hierfür wurde eine Durchführung durch die Belastungsplatten und an den Hydraulikzylindern vorbei vorgesehen. Zur Führung des Betonagerohres in bis zu 105 m Tiefe war die Anbringung eines Führungstrichters aus Bewehrungsstäben erforderlich (siehe Abbildung 16).



Abbildung 16: Führungstrichter oberhalb der O-Zelle

4.7 Kabelsicherung und Messung TIP-System

Nach dem Betonieren und dem Ausbau des Betonagerohres und der oberen Verrohrung wurden sämtliche Instrumentierungen am Bewehrungskorb oberhalb des Pfahlkopfes gesichert. Anschließend wurden die Thermaldrähte mit den automatisierten Datenerfassungseinheiten verbunden und die thermischen Messungen gestartet. Die Messdaten wurden automatisiert in eine Cloud hochgeladen, sodass kein Auslesen

erforderlich war und die Auswertung der thermischen Pfahlintegritätsmessungen unabhängig von Baustellenpersonal begonnen und durchgeführt werden konnte. Das folgende Bild zeigt einen Pfahlkopf nach dem Betonieren und Sichern der Messtechnik mit den Datenerfassungseinheiten des TIP-Systems.



Abbildung 17: gesicherte Messtechnik mit TIP-System

4.8 Durchführung der Probelastungen

4.8.1 Hydraulische Belastungseinrichtung

Üblicherweise erfolgt die Füllung des hydraulischen Belastungssystems mit Wasser. Da in diesem Fall die Möglichkeit einer erneuten Probelastung nach einer Wartezeit möglich sein sollte, wurde hierfür Hydrauliköl verwendet. Die Füllung der 'vent pipes' erfolgte mit Wasser, welches durch Sollbruchstellen in den bei der Lastaufbringung aufgehenden Hohlraum gelangt und diesen durch die hydrostatische Druckhöhe gegen den anstehenden Boden und anstehendes Grundwasser stützt. Die Lastaufbringung und -steuerung erfolgte

durch mit Luftdruck betriebene Pumpen, die zusammen mit den Messwerterfassungseinheiten im Messcontainer installiert wurden.

4.8.2 Referenzbalken

Während die Pfahlfußverschiebung, die Pfahlkompression oberhalb der O-Zelle und die Verschiebung der unteren Belastungsplatte relativ, d. h. ohne ein erforderliches Referenzsystem, gemessen werden, ist für die Bestimmung der Pfahlkopfverschiebung eine absolute Bezugshöhe erforderlich. Dies wurde durch den Aufbau eines Referenzbalkens in Form eines Doppel-T-Trägers realisiert, der in ausreichendem Abstand vom Testpfahl auf Schachtringen statisch bestimmt aufgelagert wurde. Die Höhe des Referenzbalkens wurde mit einem redundanten optischen Nivellement durchgängig erfasst. In der folgenden Abbildung ist der Referenzbalken zusammen mit dem Messcontainer und sämtlicher Messausrüstung für die Durchführung der Probelastung dargestellt.

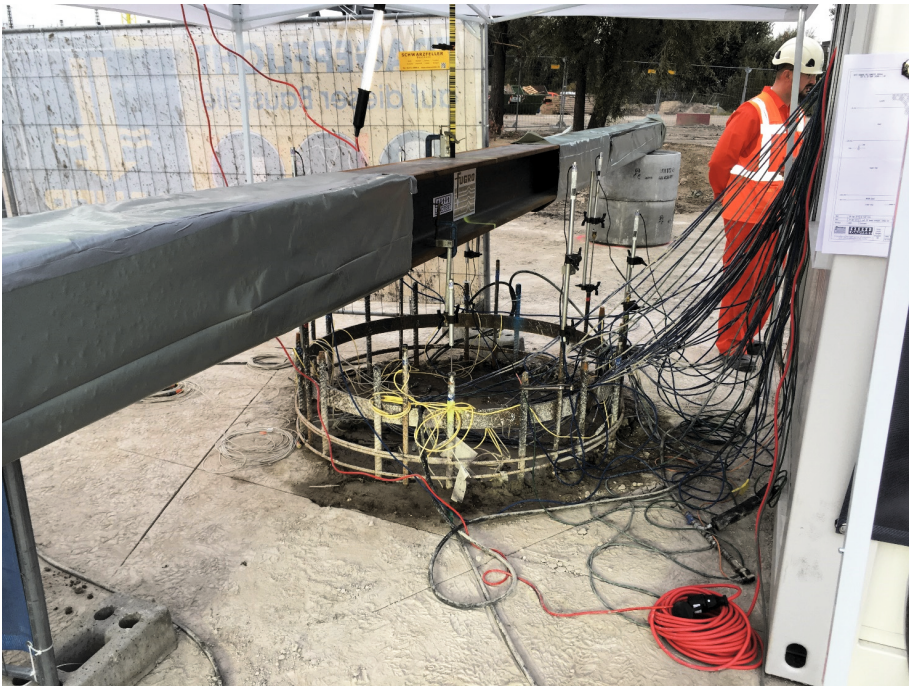


Abbildung 18: Referenzbalken und Pfahlkopfausrüstung während der Probelastung

5 Ergebnisse und Projektfazit

5.1 Messergebnisse

Die Messergebnisse der Probelastungen im Hinblick auf Tragfähigkeiten und abzuleitende Baugrundparameter werden im Rahmen dieses Beitrags nicht näher beleuchtet.

5.2 Funktionsfähigkeit

Das Kernstück jedes Osterbergtests stellt jeweils die Belastungseinheit, die O-Zelle dar. Während bei einer 'klassischen' statischen Probelastung sämtliche nicht funktionstüchtige Komponenten ausgetauscht werden können, ist dies bei dem Osterbergverfahren nicht möglich. Des Weiteren kann auch nicht auf ein Ersatzsystem zurückgegriffen werden bzw. das Berücksichtigen und Vorhalten eines solches System ist nicht möglich. Vor diesem Hintergrund erscheint die detaillierte (Einbau-) Planung und deren penible Umsetzung als absolut folgerichtig. Als Ergebnis mussten auch bei diesen Osterbergtests keinerlei Ausfälle der Belastungseinrichtungen registriert werden.

Ebenfalls ohne Ausfälle konnten sämtliche Wegaufnehmer zwischen den Belastungsplatten als auch alle Rohre für die Extensometerstangen nach dem Einbau, Betonieren und Aushärten des Betons für die Messungen genutzt werden.

Für die Dehnungssensoren ist eine differenzierte Bewertung der Funktionsfähigkeit angebracht. Während zum einen die Sensoren nach dem System 'schwingende Saite' seit Jahrzehnten unter ähnlichen Randbedingungen appliziert und verbaut werden, ist die Technologie der Faseroptik noch verhältnismäßig neu bezogen auf den Einsatz und den Einbau unter Bedingungen einer Baustelle des Spezialtiefbaus. Der Einsatz dieser hohen Anzahl an Sensoren mit entsprechenden Kabellängen, des damit verbundenen Handlings auf der Baustelle und insbesondere die besonderen Projektbedingungen mit Pfählen über 100 m Tiefe ist jedoch in jedweder Hinsicht besonders.

Bei den insgesamt 160 verbauten Schwingsaiten-Dehnungssensoren gab es insgesamt 3 Ausfälle zu verzeichnen. Dies entspricht einer Ausfallquote von unter 2 %. Beim faseroptischen Messsystem wurden mehr Ausfälle registriert. Von den insgesamt 160 verbauten Dehnungssensoren sind standen bei der Testdurchführung 33 nicht zur Verfügung. Dies entspricht einer Ausfallquote von rd. 21 %. In dieser Quote inbegriffen ist

ein außerordentlicher Messgeberausfall bei einem der Testpfähle von rd. 42 %. Ein derartig hoher Sensorausfall muss, insbesondere im Vergleich zu den übrigen Pfählen, besondere Gründe haben. Lässt man diesen Pfahl bei der Analyse der Funktionsfähigkeit der faseroptischen Dehnungssensoren unberücksichtigt, ergibt sich eine Ausfallquote von rd. 10 %.

In Anbetracht der außergewöhnlichen Randbedingungen unter den projektspezifischen Besonderheiten der Pfahlherstellung konnte für die beiden Messsysteme eine entsprechend der jeweiligen zu erwartenden 'Performance' sehr geringe Ausfallquote erreicht werden.

5.3 Fazit

Die besonderen Randbedingungen und daraus resultierenden Herausforderungen bei dieser geo(mess)technischen Aufgabe wurden bereits hervorgehoben. Ebenso wurde in diesem Beitrag beschrieben, wie die zeitlichen, organisatorischen und technischen Herausforderungen bewältigt wurden.

Dies konnte nur mit einer effektiven und professionellen Zusammenarbeit aller Beteiligten, insbesondere auf der Baustelle, geleistet werden. Die Fugro Germany Land GmbH möchte daher an dieser Stelle die effektive und effiziente sowie professionelle und kollegiale Zusammenarbeit mit allen Beteiligten der BAUER Spezialtiefbau GmbH nicht unerwähnt lassen, ohne die die erfolgreich abgearbeiteten Aufgabenstellungen nur ungleich schwieriger zu realisieren gewesen wären.

Literatur

DIN EN ISO 22476-1; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck

DIN EN ISO 22476-5; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 5: Versuch mit dem flexiblen Dilatometer (Flexible dilatometer test) - Füllung mit Gas, Volumen aus direkter Durchmessermessung

Borchert, M.; Römer, M.; Hoffmann, D.; Gründung eines Hochhauses über einer weichen Schluffschicht, *Advances in Geotechnical Engineering, Volume X, Vorträge zum 13. Hans-Lorenz-Symposium, Berlin 2017*

Quaas, R.; Römer, M.; Richtungsweisende In-Situ Technologie zur Untersuchung von geschichteten Wechsellagerungen in Baugrunttiefen von 20 bis 100 m, *Advances in Geotechnical Engineering, Volume X, Vorträge zum 14. Hans Lorenz Symposium, Berlin 2018*

Quaas, R.; Drucksondierungen (CPT) mit integrierten Pressiometer (CPM), Schiffshebewerk Niederfinow in: *DGGT Geotechnik, 37. Jahrgang, 12.2014*

Quaas, R.; Drucksondier-Pressiometer - Einsatz in der Ingenieurpraxis. Ein technischer Anwendungsleitfaden, Vorträge zum 11. Freiburger Geotechnik Kolloquium, 2018

Lunne, J.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M.; Lunne, J.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M.: *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Chapman & Hall, 1997*

Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla

h.sychla@fugro.com

Erik Tieleman, BSc

e.tieleman@fugro.com

Dipl.-Bauingenieur Roberto Quaas

r.quaas@fugro.com

Fugro Germany Land GmbH

www.fugro.com

Wolfener Straße 36 U, 12681 Berlin

Tel.: 030 93651-0

Empfehlungen zur Bewertung von Integritätsprüfungen an tiefen Pfählen

Karsten Beckhaus

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

1 Ausführung von tiefen Pfählen

Der mit 111,4 m bis heute tiefste Pfahl Deutschlands wurde im Auftrag der SIGNA Real Estate Management Germany GmbH als Testpfahl für den geplanten „Elbtower“ in Hamburg hergestellt [BAUER, 2019], siehe Abbildung 1 links. Für das Kuala Lumpur City Center in Malaysias Hauptstadt hat Bauer gerade die Bohrarbeiten zur Tiefgründung eines neuen Wolkenkratzers in unmittelbarer Nachbarschaft zu den Petrona Towers abgeschlossen, siehe Abbildung 1 rechts. In Summe waren 225 Pfähle mit Tiefen von bis zu 150 m im Auftrag, für die unter anderem das bisher größte Bauer-Großdrehbohrgerät, eine BG 72, als auch eine entsprechende Fünffach-Kellystange zum Einsatz kamen, aber auch an die Messtechnik hohe Anforderungen gestellt wurden [BECKHAUS et al., 2020].



Abbildung 1: Bohrarbeiten für tiefe Pfähle in Hamburg (links) und in Kuala Lumpur (rechts)

Für die Gründung des 1.007 m hoch geplanten Jeddah Tower musste Bauer an allen 270 Großbohrpfählen mit Tiefen von 48 bis 108 m die Integrität mittels Ultraschallverfahren nachweisen [BECKHAUS & HEINZELMANN, 2015].

Eine hohe Ausführungsqualität tiefer Pfähle sicherzustellen, erfordert neben der Beachtung normativer Regelwerke vor allem eine geeignete Gerätetechnik sowie gut ausgebildete und erfahrene Mitarbeiter. Planer und Ausführende sollten außerdem ein gleiches Verständnis für die Zusammenhänge zwischen konstruktiver Planung und Bauausführung haben. Die Auswertung von Mängeln und Schäden an Pfählen und Schlitzwänden, die mit Ortbeton im Kontraktorverfahren in der Regel unter einer Stützflüssigkeit eingebaut werden, haben die European Federation of Foundation Contractors und das amerikanische Deep Foundation Institute dazu bewegt, in zwei Arbeitsgruppen mit Vertretern aller Prozessbeteiligten die aktuellen Erkenntnisse zusammenzutragen, Untersuchungen anzustellen und gemeinsame Empfehlungen zu formulieren. Die beiden Leitfäden beachten die aktuellen Anforderungen an Bauwerke und berücksichtigen vor allem rheologische Eigenschaften moderner Stützflüssigkeiten und Betone und setzen diese in Beziehung. In diesem Kontext sei betont, dass Aufwand und auch die Notwendigkeit zur Kooperation mit der Komplexität der Bauaufgabe steigen. Dabei sollen die Leitfäden „Guide to Support Fluids for Deep Foundations“ [EFFC/DFI, 2019] und „Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations“ [EFFC/DFI, 2018] helfen, die geforderte Ausführungsqualität zielsicher zu erreichen [HARNAN et al, 2020].

Imperfektionen können aber bei einer „normalen“ industriellen Fertigung nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Daher bleiben auch bei erhöhten Anstrengungen auf allen Seiten die Integritätsprüfungen kein notwendiges, aber ein probates zusätzliches Mittel, einem erhöhten Sicherheits- bzw. Qualitätsbedürfnis des Bauherrn gerecht zu werden. Folgerichtig stellen wir im Spezialtiefbau vermehrt fest, dass zerstörungsfreie Integritätsprüfungen gefordert werden, um „die Pfahlqualität“ zu bestätigen oder auch deren etwaige Beeinträchtigung frühzeitig zu erkennen. Das mag an komplexeren Bauaufgaben liegen, oder eben simpel an noch tieferen Pfählen, die zum jeweiligen Zeitpunkt kein Standard sind. Bohrpfähle mit bis zu 3,5 m Durchmesser und Tiefen über 100 m Tiefe wurden aber bereits mit hoher Qualität hergestellt, und so werden aus Sicht der Bauindustrie vollumfängliche nachträgliche Prüfungen wieder obsolet, wie sie es grundsätzlich sind, wenn nach den anerkannten Regeln der Technik gearbeitet wird. Zu diesem „Standard“ gehört, dass die ausführungsbegleitende Qualitätssicherung auf Basis einer konsequenten Planung an die Bauaufgabe angepasst wird. Für anspruchsvolle Bauaufgaben ist es darüber hinaus durchaus sinnvoll, an vorgezogenen „Method Piles“ die wesentlichen Parameter der Herstellung und Qualitätssicherung zu ermitteln und festzulegen, bei deren Einhaltung die geforderte Qualität und Integrität der folgenden Bauwerkspfähle als nachgewiesen gelten.

2 Allgemeines zur Integritätsprüfung tiefer Pfähle

Die Forderung einer Pfahl-Integritätsprüfung kann selbstverständlich nicht alleine durch die Extreme der Tiefe von Pfählen begründet werden, sondern muss in Abhängigkeit der gesamten Bauaufgabe unter Berücksichtigung aller Randbedingungen entschieden werden. So macht eine Integritätsprüfung z.B. für die Gründung von Wolkenkratzern in sensiblen Baugrund Sinn, insbesondere, wenn etwa die Pfahlbeschaffenheit unabhängig von der eigentlichen Herstellung wesentlich beeinflusst werden kann und die Pfähle einer direkten Inaugenscheinnahme nicht zugänglich sind [EA-PFÄHLE, 2012]. Für Pfähle zur Sicherung eines Geländesprungs aber, die nach ihrer Herstellung und während der Nutzung sogar teilweise zugänglich sind, wären aufwändige Sondermaßnahmen zur Qualitätssicherung möglicherweise übertrieben (teuer).

Die Empfehlungen zu Pfahl-Integritätsprüfungen im Kapitel 12 der 2. Auflage der EA-Pfähle wurden von einer Arbeitsgruppe des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik überarbeitet und ergänzt [MOORMANN, 2020]. Wo möglich, wurde versucht, die Empfehlungen zu straffen und zu präzisieren. Eigentliche Selbstverständlichkeiten, dass etwa Integritätsprüfungen für tiefe Pfähle bereits parallel zur konstruktiven Bemessung geplant werden müssen, weil Messrohre die Ausführung und Messungen den Bauablauf beeinflussen können, sind aber noch enthalten. Auch kann der an die Bauaufgabe anzupassende Umfang von Integritätsprüfungen nicht konkretisiert werden; hier ist und bleibt die ingenieurtechnische Bewertung des Planers gefragt. Im Fokus sind die Planung, die Durchführung und verstärkt die Bewertung der zerstörungsfreien Integritätsprüfungen.

Im Zusammenhang mit der sich rasant weiterentwickelnden Digitalisierung in der Geotechnik unternimmt die Bauindustrie entsprechend große Anstrengungen, produktions- und qualitätsrelevante Daten digital weiterzuverarbeiten sowie gegebenenfalls einer automatisierten Auswertung zuzuführen, aus der entsprechende Aktionen initiiert werden. In Bezug auf die Integritätsprüfungen bedeutet dies, dass diese durch eindeutige Algorithmen beschrieben werden können müssen und dass eine weitgehende Parametrisierung des Vorgangs unumgänglich ist. Der neu im Kapitel 12 der EA-Pfähle aufgenommene „Entscheidungsbaum“ zum weiteren Vorgehen im Falle festgestellter Anomalien (qualitätsrelevante Abweichungen von der planmäßigen Pfahlbeschaffenheit) sowie vergleichbare Klassifizierungen für die zerstörungsfreien Prüfmethode [MOORMANN, 2020] sind dabei ein notwendiger erster Schritt der BIM-Implementierung.

3 Prüfverfahren

3.1 Allgemeines

Die EA Pfähle 2012 behandeln als zerstörungsfreie, indirekte Pfahl-Integritätsprüfungen konkret im Kapitel 12.2 die „Low-Strain“-Integritätsprüfung (Hammerschlagprüfung) und im Kapitel 12.3 die Ultraschall-Integritätsprüfung. Im Kapitel 12.4 werden explizit Pfahlprüfungen durch Kernbohrungen und im Kapitel 12.5 abschließend weitere Prüfmethode behandelt, die im Vergleich zu den drei vorgenannten Methoden als weniger üblich eingestuft wurden.

Im Jahresbericht 2019 des Arbeitskreises Pfähle [Moormann, 2020] werden die beiden o.g. bereits etablierten zerstörungsfreien, auch als Pile Integrity Testing „PIT“ und Cross-Hole Sonic Logging „CSL“ bekannten Prüfverfahren um das Verfahren der Thermischen Integritätsprüfung „TIP“ ergänzt. Mit diesem vergleichsweise jungen Verfahren hat auch Bauer Spezialtiefbau in den letzten Jahren Erfahrungen gesammelt und diese u.a. im Arbeitskreis Pfähle eingebracht.

Neu ist auch eine Übersicht mit qualitativer Gegenüberstellung der bevorzugten Anwendungsbereiche dieser drei Verfahren. Weil Messrohre und Messkabel beliebig lang in den Pfahl eingebaut werden können, werden das CSL- oder das TIP-Verfahren für tiefe Pfähle als „gut geeignet“ angegeben. Das PIT-Verfahren hat zwar den großen Vorteil, dass es auch nachträglich, d.h. ohne Vorplanung angewendet werden kann, stößt aber bei größeren Tiefen an seine physikalischen Grenzen, d.h. mit zunehmender Tiefe der Pfähle wird die Genauigkeit der Aussage geringer: tiefe Pfähle sind in der Regel dicker als 1 m bzw. schlanker als $l/d = 20$ und gemäß EA-Pfähle (2020) nur eingeschränkt geeignet.

Die Bewertung der Prüfergebnisse wurden in einem ersten Schritt zumindest in ihren Ansätzen harmonisiert, die in der Vorbereitung einer 3. Auflage der EA-Pfähle weiter konkretisiert werden sollen – u.a. auf Grundlage weiterer Praxiserfahrungen.

In der vorliegenden Fortschreibung des Kapitels 12 wird auf Grundlage der bekannten Beurteilungsklassen des PIT-Verfahrens bereits eine vergleichbare Klassifizierung für alle drei Verfahren empfohlen. Es sei aber an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass Klassengrenzen für die Prüfverfahren selbstverständlich nicht übertragbar sind. Das dürfte deutlich werden, wenn im Folgenden für die Verfahren CSL und TIP deren Messbereiche und erfassbare Anomalien und die Auswertung der Ergebnisse diskutiert werden.

3.2 Die Ultraschall-Integritätsprüfung (Cross-Hole Sonic Logging – CSL)

Tatsächlich können Anomalien nur erfasst werden, wenn sie auf den Messstrecken zwischen den Rohren liegen. Der Messbereich des CSL-Verfahrens ist bekanntlich auf den Querschnittsbereich innerhalb der Messrohre beschränkt. Um eine ausreichende Auflösung der Laufzeit des Ultraschallimpulses vom Sender zum Empfänger zu haben, wird dieses Prüfverfahren erst für Pfahldurchmesser ab nominal ca. 1 m empfohlen. Bei einem Abstand der im Querschnitt sich gegenüberstehenden, weit entfernten Messrohre und einer normalen Schallgeschwindigkeit für einen guten Beton von z.B. 4000 m/s wären damit Ankunftszeiten (im Englischen: First Arrival Time – FAT) von 150 μ s „normal“. Kleinere Abweichungen kommen in der Realität aber schon deshalb zustande, weil die Rohre nicht parallel, d.h. nicht mit einem konstanten Abstand zueinander im Pfahlquerschnitt angeordnet sind. Zwei weitere Beobachtungen aus der Praxis seien hier kritisch erwähnt.

1. Verletzungsgefahr: die aus technischen Gründen zu recht bevorzugten Messrohre aus Stahl (statt Kunststoff) sind schwer,
2. Hindernis für Betonfluss: die Messrohre haben einen Außendurchmesser von mindestens 40 mm und können bei ungünstiger Anordnung den normalen horizontalen Betonfluss durch die Bewehrung erheblich behindern (Abbildung 2).



Abbildung 2: Ein CSL-Messrohr in einem Bewehrungskorb kann den Betonfluss behindern

Weitere Fehlerquellen beim Einbau, bei der Messung und bei der Auswertung werden im Beitrag [BECKHAUS & HEINZELMANN, 2015] diskutiert, mit dem Schluss, dass die CSL-Prüfung akkurat vorgeplant werden muss und eine in der Ultraschallprüfung erkannte Anomalie keinesfalls vorschnell einem Mangel gleichgesetzt werden kann.

Das „White Paper“ einer Expertengruppe [DFI, 2019] geht in die gleiche Richtung. Auf Basis einer umfangreichen Literaturrecherche wird hier empfohlen, dass der Begriff „Anomalie“ alleine zur Beschreibung des Testergebnisses verwendet, d.h. nicht unmittelbar auf die Pfahlqualität übertragen wird. Eine Klassifizierung erfolgt in die „Klassen A, B und C für die Testergebnisse“. Diese Klarstellungen tragen der Tatsache Rechnung, dass die Ultraschallmessung eine indirekte Messung ist und verschiedene Ursachen zu einer Laufzeiterhöhung führen können. Auf diese wird auch im Kapitel 12.3 [EA-Pfähle, 2012] hingewiesen, wobei das White Paper konkret weitere Ursachen wie z.B. Schwindrisse im Beton aufzählt. Anders als in den aktualisierten Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ werden im White Paper [DFI, 2019] die Beurteilungsklassen nicht alleine an der Laufzeit des Ultraschallsignals gemessen, sondern zusätzlich auch an dessen Energiereduzierung, vgl. Abbildung 3. Nach Auffassung des Arbeitskreises ist die Laufzeit alleine ein ausreichend sicheres Indiz für die Pfahlintegrität, während für die Energie eine ausreichende physikalische Grundlage fehlt.

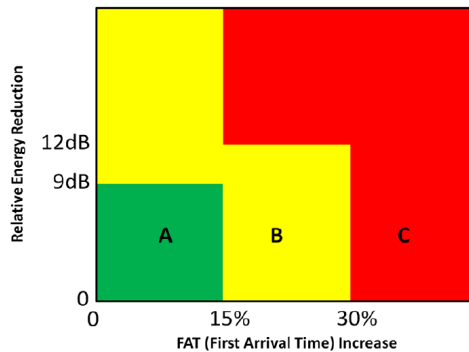


Abbildung 3: Grafische Darstellung der im DFI White Paper empfohlenen CSL-Klassen

Wegen der „anderen Gründe“ für erhöhte Laufzeiten sollten die Messergebnisse zunächst als Ultraschall-Anomalien bezeichnet werden, um falsche Schlüsse alleine aus der Begriffswahl zu vermeiden. Die Begriffe „good, questionable und poor/defect“, die eine unmittelbare Beurteilung der Pfahlqualität suggerieren, wurden durch folgende ersetzt:

- Class A: Acceptable CSL test results.
- Class B: Conditionally acceptable CSL test results.
- Class C: Highly abnormal CSL test results.

Die konkreten Grenzwerte zur Einordnung der Testergebnisse wurden gemäß dem White Paper im Konsens für das „FAT Increase“ auf 15 und 30% festgelegt. Im aktualisierten Kapitel 12.3 der EA Pfähle werden für vergleichbare Klassengrenzen in Analogie zur Hammerschlagmethode (PIT) 20 und 50% vorgeschlagen. Das sieht auf den ersten Blick nach einer sehr viel weicheren Regelung aus, aber anders als im White Paper [DFI, 2019] werden gemäß dem Entscheidungsbaum [MOORMANN, 2020] frühzeitig weitere Untersuchungen in die Beurteilung einbezogen, die im Prinzip eine grobe Beurteilung der möglichen Beeinträchtigung der Pfahlbeschaffenheit vorziehen. Der Arbeitskreis Pfähle plant, Fallbeispiele für die verschiedenen Klassen zu erarbeiten und der Fachwelt vorzustellen. Die Einbeziehung aller Messstrecken spielt bei der Zuordnung des Pfahls zu einer CSL-Klasse eine wichtige Rolle und bei Erfordernis kann ein Qualitätsindikator für den Pfahlquerschnitt in der kritischen Tiefe mit signifikanter Anomalie berechnet werden.

Im Beitrag [BECKHAUS & HEINZELMANN, 2015] werden vertragliche Vereinbarungen vorgeschlagen, u.a. wie bei vermuteten Anomalien im Pfahl zu verfahren ist, und dass zunächst sämtliche Herstell- und sonstige qualitätsrelevante Dokumentationen zu untersuchen sind, bevor ein Pfahl als mangelhaft bezeichnet werden könnte. Das müsste im Fall der o.g. Klassen Pfähle betreffen, für die CSL-Ergebnisse der Klasse B und Klasse C ermittelt wurden, und muss zum Standard werden. Für ein Projekt in Canada konnte eine anderslautende Ausschreibung nicht seriös bearbeitet werden. Zwar sollte eine erfahrene, zuvor vom Projektleiter akzeptierte unabhängige Prüfstelle die sensiblen Integritätsprüfungen durchführen, aber jedes andere CSL-Ergebnis als „gut“ hätte für den betroffenen Pfahl Korrekturmaßnahmen verlangt. Diese wären also zwingend auch bei „fragwürdigen“ Ergebnissen ab einer Erhöhung der Schalllaufzeit von 15% gewesen, die schon betontechnologisch begründet sein kann, ohne dass die Betonqualität unzureichend sein muss. Das implizite Risiko ist schwer und auf keinen Fall wirtschaftlich kalkulierbar.

An einem solchen Punkt kann die Diskussion maximal kontrovers laufen, z.B.: „Besser ein unsicheres CSL-Ergebnis akzeptieren und einen Pfahl fälschlicherweise für mangelhaft erklären als einen tatsächlich mangelhaften Pfahl nicht erkennen können, weil gar keine CSL-Tests gemacht werden.“ Die von DFI im White Paper angestrebte Versachlichung tut in diesem Zusammenhang sicher gut.

Eine berechtigte Diskussion ist nach Ermessenslage diejenige um die Erfassbarkeit von Anomalien im Pfahlfuß. Aus herstellungstechnischer Sicht sollte in diesem Bereich auf

zusätzliche Hindernisse in Form von Messrohren verzichtet werden, womit der Messbereich erst z.B. 50 cm oberhalb der Bohrlochsohle beginnen würde. Beim Kontratorverfahren ist der Betonierstart, also das Einbringen des ersten Betons besonders kritisch. Muss der Beton außer Wasser oder Stützflüssigkeit auch noch Material von der Bohrlochsohle verdrängen und in seinem Fluss nach außen und oben schieben, würden sich diese – statt an den Rändern der Bohrlochsohle (EA-Pfähle 2012, 11.2.3.4) – bei zu engen Abständen vor den Messrohren anhäufen und nachfolgend als Anomalie gemessen werden. Wenn Gründungspfähle maßgeblich auf Spitzendruck bemessen sind und gleichzeitig die Ausführbarkeit schwierig ist, hat der Planer aber berechtigterweise Interesse am Nachweis einer ausreichenden Pfahlintegrität bis zum Übergang auf den tragfähigen Baugrund. Es sollte aber bei der Planung der CSL-Messungen bedacht werden, dass der unmittelbare Nahbereich zum Bohrlochtieftsten ohnehin nicht erfassbar ist, selbst wenn die Rohre aufstehen. Abbildung 4 zeigt für eine 71 cm lange Messstrecke quer durch einen Bohrpfahl sehr gleichmäßige Laufzeiten (rote Linie rechts), die aber im Vergleich zu dieser Referenz auf dem unteren etwa halben Meter erhöht sind und bezüglich ihrer Relevanz eine ingenieurtechnische Bewertung erfordern, wenn sie in anderen Messstrecken der gleichen Ebene ebenfalls auftreten.

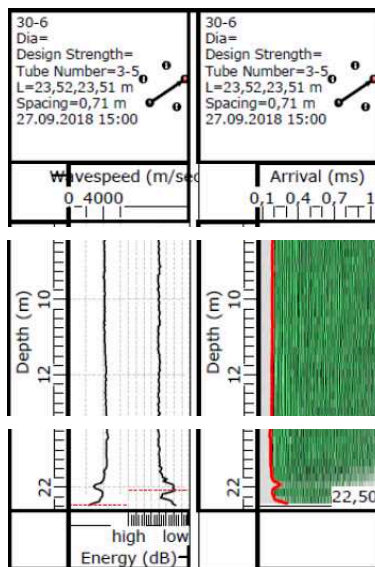


Abbildung 4: Ausschnitt aus dem Protokoll einer CSL-Messung mit Anomalie am Pfahlfuß

Eine erhöhte Laufzeit ohne Weiteres mit einer verminderten Betonqualität gleichzusetzen, wäre Spekulation. Alleine aus diesem Grund sollte zukünftig die Darstellung der abgeleiteten Ultraschallgeschwindigkeit entfallen, da sie suggerieren könnte, dass eine Betoneigenschaft gemessen wurde, was aber nicht der Fall ist; eine lokale Fehlstelle im sonst gesunden Beton oder – wie bereits erwähnt – eine Fehlerquelle bei der Messung kann zur gleichen Laufzeiterhöhung führen. Die Beurteilung signifikanter CSL-Anomalien und ihrer Auswirkung auf die Pfahltragfähigkeit oder Dauerhaftigkeit erfordert Ingenieurverstand.

3.3 Die Thermische Integritätsprüfung (Thermal Integrity Profiling – TIP)

Das TIP-Verfahren kann auf alle Bohrpfähle unabhängig vom Durchmesser angewendet werden und erfasst – anders als das CSL-Verfahren – auch die Betondeckungszone.

Temperatursensoren, die im regelmäßigen Abstand über den Umfang und die Tiefe des Bewehrungskorbs angebracht sind, können Anomalien im Umfeld des Sensors erfassen. Die Temperatur des Betons ist also der Indikator für diese Integritätsprüfung. Wo im Nahbereich des Sensors eine geringere Wärme gemessen wird, kann bei sonst gleichen Randbedingungen auf eine thermische Anomalie geschlossen werden. Wenn der Bewehrungskorb nicht zentrisch im Pfahlquerschnitt steht, kann auch grob die Lage des Korbs im Pfahl ermittelt werden. Im Beispiel der Abbildung 5 zeigt die schwarze Linie den Mittelwert der Temperaturwerte über die Höhe an. Die im Vergleich mit bis zu ca. 60° C (140° F) um rd. 10° C wärmere „blaue“ Seite zeigt an, dass der Sensor (bzw. der Korb) hier näher am (warmen) Zentrum des Pfahlbetonquerschnitts ist [PISCALKO et al, 2016].

Kleine Abweichungen von der planmäßigen Lage der Sensoren dürften weniger Einfluss auf die Messergebnisse haben als etwa der variable Abstand der Messrohre bei der CSL-Messung. Bei in der Regel schlanken tiefen Pfählen ist der Temperaturfluss radial gerichtet. Lediglich an den Endflächen ist der Wärmeübergang zusätzlich nach oben bzw. unten gerichtet und macht die Auswertung aufwändiger.

Wichtig ist vor allem die zeitliche Entwicklung der Hydratationswärme. In Abhängigkeit des Betonalters (in Stunden nach der Wasserzugabe im Betonmischer) steigt die Temperatur zunächst an – bis zum Maximalwert im Zentrum – und fließt später wieder nach außen in den umgebenden Baugrund ab. Temperaturunterschiede können bei tiefen Pfählen über die Höhe schon vorhanden sein, weil der weiter oben eingebrachte Beton jünger ist und zum Messzeitpunkt einen geringeren Hydratationsgrad als der früher weiter unten eingebrachte

Beton hat. Der untere Pfahlabschnitt erreicht seine Maximaltemperatur entsprechend früher und kühlt auch früher ab als der obere. Diese Tatsache ist in der Abbildung 6 an der über die Höhe schräg geneigten mittleren Temperaturkurve gut erkennbar.

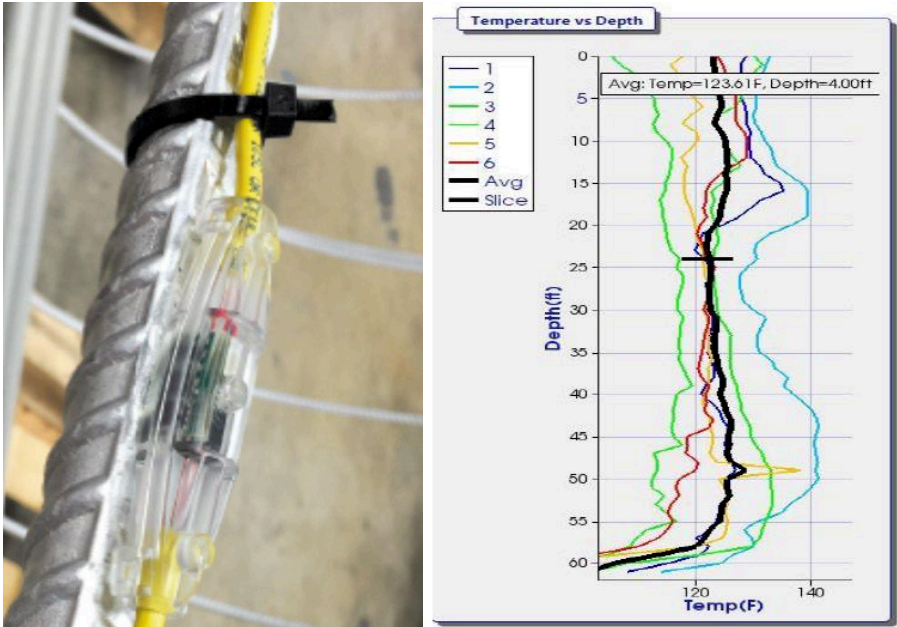


Abbildung 5: Am Bewehrungskorb befestigter Temperatursensor und thermische Messungen in sechs über den Korbumfang verteilten Messlinien [Piscsalko et al, 2016]

Bei extremen Tiefen macht deshalb eine abschnittsweise Auswertung der TIP-Messungen Sinn. Selbstverständlich müssen auch Abschnitte anderer Durchmesser, wenn etwa ab einer bestimmten Tiefe ohne eine temporäre Verrohrung die Pfahlbohrung im kleineren Durchmesser fortgeführt wird, separat betrachtet werden. Auch Bodenschichten mit signifikant anderen Wärmeleitfähigkeiten und insbesondere Bereiche mit Grundwasserströmung können den Wärmefluss signifikant beeinflussen und sind zu berücksichtigen. (Anm.: Es ist offensichtlich, dass die tatsächliche Maximaltemperatur im Zentrum des in Abbildung 6 dargestellten, nominal 1,85 m dicken Pfahls deutlich höher ist als am Bewehrungskorb maximal gemessenen rund 40° C.)

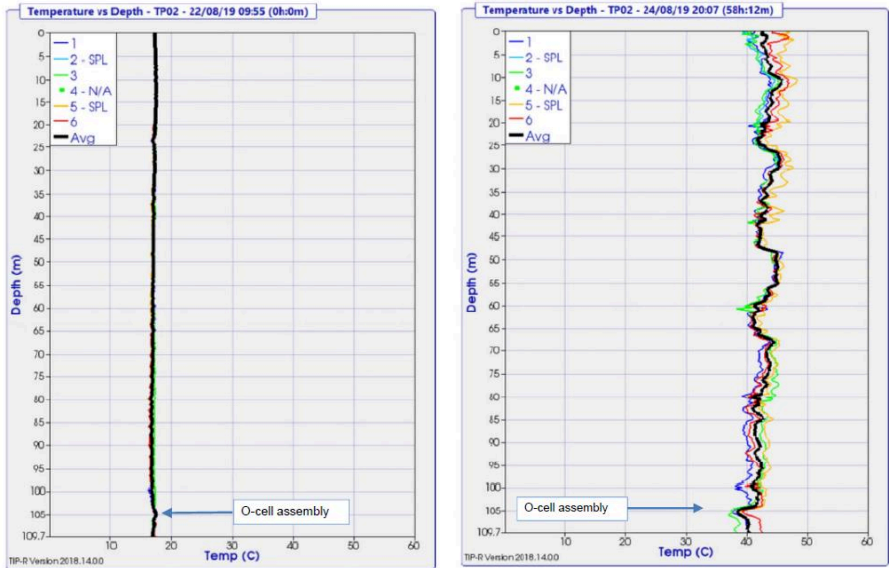


Abbildung 6: Temperaturmessungen in sechs über den Korbumfang verteilten Messlinien

Auch das TIP-Verfahren ist ein indirektes Prüfverfahren, so dass die Messergebnisse ebenfalls zu interpretieren sind. Im Vergleich zur „normalen“ Referenz signifikant niedrigere Temperaturen weisen in der Regel auf eine lokal geringere Qualität (bzw. weniger Zement) des Betons oder auch auf eine Fehlstelle (kein Zement) hin. Ansonsten gibt es wie beim CSL-Verfahren vergleichbare betontechnologische Abhängigkeiten für die Zuverlässigkeit der Messung. Zwar dürften die oben beispielhaft genannten Schwindrisse das TIP-Ergebnis nicht beeinflussen, aber im Rahmen einer akzeptablen Toleranz unterschiedliche Betonzusammensetzungen führen zwangsläufig zu einer unterschiedlichen Betontemperatur. Neben dem Zementgehalt oder dem Anteil der Gesteinskörnung kann auch die Dosierung eines verzögernden Zusatzmittels eine signifikante Auswirkung haben.

Die aktuell teilweise gebräuchliche und propagierte Auswertung der diskret erfassten Temperaturwerte zu einer Pfahlgeometrie über die Tiefe (3D-Profil) wird kritisch gesehen. Zum einen muss der Betonverbrauch sehr genau bekannt sein, um anhand der mittleren Temperatur den mittleren Pfahlradius ausreichend genau kalibrieren zu können. Zum anderen muss, und dies ist vor allem bei einer beabsichtigten Ermittlung eines Maßes für die Betondeckung (mit erforderlicher Genauigkeit im Millimeter-Bereich) zu betrachten, die

Lage des Sensors im Querschnitt sehr exakt bekannt sein sowie die Temperatur sehr genau aufgezeichnet werden. Letztlich ist der aufgezeichnete Temperaturwert ein integraler Wert aus der umgebenden Wärmequelle, für die mindestens an der Pfahlaufseite keine Gleichmäßigkeit vorausgesetzt werden kann. Entsprechend weniger zuverlässig ist jegliche Aussage für den Bereich zwischen zwei Messpunkten. (Anm.: bei einer geforderten Genauigkeit der Messung von $\pm 1^\circ \text{C}$ und einer mittleren Referenz-Temperatur (Peak) von ca. 40°C wäre die Toleranz $\pm 2,5\%$ oder – bezogen auf die Abmessung des Pfahls – bei einem mittleren Radius von 1 m bereits 2,5 cm.)

Nach eigener Auffassung können geometrische Betrachtungen zwar wichtige Zusatzinformationen für eine ingenieurtechnische Bewertung der Pfahlbeschaffenheit liefern, es sollte aber die originäre Integritätsprüfung anhand der Temperaturwerte unternommen werden mit dem o.g. Ziel, die ausreichende Pfahlqualität über die Höhe festzustellen bzw. relevante Fehlstellen, wie in Abbildung 7 dargestellt, zu finden. Zur Sicherstellung der Betondeckung sind Abstandhalter vorzusehen.

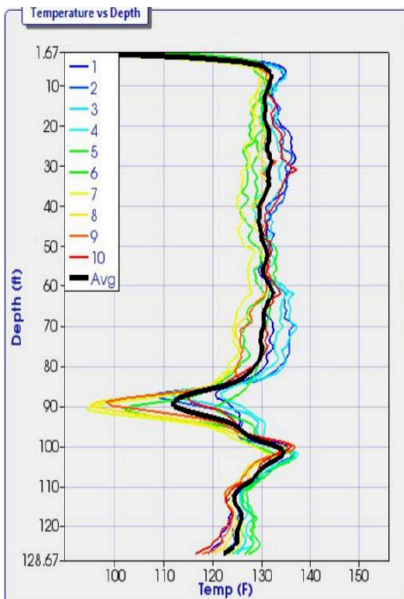


Abbildung 7: TIP-Anomalie in knapp 30 m (90 ft) Tiefe und Kernbohrung mit zugehörige Fehlstelle [Piscsalko et al, 2016]

Die in den USA derzeit propagierte Bedingung für eine TIP-Anomalie ist eine relative Reduzierung der Referenztemperatur von über 6%, das entspricht z.B. einer um 2,5° C geringeren Temperatur bezogen auf 40° C. Dieser vergleichsweise strenge Grenzwert wird mit der rechnerischen Auswirkung einer Querschnittsreduzierung auf die Tragfähigkeit begründet.

Ähnlich der Klassifizierung der CSL-Ergebnisse empfiehlt der Arbeitskreis Pfähle im neu ergänzten Kapitel 12 der EA-Pfähle [MOORMANN, 2020] die Nutzung der TIP-Ergebnisse zur Beurteilung von lokalen Anomalien und deren Auswirkung auf die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit eines Pfahls. Die Grenzwerte, ab denen weitere Untersuchungen anzustellen sind, sind hier 6 und 12%. Bei Messwerten unter 12% sollen Anomalien aber als nicht relevant eingestuft werden können, wenn diese lokal begrenzt sind. Wie auch bei der CSL-Prüfung sollen der Fachwelt hier erläuternde Fallbeispiele vorgestellt werden.

4 Empfehlungen zur Bewertung von Integritätsprüfungen

Die Bewertung von Integritätsprüfungen erfordert Ingenieurverstand sowie Grundkenntnisse über die verwendeten Prüfverfahren. Die überarbeiteten und ergänzten Empfehlungen im Kapitel 12 der EA-Pfähle [MOORMANN, 2020] stellen für drei Verfahren (PIT, CSL und TIP) die wesentlichen Punkte zusammen, die bei der Planung, Ausführung und Bewertung zu beachten sind. Die von der Low-Strain-Integritätsprüfung (PIT-Verfahren) für die Verfahren CSL und TIP übernommenen Klassenbezeichnungen A1, A2, A3 und B sollen eine erste Selektierung der Messergebnisse ohne bzw. mit signifikanten Anomalien erlauben. Wissenschaftlich fundierte Fallstudien sind geplant, um die ausreichende Sensitivität der Prüfmethode bei Anwendung der aktuell empfohlenen Grenzkriterien zu bestätigen.

Im Technischen Jahresbericht 2019 des Arbeitskreises „Pfähle“ werden Klassengrenzen empfohlen, die nun in der Baupraxis Anwendung finden sollten. Präzise und eindeutige Kriterien für die Klassifizierung zu formulieren, die gleichzeitig eine allgemeingültige (programmierbare) Bewertung der Pfahl-Integrität erlauben, ist unter Beachtung des Charakters einer indirekten Prüfung nicht realistisch. Entsprechend „weich“ sind die Kriterien mit zugehörigen Textbeschreibungen zur Klassifizierung und ergebnisoffen die Festlegung weiterer Schritte. Ein neu eingeführter Entscheidungsbaum für die Beurteilungsklassen soll diese bedingte Vorgehensweise objektiv illustrieren. Prinzipiell sollen die Klassen A1 und A2 so abgegrenzt sein, dass darin noch enthaltene Anomalien so geringfügig sind, dass kein weiterer Handlungsbedarf gesehen wird. Demgegenüber

werden für die Klassen A3 und B in der Regel weitere Untersuchungen zur Quantifizierung der Auswirkung auf die Pfahlbeschaffenheit erforderlich. In beiden Fällen liegen erhöhte Schalllaufzeiten bzw. verringerte Temperaturen in einem signifikanten Ausmaß vor, so dass weitere Untersuchungen obligatorisch sind.

Anders als beim oben kurz beschriebenen Vorgehen im amerikanischen Raum soll nach den neuen Empfehlungen die Klasse B erst vergeben werden, wenn die Ergebnisse auf eine erhebliche Beeinträchtigung der Pfahlbeschaffenheit hinweisen. Für die Klasse A3 gilt zunächst eine Art Unschuldsvermutung, die aber zu bestätigen ist. Im Sinne einer transparenten Objektivität ist auch denkbar, projektspezifisch zusätzliche Kriterien festzulegen wie etwa eine begrenzte Höhe der Anomalie oder eine maximale Anzahl von Messstrecken mit Anomalie im gleichen Querschnitt.

Bauer Spezialtiefbau hat im Zuge der fortschreitenden Digitalisierung des Datenmanagements ein „CSL Evaluation Tool“ entwickelt. Ziel ist es, ein einheitliches Tool an das integrale Datenmanagementsystem b-project anzuschließen, in dem zuvor Messdaten von sämtlichen auf dem Markt befindlichen Geräten eingelesen werden können. Klassengrenzen aus vorhandenen Regelwerken sind implementiert und beliebig erweiterbar, können aber auch projektspezifisch über Wahlparameter festgelegt werden. Eine Erweiterung des Tools auf das TIP-Verfahren ist geplant. Nach der automatisierten Erfassung und ersten Klassifizierung werden im vernetzten Arbeiten entsprechende Aktionen beauftragt. Am Ende müssen die Pfahl-Integritätsprüfungen zu einer endgültigen Bewertung führen, denkbar sind z.B. „Pfahlbeschaffenheit akzeptabel“ oder „Reparaturmaßnahmen erforderlich“, womit ein neuer Prozess angestoßen würde.

In die ingenieurtechnische Bewertung der Pfahlbeschaffenheit sollten schließlich alle gesammelten Informationen einfließen. Wurden Bohrkernuntersuchungen unternommen, ist z.B. auch die Einbeziehung der tatsächlich vorhandenen Betonfestigkeit angezeigt, die oft die der Bemessung zugrunde gelegten charakteristischen Festigkeit übersteigt. Unter anderem sollte auch die Frage diskutiert werden, ob der nach der eingehenden Untersuchung besser bekannte Zustand damit die Unsicherheit beim Materialwiderstand reduziert und dies entsprechend anteilig angerechnet werden kann.

5 Zusammenfassung

Auch bei sorgfältiger Planung, gut geeigneten Baustoffen und kompetenter Ausführung sind Imperfektionen beim industriellen Bauen unvermeidlich. Werden aber projektspezifisch und gemeinsam vom planenden Ingenieur und ausführenden Unternehmen die wesentlichen Herstellungs- und Prüfparameter vereinbart und in einer Verfahrensbeschreibung und in einem Qualitätssicherungsplan festgeschrieben, kann nach eigener Auffassung auf gesonderte Integritätsprüfungen nach Fertigstellung eines Bohrpfahls verzichtet werden.

Werden in besonderen Fällen Integritätsprüfungen für tiefe Pfähle gefordert, sind das Ultraschall- und das thermische Verfahren gut geeignet. Vor allem mit der Begründung einer höheren Arbeitssicherheit und geringeren Behinderung des Betonflusses bevorzugt Bauer grundsätzlich die thermische Methode. Details zur Planung und Ausführung des CSL- und des TIP-Verfahrens sind im Kapitel 12 der EA-Pfähle in überarbeiteter und gestraffter Form neu veröffentlicht worden. Ein Meilenstein ist darüber hinaus die vergleichbare Beurteilung von Prüfergebnissen durch einheitliche Klassenbezeichnungen A1, A2, A3 und B. Ein darauf aufbauender „Entscheidungsbaum“ soll transparent machen, welche weiteren Schritte bei festgestellten Ultraschall- oder thermischen Anomalien vorgenommen werden sollten. Trotz objektiverer Vorauswahl bleibt die ingenieurtechnische Beurteilung kritischer Prüfergebnisse (der Klassen A3 und B) erforderlich. In Vorbereitung der 3. Auflage der EA-Pfähle wird auch das Kapitel 12 Pfahl-Integritätsprüfungen weiterbearbeitet. Darin sollen aus der Praxis gemeldete Erfahrungen u.a. mit den im Technischen Jahresbericht 2019 des Arbeitskreises „Pfähle“ zur Diskussion gestellten Änderungen einfließen.

Literatur

BAUER Gruppe; Pfahlprüfung über Osterbergzelle. Testpfähle für "Elbtower" haben Rekordtiefe. *Allgemeine Bauzeitung*, 39, 2019

Beckhaus, K.; Kumar, V.; Baycan, S.; 130m Deep Bored Piles – A New Superlative. *Proceedings of the DFI-PFSF Piling & Ground Improvement Conference, 23-25 March, Sydney, Australia, 2020*

Beckhaus, K.; Heinzelmann, H.; Die Ultraschallintegritätsprüfung für Bohrpfähle – Eine Herausforderung für die zerstörungsfreie Prüfung im Spezialtiefbau. *Bautechnik*, 10, 2015

DFI; Terminology and Evaluation Criteria of Crosshole Sonic Logging (CSL) as applied to Deep Foundations. *White Paper by Task Force, Deep Foundation Institute, 2019*

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.*, 2. Auflage, 2012

EFFC/DFI; Guide to Support Fluids for Deep Foundations. *By joint Support Fluids Task Group. European Federation of Foundation Contractors, Deep Foundation Institute, 2019*

EFFC/DFI; Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations. *By joint Concrete Task Group. European Federation of Foundation Contractors, Deep Foundation Institute, 2nd ed., 2018*

Harnan, C.; Beckhaus, K.; Justino, C.; EFFC/DFI Guides to Tremie Concrete and Support Fluids for Deep Foundations. *Proceedings of the Piling 2020 conference, 15-16 September, Durham University, UK, 2020*

Moormann, C.; Jahresbericht 2019 des Arbeitskreises „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT). *Bautechnik*, 2, 2020

Piscsalko, G.; Likins, G.; Mullins, G.; Drilled Shaft Acceptance Criteria based upon Thermal Integrity Profiling. *DFI 41st Annual Conference on Deep Foundations, New York, USA, 2016*

Autor

Karsten Beckhaus, Dr.-Ing.

karsten.beckhaus@bauer.de

Bautechnik

BAUER Spezialtiefbau GmbH

BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen

www.bauer.de

Tel.: 08252 97-0

Ausführungsbegleitende Überwachung von Schlitzwandfugen mit dem Fugeninspektor

Nikolaus Schneider

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Deutschland

1 Die Entwicklung der Schlitzwand Technik

Die Entwicklung der Schlitzwandtechnik begann mit der Entdeckung der Eigenschaften der Plättchenstruktur in Tonschlämmen und der damit einhergehenden Stützfunktion von Bentonitsuspensionen in einem offenen Schlitz. Christian Vedder hat 1948 die erste Schlitzwand in Italien gebaut. Die Volumenzunahme der Tonminerale Montmorillonit in der Bentonitsuspension erlaubte es, eine rechnerisch nachvollziehbare Stützwirkung im ausgehobenen Schlitz zu erzeugen und damit tiefe Schlitzte herzustellen, die mit Beton im Kontraktorverfahren verfüllt wurden.

Einhergehend mit der Anwendung von Bentonitsuspensionen hat sich das Aushubwerkzeug verbessert und die heute noch zum Einsatz kommenden mechanischen Greifer haben der Schlitzwandtechnik ein breites Anwendungsfeld bei unterschiedlichen Baugrundverhältnissen gegeben.



Abbildung 1: Mechanischer Greifer



Abbildung 2 : Hydraulischer Greifer



Abbildung 3: Schlitzwandfräse

Ein weiterer Schub kam mit der Entwicklung der Frästechnik, die es erlaubte Schlitzwände in großer Tiefe herzustellen. Verfahrensbedingt erfolgt die Förderung des gelösten Bodens nicht mehr über Aushubzyklen, sondern über den hydraulischen Transport des Aushubmaterials durch Förderpumpen.

2 Anwendungsschwerpunkte für Schlitzwände

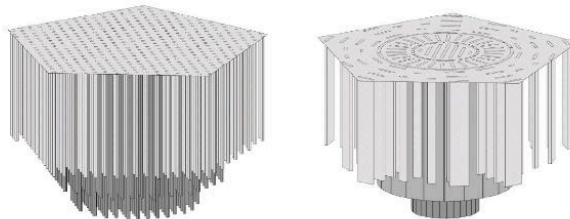
Derzeit können zwei Anwendungsgebiete abgegrenzt werden, nämlich für die Lastabtragung von Hochbaukonstruktionen, die wegen der hohen Lastkonzentration nicht unmittelbar in den Baugrund eingetragen werden können und als

Baugrubenumschließungswände für tiefe innerstädtische Baugruben, wie sie für den Bau von U-Bahnlinien Anwendung finden.

Schlitzwandelemente zur Lastabtragung werden auch als Barretts bezeichnet und können aus mehreren Stichen bestehen, die in einem Betoniervorgang hergestellt werden.

Okhta Tower
Volume 3 - Foundation Design

RANBULL
whitbybird



Arrangement of 1.2m diameter piles and 1.0m wide barretts

Abbildung 4: Fallstudien Pfähle gegen Barretts

Diese Barretts nehmen vertikale und horizontale Kräfte auf, die über Spitzendruck und Mantelreibung abgetragen werden. Im Gegensatz zu Baugrubenumschließungswänden werden diese Barrette nicht freigelegt und keinem einseitigen Wasserdruck exponiert.

Baugrubenumschließungswände können aus Spundwänden, Bohrpfahlwänden und bewehrten mix-in-place Wänden bestehen, wobei Schlitzwände immer dann zur Ausführung kommen, wenn wasserdichte Konstruktionen gefordert werden, die einem erhöhten horizontalen Erddruck ausgesetzt sind.



Abbildung 5: Freigelegte Schlitzwand mit Wasserdruck

Diese Baugrubenumschließungswände in Form von Schlitzwänden sollen in der weiteren Betrachtung vertieft werden. Die derzeit am häufigsten eingesetzten Schlitzwandstärken variieren zwischen 60 cm, 80 cm, 100 cm, 120 cm bis 150 cm.

Was die Tiefe betrifft, so liegen die wirtschaftlichsten Tiefen bei 20 m bis 50 m. Die Entscheidung, ob gegreiferte oder gefräste Schlitzwände zur Ausführung kommen, hängt im Wesentlichen von der zur Verfügung stehenden Bauzeit und von den anstehenden Bodenformationen ab.

Wird die Einbindung in einen 50 Meter tiefen Kalkstein gefordert, dann bietet sich die Frästechnik an, da insbesondere schwer lösbarer Boden durch die Schneidräder der Fräse vorteilhaft gelöst werden kann.

3 Schlitzwandfugen sind die Schwachstellen einer Schlitzwand

Immer noch gegenwärtig ist die Havarie in Köln am 3. März 2009, die das Stadtarchiv in den Untergrund verschwinden ließ, unmittelbar neben einer Baustelle für die neue U-Bahn, die Nord Süd Stadtbahn in Köln.

Ursache ist eine nicht funktionierende Schlitzwandfuge, durch die Wasser in die fertige Baugruben eingedrungen ist und mit dem Wasser der anstehende Boden, auf dem das Stadtarchiv gegründet war.

Diese Bilder sollen belegen, dass die Schlitzwandfugen das schwächste Element von Schlitzwänden sind; die Bereiche also, wo zwei Schlitzwandlamellen durch eine Fugenkonstruktion ineinander übergehen.



Abbildung 6: Verpresste Schlitzwandfuge

4 Schlitzwände nach DIN 4126 und DIN EN 1538

Die nationale DIN 4126 beinhaltet Bemessungsvorgaben für Schlitzwände, wogegen die DIN EN 1538 eine Ausführungsnorm ist, die allgemeine Grundlagen für Dichtwände und Schlitzwände vorgibt.

DIN 4126 regelt den Nachweis der Standsicherheit der offenen Schlitzte und enthält ergänzende Regelungen für den Standsicherheitsnachweis der erhärteten Ortbeton-Schlitzwandelemente.

Ergänzend ist in der DIN 4126 die Empfehlung enthalten, die Lage und die Art der gewählten Fugenkonstruktion in die Ausführungspläne zu übernehmen sowie die Reihenfolge des Aushubs und des Betonierens der einzelnen Lamellen auszuweisen. In der Regel wird die

Schlitzwandherstellung durch eine Qualitätssicherung mit relevanten QS/QA Programmen unterstützt.

DIN EN 1538 gibt vor, welche Informationen vor Beginn der Schlitzwandarbeiten vorliegen müssen (Angaben zur Baustelle, Einschränkungen aus Umweltschutzgründen, mögliche gleichzeitige Arbeiten etc.), welche ausführungsrelevante Punkte geregelt sein müssen (benachbarte Gebäude, Altlasten im Untergrund, zulässige Toleranzen etc.) und welche Baugrunduntersuchungen durchgeführt sein müssen.

5 Herstellung von Schlitzwänden

Die große Kunst der Schlitzwandtechnik liegt in der Verbindung der in einem Betoniervorgang hergestellten Lamellen zu einer durchgehenden Wand. Abhängig von dem Nachweis des offenen Schlitzes kann eine Lamelle aus einem Stich, aus zwei Stichen oder aus drei Stichen bestehen. Eine größere Anzahl von Stichen ist durchaus vorstellbar, setzt aber sehr günstige Randbedingungen voraus.

Stichbreiten liegen in der Regel bei 2,40 m, 2,80 m oder 3,40 m. Werden zum Beispiel drei Stiche pro Lamelle hergestellt, dann erfolgt zunächst der 1. Griff, dann der 3. Griff und anschließend wird der Stock herausgenommen.

Im Laufe der Herstellung der Lamelle wird die Suspension mit Feinbestandteilen aufgeladen. Der Sandanteil steigt und die Wichte der Suspension ebenfalls. Für den sicheren Betoniervorgang wird die Suspension vor dem Betonieren ausgetauscht und dabei die Suspensionseigenschaften im Labor auf der Baustelle geprüft, bis die im Vertrag vereinbarten Suspensionskennwerte erreicht werden.

Nach Erreichen der zulässigen Suspensionswerte und der erfolgten Kontrolle der Endtiefe werden zunächst die Fugenkonstruktion und dann der Bewehrungskorb eingestellt. Der Betoniervorgang wird über die Lieferscheine und ein Betonierprotokoll erfasst. Wichtig ist dabei das Steigmaß, das die ordnungsgemäße Verfüllung des Schlitzes im Kontraktorverfahren belegt. Durch Tiefenlotungen auf die Betonoberkante während des Betoniervorganges muss proportional zum eingefüllten Volumen des Betons die gemessene Oberkante steigen. Falls dies nicht plausibel bilanziert werden kann, sind in der Regel Überprofile oder Hohlraumverfüllungen zu erwarten. Wichtig ist, dass die Einbindung des Schüttrohres in den Frischbeton immer sichergestellt wird.

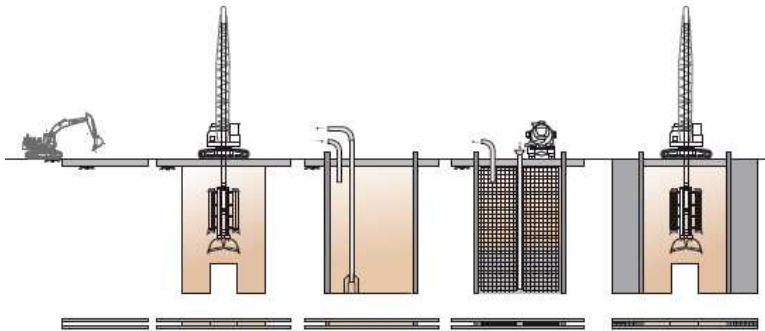


Abbildung 7: Herstellung einer 3-stichigen Lamelle

6 Ausführungsbegleitende Vertikalitäts- und Verdrehungsmessungen

Die Aushubwerkzeuge für den Schlitz, entweder Greifer oder Fräse, gehen in die Tiefe und heben einen suspensionsgestützten Schlitz aus. Wichtig ist die Position in der Tiefe, die belegt, dass der Schlitz nicht zu weit nach innen und zu weit nach außen läuft. Wesentlich ist die Position innerhalb des Schlitzes, also die Abweichung nach links im Schlitz oder nach rechts, wesentlich für die finale Kopplung der Elemente.

Kontrolliert wird das durch Neigungsmesser, die in den Greifer oder Fräse eingebaut sind. Gekoppelt mit der Tiefenmessung über das Hubseil kann ein Polygonzug entwickelt werden, der sowohl die Abweichung nach innen und außen als auch nach links oder rechts im Schlitz erfasst.

Ergänzt wird die Lageerfassung durch den Verdrehungswinkel, den der Greifer zur Nordrichtung ausweist. Damit wird nicht nur die Verschiebung, sondern auch die Verdrehung gemessen und daraus die endgültige Lage in der Tiefe abgeleitet.

Damit kann am Ende eines jeden Schlitzwandaushubprozesses die genaue Position in der Tiefe erfasst werden.

Kritisch sind die Kopplungsstellen der Lamellen und die reale Überschneidung der Lamellen in der Endposition.

Diese Überlagerung der Vermessungsergebnisse zeigt auf, wieviel "Fleisch" in den Fugen vorhanden ist und kann mit einer einfachen graphischen Überlagerung visualisiert werden.

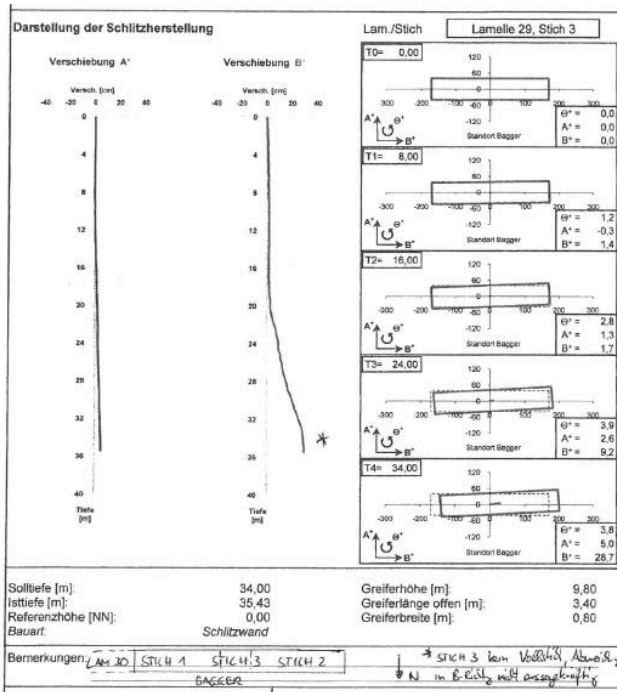


Abbildung 8: Vermessungsprotokoll eines Schlitzwandstiches

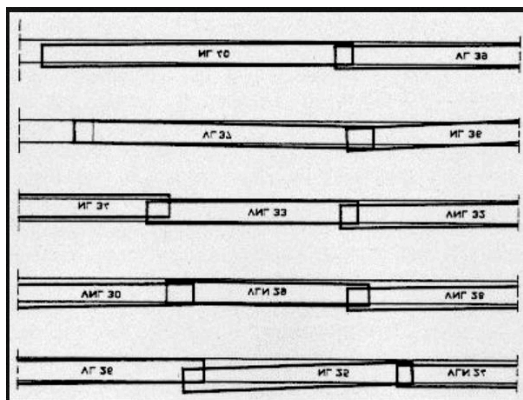


Abbildung 9: Überlagerung der Messprotokolle verschiedener Stiche

7 Technische Details von Schlitzwandfugen

Die Spezialtiefbaufirmen sind sich über die besondere Bedeutung von Fugenkonstruktionen bei Schlitzwänden im Klaren und haben ihre Erfahrungen in die Weiterentwicklung von Fugenelementen und den darin eingebauten Fugenbändern eingebracht. So werden insbesondere die Baugrundbedingungen, das Grundwasserniveau, der beabsichtigte Gebrauch der Schlitzwandelemente und die definierten Qualitätsvorgaben in den Ausschreibungsunterlagen bei der Auswahl der Fugenkonstruktion berücksichtigt.

Üblicherweise zur Anwendung kommende Schlitzwandelemente sind nachfolgend zusammengestellt.

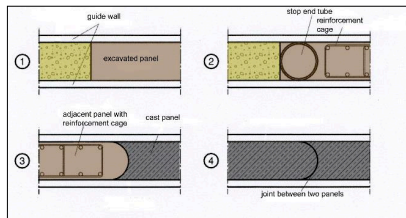


Abbildung 10: Abschalrohre

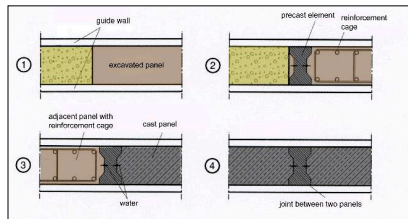


Abbildung 11: Fertigteilelemente

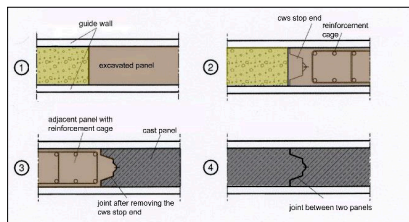


Abbildung 12: Fugenelemente der Fa. BACHY

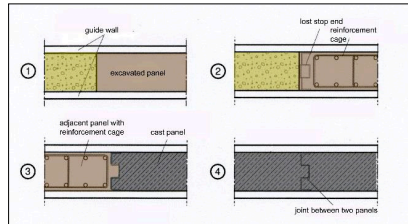


Abbildung 13: Verlorene Flachfugen

8 Qualitätsüberwachung von Schlitzwandfugen

Derzeit gibt es drei Qualitätssicherungsverfahren, um die qualitätskonforme Ausführung von Schlitzwandfugen zu überprüfen:

8.1 Durchschallung der Bentonitsuspension durch Kodenmessgerät.

Koden ist ein weltweiter Hersteller von Navigationsausrüstungen, um die Tiefen der Schifffahrtsrouten entlang der internationalen Häfen zu prüfen. Die Grundeinheit besteht aus einer Ultraschallmessvorrichtung, die für die Anwendung der Schlitzwandtechnik auf der Baustelle angepasst worden ist. Ihr Prinzip besteht aus der Durchschallung der Bentonitsuspension mit Ultraschallwellen, die nach dem Aushub der Sekundärlamelle vorgenommen wird. Zur besseren Bewertung der Resultate empfiehlt es sich die Bentonitsuspension vor der Durchschallung zu entsanden.



Abbildung 14: Kodenmessgerät im Einsatz



Abbildung 15: Gemessene Ultraschalllaufzeiten

Zwei Präzisionswinden senken den Ultraschallkopf in den offenen Schlitz und nehmen während des Messvorganges die Tiefe auf. Die Ultraschallwellen werden von der exponierten Primärlamelle reflektiert. Die Ultraschallvermessung lässt sich leicht in den Produktionsprozess einbauen, da es während der Entsandung der Bentonitsuspension genügend Zeit gibt, die Messvorrichtung aufzubauen und durchzuführen.

Interpretiert wird die Zeit, die Ultraschallwellen benötigen, um vom Ultraschallkopf zur Fuge und wieder zurück zu gelangen. Die gemessene Zeit für die Ultraschallwelle hängt von der spezifischen Wichte und den rheologischen Eigenschaften der Bentonitsuspension ab und kann sich über die Tiefe der Lamelle ändern. Somit kann es notwendig werden, Vorkehrungen und Anpassungen an die Laufzeitinterpretation vorzunehmen, um zu den richtigen Schlussfolgerungen zu gelangen.

Der größte Vorteil der Kodennmessung besteht darin, dass die Messwerte im Arbeits- und Betonierprozess vorliegen, so dass notwendige Korrekturen vor dem Betoniervorgang der Sekundärlamelle vorgenommen werden können.

8.2 Ultrasonic Crosshole Testing

Dieses Messverfahren beruht ebenfalls auf der Laufzeit von Ultraschallwellen, allerdings nicht durch die Laufzeit der Bentonitsuspension, sondern der Laufzeit durch den bereits ausgehärteten Beton. Vor dem Betonieren der Sekundärlamellen werden in der Regel PVC-Rohre in die Lamellen eingestellt. Diese Rohre werden sowohl in den Primär- als auch in die Sekundärlamellen positioniert. Wenn der Beton ausgehärtet ist, erfolgt die Messung in diesen Rohren. Dabei werden Sender und Empfänger gleichzeitig in den Rohren

abgelassen und während der gemeinsamen Fahrt nach unten erfolgen die Messung und die Aufnahme der zwischen diesen Elementen liegenden Betonteile. Die Position von Sender und Empfänger kann geändert werden, so dass ein qualifiziertes tomografisches Bild der Fuge entsteht. Wenn die Integrität der Fugen nicht den Vorgaben entspricht, zeigt sich dies in der Regel durch signifikante Ausschläge in der Laufzeit der Signale. Falls Fugenkonstruktionen verwendet werden, die verloren sind und im Laufe der Durchschallung ebenfalls durchlaufen werden, kann es schwierig werden, die Signale richtig zu interpretieren, da mehrere Materialien durchschallt und interpretiert werden müssen.



Abbildung 16: Messvorgang

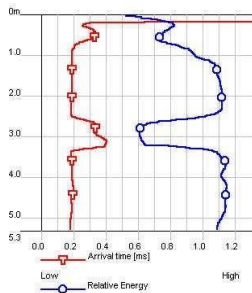


Abbildung 17: Messergebnisse

Das Ultrasonic Crosshole Testing ist ein Messverfahren, das nach der Ausführung der Primär- und Sekundärlamelle angewendet wird. Es erfolgt in der Regel vor dem Aushub und nach der Herstellung der Schlitzwandumschließung. Falls sich Qualitätsdefizite herausstellen, ist eine Beseitigung in der Regel nur durch ergänzende Maßnahmen, wie Düsenstrahlsäulen, Injektionssäulen oder Vereinsungssäulen möglich.

8.3 Der Fugeninspektor

Die Untersuchung von mehreren Schadensfällen in der Fugenausbildung von Schlitzwänden hat zu einem neuen Ansatz für die Qualitätssicherung von Schlitzwandfugen geführt. Es ist wichtig, die Information noch während der Ausführung der Spezialtiefbauarbeiten zu erhalten, um notwendige Sanierungs- und Korrekturmaßnahmen einzuleiten. Der optimale Zeitpunkt hierfür ist die Zeit während der Entsandung des Sekundärschlitzes. Zu diesem Zeitpunkt ist die Fuge zum Primärschlitz auf voller Tiefe freigelegt und es ergibt sich ein Zeitfenster, das nicht auf dem kritischen Weg liegt. Der Fugeninspektor, der an dem mechanischen oder hydraulischen Greifer montiert wird, ist in der Lage, die Qualität der exponierten Fuge aufzunehmen. An dem Greifer sind vorgespannte mechanische Distanzaufnehmer angebracht, die vollkommen unabhängig vom Hydrauliksystem des Grundgerätes arbeiten. Während der Greifer nun langsam nach oben gezogen wird, nehmen diese mechanischen Sensoren den Winkel auf und messen somit das Profil der freigelegten Fuge. Alle Messwerte werden in einer elektronischen Box gespeichert. Wenn der Schlitzwandgreifer aus dem bentonitgefüllten Schlitz gezogen worden ist, werden die aufgenommenen Daten durch Bluetooth auf den Feldrechner des Baustelleningenieurs übertragen.



Abbildung 18: Fugeninspektor montiert am Greifer

Der Fugeninspektor kann an alle gängigen Fugensysteme angepasst werden kann. Die Messwerte wurden durch Kontrollmessungen bestätigt, d. h. die Messfahrten wurden jeweils einmal wiederholt, um die Genauigkeit durch eine redundante Wiederholung zu belegen.

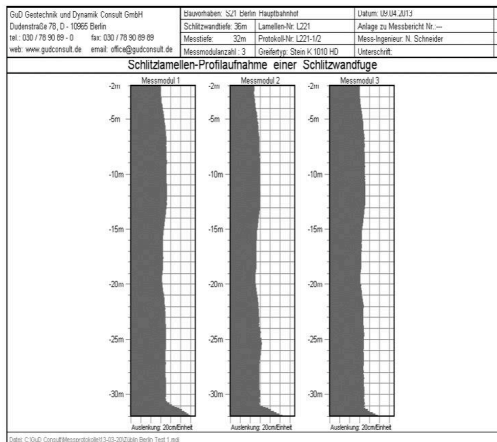


Abbildung 19: Messwerte der regulären Flachfugenelemente

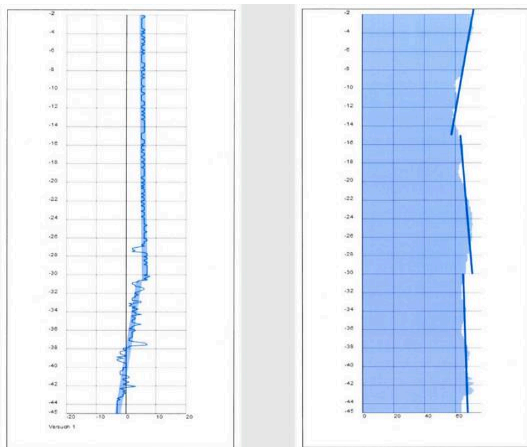


Abbildung 20: Annäherung durch Regressionsgerade und Differenzwertbildung

Diese unmittelbare Verfügbarkeit der gemessenen Daten erlaubt es dem Projekt-Ingenieur die notwendigen Aktionen einzuleiten, falls z. B. aus den aufgenommenen Grafiken erkennbar sein sollte, dass Über- und Umlaufbeton beseitigt werden muss.

9 Wie entsteht Umlaufbeton?

Der Betoniervorgang ist ein komplexer Prozess, denn statt der Bentonitsuspension soll Beton in den Schlitz gefüllt werden und dabei darf die Stützwirkung während des Austauschprozesses nicht verloren gehen.

Die Lösung liegt im Kontraktorverfahren. Der Beton wird mittels eines Schüttrohres durch die Betonitsuspension eingebracht und entmischt sich dabei nicht.

Der Einfüllvorgang in das Schüttrohr funktioniert dabei so, dass durch eine spezielle Rezeptur der Beton so eingestellt wird, dass er durch das Schüttrohr fließen kann.

Dieser Fließvorgang ist gewünscht und wird auch bei Bohrpfählen verwendet, die suspensionsgestützt hergestellt werden.

Ein kollateraler Vorgang ist, dass dieser flüssige Beton im Schlitz auch überall dorthin fließt, wo er Wegigkeiten findet.

Er fließt gegen das Fugenelement und auch um das Fugenelement, dort wo durch den Aushub eine Umlaufmöglichkeit vorgegeben wurde. Ist also der Greifer in der Tiefe nicht vertikal, sondern mit einem seitlichen Versatz in der Tiefe angekommen, dann wird ein Überprofil erzeugt, in das der Beton eindringen kann.

Der Beton schiebt sich also um das Fugenelement und - das ist wesentlich - der Beton erzeugt einen Horizontaldruck, der gewaltig ist. Mit der damit einhergehenden Verdrehung öffnet der Beton förmlich die Wegigkeit um das Fugenelement und ermöglicht die Positionierung und Aushärtung des Betons hinter dem Fugenelement.

Das ist der Beton, der als Umlaufbeton bezeichnet wird.

Dieser Beton hinter dem Fugenelement bereitet Schwierigkeiten bei der Herstellung der Sekundärlamelle, weil der Anschluss an die ausgehärtete Lamelle mit unkontrollierten Betonvorwüchsen belegt ist.



Abbildung 21: Umlaufbeton hinter der Fugenkonstruktion

10 Grundsätzliche Einteilung von Fugenkonstruktionen

Schlitzwandfugenkonstruktionen lassen sich in verlorene und wiedergewinnbare Baukonstruktionen unterteilen. Dabei muss bei den wiedergewinnbaren Fugen zwischen einem horizontalen und vertikalen Rückbau unterschieden werden. Der horizontale Rückbau erfolgt in der Regel durch das Andocken des Greifers an Führungsschienen der Fugenkonstruktion. Der vertikale Rückbau wird in der Regel durch eine hydraulische Hubverrichtung durchgeführt werden.

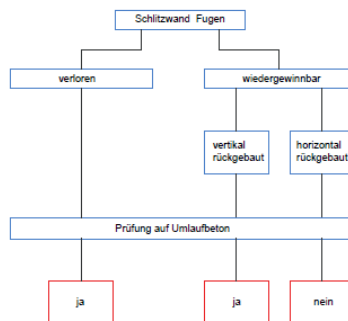


Abbildung 22: Einteilung der Fugenkonstruktion

Werden die Fugenkonstruktionen vertikal gezogen, dann besteht ein Restrisiko, dass Umlaufbeton verblieben ist und es wird eine Kontrollmessung durch eine der vorgestellten Messsysteme (Kodenmessung, Cross hole sonic logging, Fugeninspektor) empfohlen.

Werden die Fugenkonstruktionen horizontal durch eine Zwangsführung des Greifers in der Fugenkonstruktion rückgebaut, dann werden mit dieser Form des Rückbaus die Voraussetzungen für einen definierten Lamellenübergang ermöglicht.

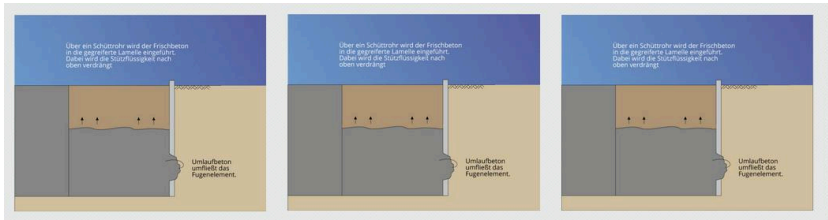


Abbildung 23: Einbau der Fugenkonstruktion

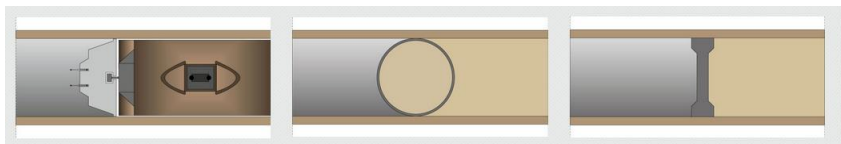


Abbildung 24: Typ der Fugenkonstruktion

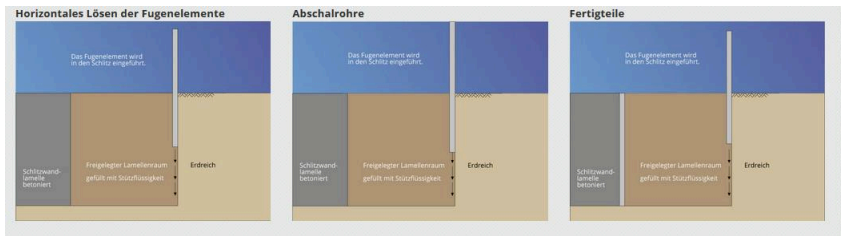


Abbildung 25: Ausbildung von Umlaufbeton

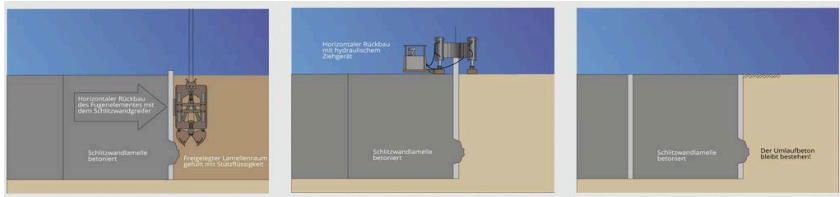


Abbildung 26: Rückbausituation

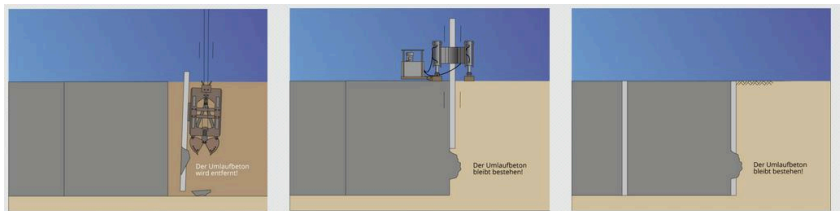


Abbildung 27: Horizontaler oder vertikaler Rückbau der Fugenkonstruktion



Abbildung 28: Finaler Zustand nach Rückbau der Fugenkonstruktion

11 Nach welchen Kriterien muss die Fugenausbildung unterschieden werden?

Fugenkonstruktionen, die planmäßig horizontal zurückgebaut werden, bieten hohe Gewähr dafür, dass Umlaufbeton durch die Anhaftung an der temporär eingesetzten Stahlkonstruktion mit der Herausnahme der Fugenelemente beseitigt werden und damit ein planmäßiger Anschluss zur Nachbarlamelle ausgeführt werden kann.

Verbleibt dagegen die Fugenkonstruktion im Schlitz, dann ist eine Beeinflussung der Fugenausbildung durch den Umlaufbeton sehr wahrscheinlich und es sind besondere Maßnahmen zu ergreifen, um einen planmäßigen Anschluss an die Nachbarlamelle zu ermöglichen. Dies ist in der Regel die Beseitigung von Umlaufbeton, entweder durch Abfräsen des Umlaufbetons, durch Meißel-Einsatz oder durch eine Zwischenverfüllung des ausgegreiferten Schlitzes mit Kies.

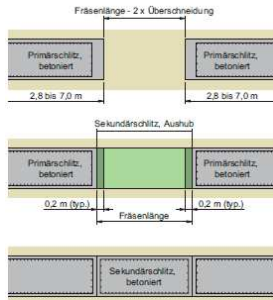


Abbildung 29: Arbeitsfolge



Abbildung 30: Fräsräder



Abbildung 31: Überfräste Fuge

Der Einsatz eines Fugenmeißels ist in der Schlitzwand Stand der Technik. Kritisch ist die Kontrollmöglichkeit zur Überprüfung der Beseitigung des Umlaufbetons. Mit zunehmender Tiefen wird die Kraftwirkung des Meißels unklar und ein planmäßiges Beseitigen des Umlaufbetons sehr schwierig.

Alternativ dazu finden Konstruktionen Anwendung, die eine Zwangsführung für den Meißel vorgeben, allerdings mit dem hohen Risiko, dass der Meißel oder der Greifer in dieser geführten Soll-Lage sich „aufhängt“ und dann nicht mehr geborgen werden können. Die direkten und indirekten Kosten aus einer derartigen Havarie sind sehr hoch.



Abbildung 32: Zwangsführung am Bewehrungskorb



Abbildung 33: Greifer mit Führungsschiene

Anstatt den Umlaufbeton nachträglich zu beseitigen ist es auch möglich die Ausbreitung des Betons so zu beeinflussen, dass er nicht in das maßgebliche Lichtraumprofil der späteren

Ausführung kommt. Dies kann beispielsweise durch eine Teilverfüllung des Schlitzes mit Kies erfolgen. Dabei wird beim Betonieren im Außenbereich der Lamelle gleichzeitig Kies beigefüllt, so dass sich die horizontalen Kräfte bilanzieren. Unterstützt wird diese vertikale Trennung entweder durch ein Stahlblech und ergänzend durch ein Geotextil, das das Eindringen des Betons in den Porenraum der Kiesverfüllung behindert



Abbildung 34: Bewehrungskorb mit Stahlblech



Abbildung 35: Eingebauter Zustand

12 Schlussfolgerungen

Die maßgeblichen Ausführungsfehler bei der Schlitzwandherstellung ereignen sich an den Schlitzwandfugen. Die kraftschlüssige und wasserdruckhaltende Verbindung von zwei

Lamellen, die in unterschiedlichen Arbeitsschritten hergestellt worden sind, erfordert höchste Ingenieurkunst. Die technischen Normen geben keine Ausführungsvorgaben für die Fugenausbildung von Schlitzwänden. Die Vielzahl der möglichen Fugenkonstruktionen erschwert eine Vereinheitlichung

In der Regel wird die Art der Fugenausbildung in den Ausschreibungsunterlagen nicht ausgeschrieben.

Die Verfüllung einer Schlitzwand-Lamelle mit Fließbeton führt zwangsläufig zum Umfließen der Fugenkonstruktion, wenn ausführungsbedingt Wegigkeiten geschaffen worden sind.

Wird die Fugenkonstruktion wieder rückgebaut, dann wird in der Regel auch möglicher Umlaufbeton beseitigt und die Fugenoberfläche entspricht den angenommenen Eigenschaften, sie ist eben, vertikal und umlaufbetonfrei.

Die gilt mit der Ausnahme von vertikal rückbaubaren Fugenelementen, auch bekannt unter dem Begriff der Abschalrohre.

Für die restlichen Fugenelemente, also für jene, die verloren sind, ist von einem qualitätsmindernden Einfluss des Umlaufbetons auf die Fugeneigenschaften auszugehen.

Der ungewollte Beton ist kontrolliert zu beseitigen und der Erfolg des Rückbaus zu überprüfen. Dies ist umso wichtiger, daverlorene Fugenelemente gerade für tiefe Baugruben zur Ausführung kommen.

Rückbaubare Fugenkonstruktionen gelten bis zu einer Tiefe von 35 m – 40 m Schlitztiefe als ausführbar.

Für größerer Tiefen werden die Kräfte für das Lösen der Fugenkonstruktion zu groß.

13 Literaturnachweise:

Schneider, N. (2018): The joint inspector – a new feature of quality check on joints for diaphragm walls, Beitrag zur China-Europe Conference, Wien,

Schneider, N. (2017): Welche Anforderungen sind bei der Planung und Ausführung von Schlitzwandfugen zu berücksichtigen? Beitrag zum „Messen im Bauwesen“ der Bundesanstalt für Materialforschung und-prüfung, Berlin

Ewald, K., Schneider, N. (2015): Vermeidung von Schäden an Schlitzwandfugen durch Einsatz geeigneter Qualitätssicherungssysteme , Beitrag zum Ruhrgeotag, Dortmund,

Schneider, N. (2014): Advanced methods for quality assurance of diaphragm wall joints. Proceedings of the DFI- EFFC International Conference on Piling and Deep Foundations, Stockholm, Sweden.

Autor

Nikolaus Schneider, Dipl.-Ing. Univ.,
Geschäftsführender Gesellschafter

schneider@gudconsult.de

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH
Darwinstraße 13 ,10589 Berlin

www.gudconsult.de
Tel.: 030 7890 89 0

Neue Erkenntnisse zur Frischbetondruckentwicklung in Schlitzwänden

Hanna Nissen¹, Markus Herten¹, Matthias Pulsfort²

¹Bundesanstalt für Wasserbau, Deutschland

²Bergische Universität Wuppertal, Deutschland

1 Zusammenfassung

Schlitzwände kommen aufgrund ihrer hohen Biegesteifigkeiten und Tragfähigkeit insbesondere im beengten innerstädtischen Bereich als Baugrubenverbau zum Einsatz. Während der Herstellung der Schlitzwand und des anschließenden Aushubs der Baugrube können Spannungsänderungen im Boden zu nicht vorhersehbaren Verformungen und Schäden an der Nachbarbebauung führen. Aus diesem Grund hat in der Vergangenheit bereits mehrfach ein umfangreiches Monitoring des Herstellungsablaufes stattgefunden. Dabei lagen aber insbesondere die Spannungsänderungen des Bodens während des Aushubs, vor der erhärteten Schlitzwand im Fokus. Entsprechend wurde die Kontaktspannung im Übergangsbereich zwischen Schlitzwand und Boden untersucht und im Zusammenhang damit Aussagen auch zum Betondruck getroffen. Das aktuelle Interesse liegt hier jedoch bei der Entwicklung des Frischbetondrucks, als Eingangsgröße für FE-Simulationen des gesamten Herstellungsvorgangs. Entsprechend kommt bei aktuellen Messungen eine veränderte Messtechnik zum Einsatz. Diese ist nicht im Übergangsbereich Boden – Beton, sondern am Bewehrungskorb lokalisiert. Die Sensormembran ist dabei horizontal oder vertikal ausgerichtet und komplett von Frischbeton bedeckt. Die bisher damit gewonnen Ergebnisse zeigen deutliche Unterschiede zu den früheren Erkenntnissen.

2 Einleitung

Bei der Schlitzwandherstellung ändert sich der Spannungszustand im umliegenden Boden von der Phase des offenen, suspensionsgestützten Schlitzes über die Betonage bis hin zum vollständigen Aushärten des Betons. Die Untersuchung des Frischbetondrucks kann zu einem besseren Verständnis der auf den Boden wirkenden Spannungsänderungen beitragen. Clear und Harrison (1985) formulierten einen ersten Ansatz für die Entwicklung des Frischbetondrucks auf die Schalungen von Wänden im Hochbau, der im CIRIA

Report 108 veröffentlicht ist. In diesem sind, eine Vielzahl von Aspekten der Betonrezeptur, der Schalungsgeometrie und der Einbringung, als Einflussfaktoren für die Entwicklung des Schalungsdrucks genannt. Diese Erkenntnis stützt sich auf mehrere Frischbetondruckmessungen in Schalungselementen. Unter Berücksichtigung dieser Einflussfaktoren lässt sich der maximale Frischbetondruck berechnen. Bis zu diesem Maximalwert steigt der Druck demnach hydrostatisch über die Tiefe an, darunter bleibt der so ermittelte maximale Druck etwa konstant. Der Knickpunkt in dieser bilinearen Verteilung wird als kritische Tiefe h_{krit} definiert.

Bedingt durch anstehendes Grundwasser und die Notwendigkeit einer Stützung des Bodens während der Herstellung kommt im Spezialtiefbau im Gegensatz zum Hochbau das Kontraktorverfahren zum Einsatz. Clear und Harrison (1985) sahen bei Unterwasserbetonage eine entsprechend Abminderung des Auftriebs bei der Betonwichte vor. Dies führt zu einer deutlichen Verringerung des maximalen Schalungsdrucks, was wiederum zu einer Verringerung der kritischen Tiefe führt.

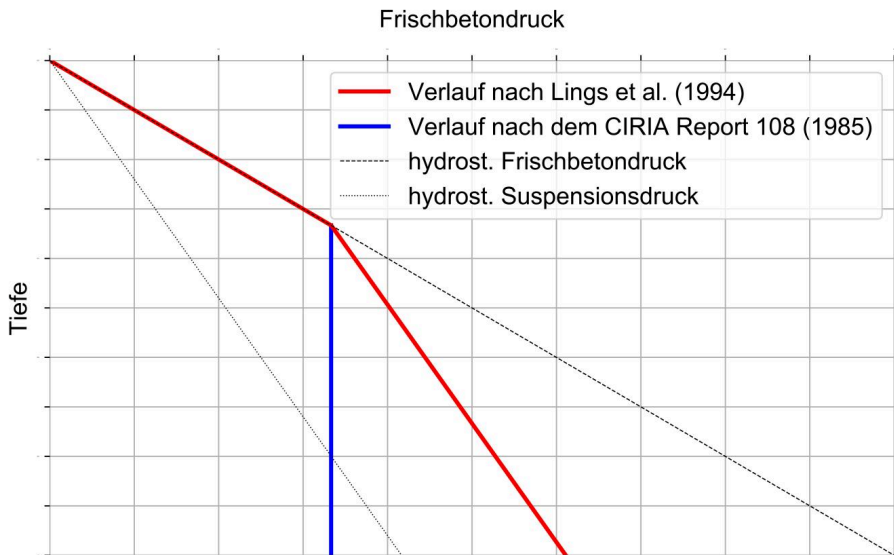


Abbildung 1: Vergleich der Theorien nach Lings et al. (1994) und dem CIRIA Report 108 (1985) für $h_{krit} = 1/3 H$

Lings et al. (1994) bestätigen mit ihren Untersuchungen einen solchen bilinearen Verlauf und den Einfluss einer kritischen Tiefe auch für Schlitzwände. Im Gegensatz zum CIRIA Report 108 (1985) steigt der Druck ab der kritischen Tiefe demnach jedoch weiter an und verläuft parallel zum hydrostatischen Suspensionsdruck, vgl. Abbildung 1. Die kritische Tiefe wurde von Lings et al. (1994) ebenfalls anders definiert, für die zwischen 15 und 30 m tiefen Schlitzwände liegt h_{krit} bei $< 1/3$ der Gesamttiefe (h). Entsprechend wurde $1/3 h$ als gute Näherung für zukünftige Untersuchungen angegeben. In Abbildung 1 ist zur besseren Vergleichbarkeit der beiden Ansätze, der Verlauf nach dem CIRIA Report 108 (1985) ebenfalls für eine kritische Tiefe von $1/3 h$ dargestellt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich h_{krit} nach dem Ansatz des CIRIA Reports 108 aus dem berechneten Maximaldruck ergibt.

Jüngst wurden auf der Schleusenbaustelle in Gleesen am Dortmund-Ems-Kanal in-situ-Messungen zur Frischbetondruckentwicklung in zwei Schlitzwandlamellen durchgeführt. Hier sind piezoresistive Druckaufnehmer mit einer frontbündigen Membran und einem Außengewinde zum Einsatz gekommen. Zum Schutz der empfindlichen Membran erhielten die Sensoren einen Aufsatz aus Edelstahl, der mit einer Zweikomponenten Silikonmasse vergossen ist (vgl. Abbildung 2). Die Kalibrierung der modifizierten Sensoren erfolgte vorab im Labor. Zur Differenzierung möglicher Ungenauigkeiten wurden dabei verschiedene Prüfmedien (Wasser, Luft, Beton) und die Einzelkomponenten der Messketten überprüft.



Abbildung 2: Darstellung des verwendeten Sensors mit Edelstahl Aufsatz

3 Vorversuche im Labor

Unter Laborbedingungen kamen zwei unterschiedliche Messketten zum Einsatz. Der Vergleich verschiedener Ketten gibt Aufschluss darüber, inwieweit die Messketten einen Einfluss auf eine etwaige Fehlerfortpflanzung bei der Aufzeichnung der Messdaten haben. Bei den Laborversuchen kam neben einer Messkette mit einer hohen Auflösung (24 Bit) und hohen Abtastrate (100 Hz), eine kompakte Variante mit einer maximalen Abtastrate von 1 Hz und einer Auflösung von 16 Bit zum Einsatz. Dabei zeigte sich, dass die Messwerte der beiden Datenerfassungsmodulen keine Unterschiede aufweisen. Somit war für die weiteren Untersuchungen der Einsatz beider Messketten möglich.

Vor dem in-situ Einsatz der modifizierten Sensoren war auszuschließen, dass die Silikonmasse eine Trägheit der Sensormembran zur Folge hat. Eine Membranträgheit kann zu einer Verzögerung der Messwerte bei Druckanstieg und -abfall, sowie zu geringeren Druckmaxima führen. Um Ungenauigkeiten der Messwerte infolge von Trägheit ausschließen zu können, wurden zwei mit Silikonmasse modifizierte Sensoren und ein unveränderter Sensor in eine als Druckbehälter genutzte Triaxialzelle eingebaut und verglichen. So konnte der Einfluss der Silikonmasse auf Messdaten von stationären Drücken und Druckschwankungen quantifiziert werden.

In Abbildung 3 ist erkennbar, dass die drei Sensoren bei einer zyklischen Druckbelastung die Schwankungen zeitgleich wiedergeben. Die aufgezeichneten Messwerte verlaufen dabei parallel, wobei die Messwerte der modifizierten Sensoren tendenziell leicht über dem unveränderten Sensor liegen. Diese Abweichungen befinden sich jedoch im Promillebereich. Eine Trägheit der Membran würde dazu führen, dass die Druckänderungen verzögert gemessen werden, auch die gemessenen Drücke und die Intensität der Druckschwankungen wäre entsprechend geringer. Da dies hier eindeutig nicht der Fall ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Abweichungen nicht durch das verwendete Silikon, sondern durch die Genauigkeitsklasse der Sensoren bedingt sind. Die erkennbaren lokalen Abweichungen von einer Sinuskurve resultieren aus den Grenzen der Anlagensteuerung und nicht aus der Messtechnik.

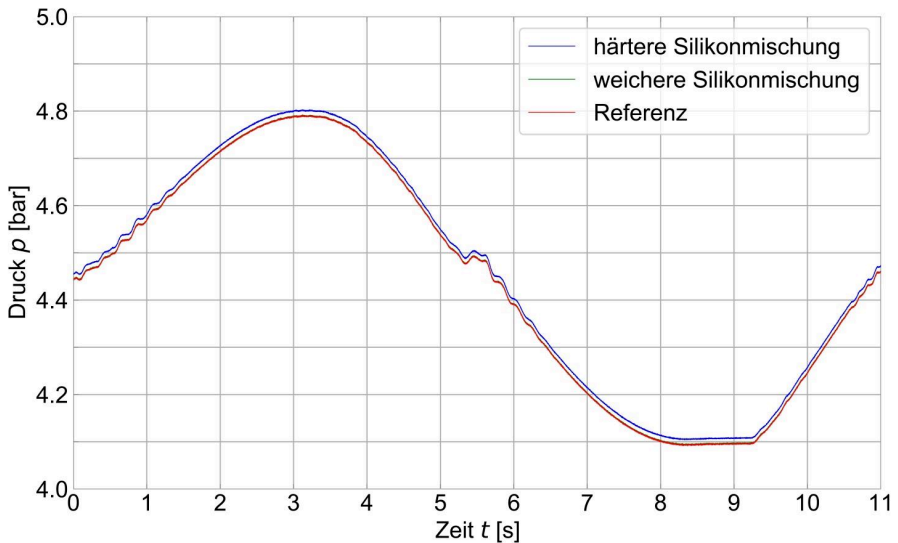


Abbildung 3: Vergleichsmessung der Sensoren in einer Triaxialzelle

Neben der zyklischen Belastung ist auch eine Betrachtung eines schnellen Druckanstieges und eines konstanten Drucks erfolgt. Wie bereits bei der zyklischen Belastung steigen die Sensoren bei einem schnellen Druckanstieg vom Druckminimum (Luftdruck) bis zu einem maximalen Absolutdruck von bis zu 7 bar parallel an und fallen auch wieder parallel ab. Beim Vergleich der Luftdruckmessung (Abbildung 4) mit einem Druckmaximum von ca. 6.4 bar (Abbildung 5) zeigt sich, dass die Messwerte des Sensors mit dem weicheren Silikon sich dem Sensor ohne mit zunehmendem Druck weiter annähern. In der rechten Grafik liegen die Messwerte des Referenzsensors, direkt auf denen des Sensors mit einer weicheren Silikonmischung. Der Sensor mit der härteren Silikonmischung setzt sich jedoch tendenziell nach oben ab. Die Abweichung bei der Luftdruckmessung beträgt 0.006 bar, bei der Messung mit 6.4 bar etwa 0.011 bar. Dieser Unterschied in den Messwerten muss aber nicht allein am Silikon liegen. Wahrscheinlicher ist, dass dies durch den Linearitätsfehler der Sensoren hervorgerufen wird. Beim Vergleich der gelieferten Sensoren zueinander weisen diese ebenfalls eine geringe relative Varianz auf, die aber wie bei den modifizierten Sensoren im Toleranzbereich der Angaben aus dem zugehörigen Datenblatt liegt.

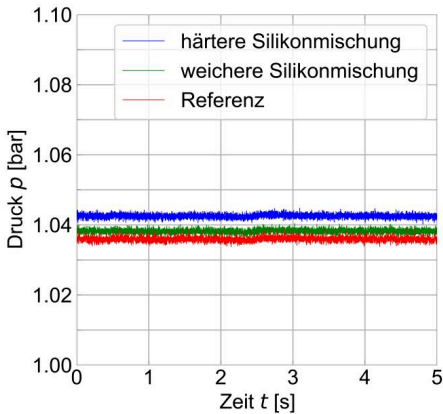


Abbildung 4: Nullmessung Luftdruck

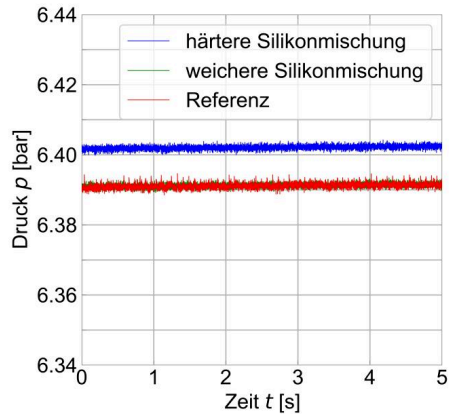


Abbildung 5: Maximale Druckaufbringung

Die vorangegangenen Untersuchungen mit Luftdruck- und Wassermessungen zeigten, dass der Silikonvorsatz nicht zu einer systematischen Verfälschung der Messwerte führt und die gewählte Konstruktion geeignet ist. In-situ sind die Sensoren größeren Belastungen infolge der Gesteinskörnung im Beton ausgesetzt. Belastungsversuche der verwendeten Silikonmasse mit einer Gesteinskörnung im einaxialen Druckversuch haben gezeigt, dass das Silikon diesen Kräften standhalten kann. Daher ist davon auszugehen, dass das Silikon die Sensormembran ausreichend vor den Punktbelastungen während der Betonage schützt.

Zu untersuchen blieb, ob sich auch der Frischbetondruck zutreffend messen lässt, was mithilfe der österreichischen Filterpresse evaluiert wurde. Ein Vergleich der modifizierten Sensoren mit dem Referenzsensor ist nicht möglich, da die ungeschützte Membran den Belastungen nicht standhalten würde. Stattdessen erfolgte ein Vergleich des aufgetragenen Luftdrucks mit dem im Beton gemessenen Druck. Die Druckregelung erfolgte dabei händisch bis etwa 4.5 bar (absolut). In Abbildung 6 sind die Messwerte des modifizierten Sensors dargestellt. Der Druck steigt zeitgleich mit der Druckaufbringung an. Die anschließenden Schwankungen um den Sollwert von 4.5 bar entsprechen den Schwankungen aus der Luftdruckregelung.

Die Voruntersuchungen zeigten, dass die beschriebene Messtechnik hinreichend genaue Ergebnisse liefert und die aufgetragene Zweikomponenten Silikonmasse nicht zu einer

Verfälschung der Ergebnisse führt. Entsprechend kann erwartet werden, dass die Sensoren Druckänderungen zutreffend wiedergeben, solange sich der Frischbeton wie eine Flüssigkeit verhält. Es ist davon auszugehen dass die so gemessenen Drücke mit fortschreitendem Ansteifen des Betons, aufgrund der Abgabe von Anmachwasser und der dadurch möglichen Gewölbebildung der Gesteinskörnung erheblich abfallen. Die Drücke nähern sich dabei dem hydrostatischen Druck des Grundwassers an.

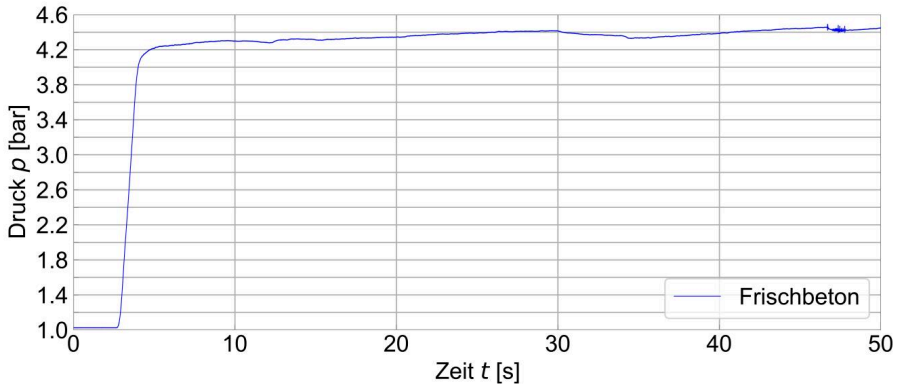


Abbildung 6: Untersuchung der Druckübertragung des Frischbetondrucks

4 In-situ-Messungen

4.1 Literaturdaten

Lings et al. (1994) haben aus den ihnen verfügbaren Messdaten den oben beschriebenen Ansatz für den zu erwartenden maximalen Frischbetondruck entwickelt. Dieser Ansatz stützt sich neben einer eigenen Messung in Cambridge England auf Messwerte von Uriel und Oteo (1977) sowie von DiBiagio und Roti (1972). Im selben Jahr haben Rodatz et al. (1994) Messdaten aus Hamburg und etwas später Delattre und Duca (2002) aus Rouen Frankreich veröffentlicht. Diese Daten bestätigen ebenfalls den bilinearen Ansatz nach Lings et al. (1994).

In Abbildung 7 ist beispielhaft der Verlauf der maximalen Messwerte über die Tiefe von Lings et al. (1994) abgebildet. Die Höhenlage der einzelnen Sensoren Δh ist im Bezug zur Gesamthöhe h der Lamellen und die gemessenen Drücke p sind im Verhältnis zum maximal theoretisch möglichen hydrostatischen Frischbetondruck am Schlitzwandfuß

($h \cdot \gamma_c$) dargestellt. Diese Normierung erfolgt bei allen folgenden Darstellungen, zur besseren Vergleichbarkeit der Druckwerte. Zusätzlich sind der hydrostatische Frischbeton- und Suspensionsdruck, sowie die zu erwartenden Drücke nach dem Ansatz von Lings et al. (1994) abgebildet. Dieser idealisierte Verlauf kann für die genannten Literaturdaten als Einhüllende der Maximaldrücke angesehen werden. Nur nach der Messung von DiBiagio und Roti (1972) liegen einzelne Messwerte knapp über diesem Ansatz.

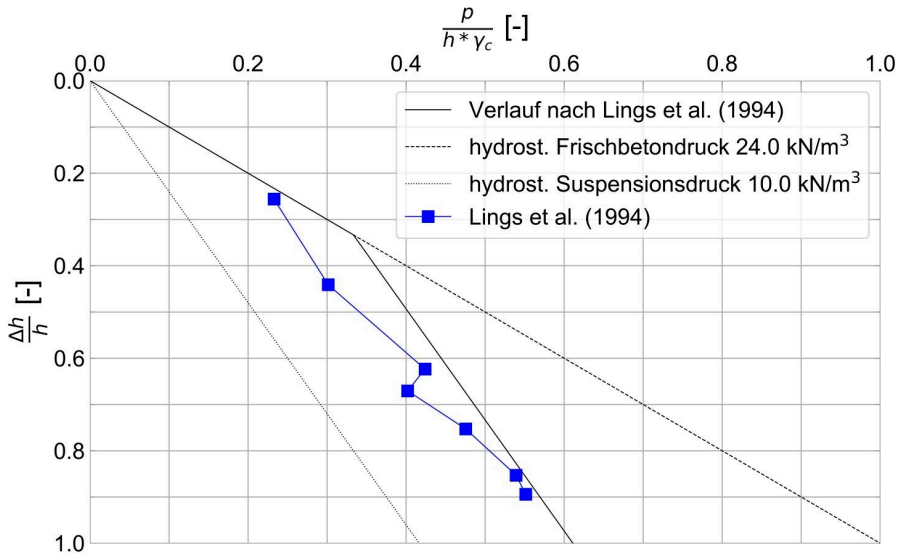


Abbildung 7: Normierte Darstellung der Maximaldrücke von Lings et al. (1994).

Bei den genannten Messungen war vor allem das Ziel, die Spannungsänderungen zwischen Schlitzwand und Boden während des Baugrubenaushubs zu untersuchen. Die Frischbetondruckentwicklung selbst lag nicht direkt im Fokus. Entsprechend erfolgte die Anordnung von Erddruckgebern im Übergangsbereich zwischen Beton und Boden. Die Platzierung der Erddruckplatten erfolgte mithilfe von hydraulischen oder mechanischen Systemen ausgehend vom Bewehrungskorb. In Abbildung 8 sind die beiden Verfahren dargestellt, auf der linken Seite die mechanische Ausführung von Rodatz et al. (1994) und auf der rechten Seite die hydraulische Ausführung von DiBiagio und Roti (1972) und Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die verwendete Messtechnik.

Die anschließend gemessenen Drücke liegen im Einflussbereich von festem Boden und flüssigem Frischbeton. Entsprechend ist anzunehmen, dass Sensoren, die sich komplett im flüssigen Beton befinden, andere Werte liefern.

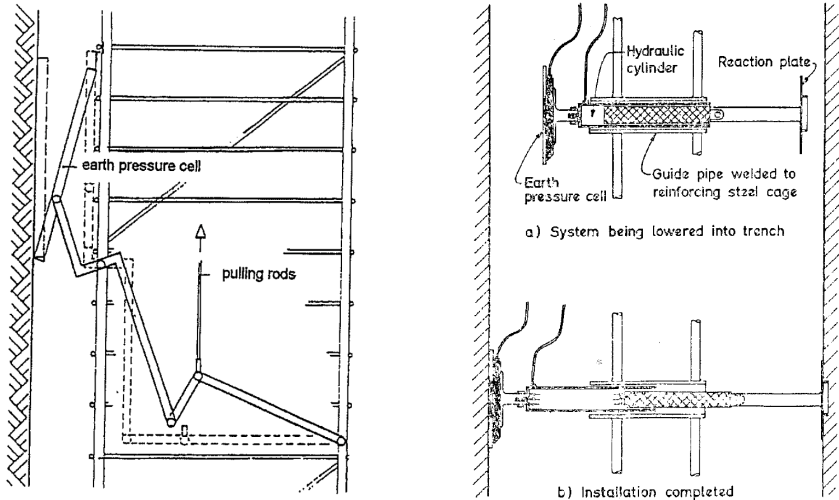


Abbildung 8: Darstellung der Verspannung der Erddruckgeber gegen den Boden: links von Rodatz et al. (1994), rechts von DiBiagio und Roti (1972)

De Wit und Lengkeek (2002) haben als erstes Messungen mit Sensoren durchgeführt, die direkt am Bewehrungskorb befestigt waren. Die verwendeten Piezometer messen dabei im Frischbeton liegend die Druckentwicklung während der Betonage. Die so gewonnenen Daten liefern zuverlässige Druckwerte solange der Frischbeton fluidartige Eigenschaften aufweist. Loreck (2008) hat von de Wit die Originaldaten zur Verfügung gestellt bekommen und neu aufbereitet. In Abbildung 9 sind die daraus resultierenden normierten maximalen Messwerte des Frischbetondrucks über die Tiefe für die zwei untersuchten, unterschiedlich langen Schlitzwandlamellen dargestellt. Die Messpunkte in der kürzeren Lamelle L4 liegen verteilt über die Gesamttiefe von 30 m. Die Maximalwerte der Messung liegen deutlich näher am hydrostatischen Frischbetondruck als nach dem Ansatz von Lings et al. (1994). Bei der zweiten, 55 m tiefen Lamelle L3 liegen die Messpunkte im Bereich der kritischen Tiefe nach Lings et al. (1994). Aus Mangel von Messwerten in tieferen Lagen kann allerdings nicht bewertet werden, inwieweit der Ansatz auf diese Messung zutrifft.

Tabelle 1: Übersicht über die verwendete Messtechnik in den betrachteten Messdaten

Name	Ort	Aufnehmer	Lage
DiBiagio und Roti (1972)	Oslo (Norwegen)	Erddruckgeber (vgl. Abbildung 8)	Kontaktzone Beton – Boden Platzierung mit Hydraulikzylinder
Uriel und Oteo (1977)	Sevilla (Spanien)	Erddruckgeber	Kontaktzone Beton – Boden Platzierung mit Hydraulikzylinder
Lings et al. (1994)	Cambridge (England)	Erddruckgeber	Kontaktzone Beton – Boden Platzierung mit Hydraulikzylinder
Rodatz et al. (1994)	Hamburg	Erddruckplatte (vgl. Abbildung 8)	Kontaktzone Beton – Boden Platzierung durch mechanischen Hebel
Delattre und Duca (2002)	Rouen (Frankreich)	Erddruckgeber	Kontaktzone Beton – Boden Platzierung mit Hydraulikzylinder
Lächler und Neher (2008)	Rotterdam (Niederlande)	Erddruckplatte	Im Beton am Inklinometerrohr
Loreck (2008)	Amsterdam (Niederlande)	Piezometer	Im Beton am Bewehrungskorb
Gruber (2008)	Budapest (Ungarn) Brixlegg (Österreich)	Erddruckplatte	Im Beton am Bewehrungskorb
Messungen Gleesen	Gleesen	Piezodruckaufnehmer (vgl. Abbildung 12)	Im Beton am Bewehrungskorb

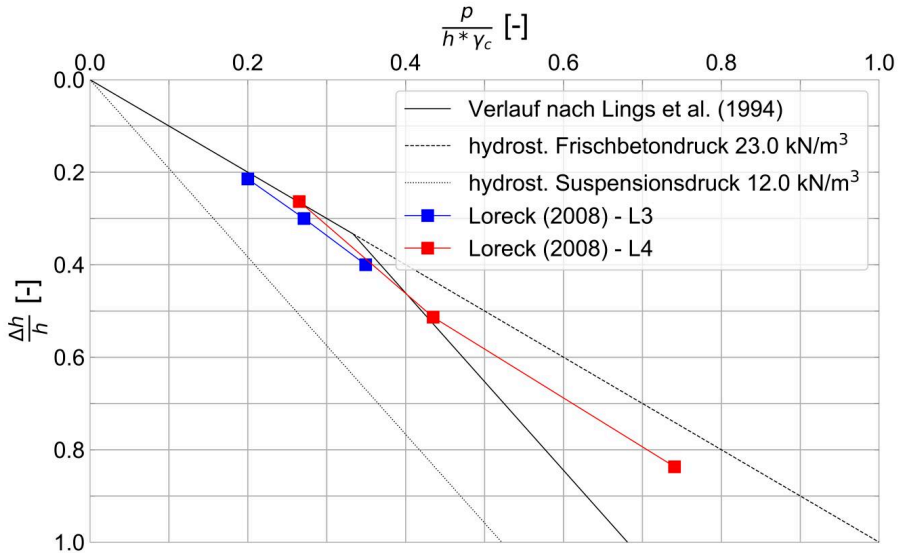


Abbildung 9: Normierte Darstellung der Maximaldrücke aus den von Loreck (2008) neu aufbereiteten Messdaten von de Wit

Gruber (2008) sowie Lächler und Neher (2008) haben ebenfalls Messdaten veröffentlicht. Die Sensorik wurde dabei wie bei den Messungen von de Wit und Lengkeek (2002) direkt am Bewehrungskorb angeordnet. Die von Lächler und Neher (2008) veröffentlichten Messungen von einer Schlitzwandherstellung in Rotterdam sind in Abbildung 10 für die beiden untersuchten Lamellen mit einer Länge von 41 m dargestellt. Im Gegensatz zu den Messungen von Loreck (2008) und Gruber (2008) sind die Sensoren nicht am Bewehrungskorb sondern am Inklinometerrohr in Schlitzmitte angeordnet, vgl. Tabelle 1. Die Messpunkte liegen dabei deutlich unterhalb des idealisierten Verlaufs nach Lings et al. (1994). Die gemessenen Maximalwerte in Lamelle L36 sind oberhalb der kritischen Tiefe deutlich kleiner als der hydrostatische Druck, nehmen aber unterhalb parallel zum hydrostatischen Suspensionsdruck zu. Die Maximalwerte der Lamelle L34 liegen überwiegend leicht über denen der Lamelle L36. Nachdem die Sensoren in den unteren fünf Lagen ihre Maximalwerte erreicht hatten, kam es zu einer Betonageunterbrechung von ca. 1 Stunde. Zu diesem Zeitpunkt war die Betonage schon weiter fortgeschritten und

der Druck in den unteren Sensoren war bereits am Abfallen. Nach der Betonageunterbrechung kam es zudem zu einem Ausfall der Messtechnik. Der weitere Betonagefortschritt wird dadurch mit den dargestellten Maximalwerten in den oberen drei Sensorlagen nicht richtig abgebildet. Bedingt durch den Sensorausfall und die Betonageunterbrechung kann davon ausgegangen werden, dass die maximalen Werte in den oberen drei Sensorlagen näher am hydrostatischen Frischbetondruck liegen würden.

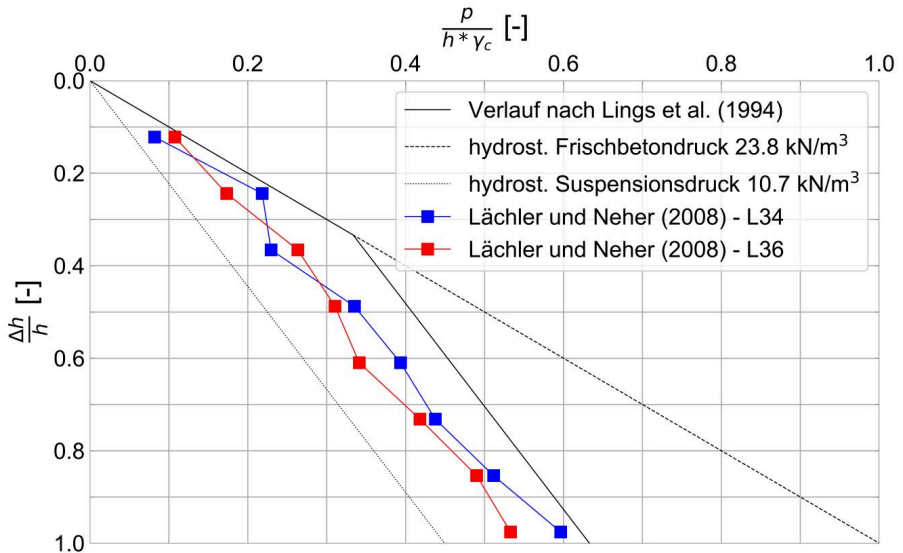


Abbildung 10: Normierte Darstellung der Maximaldrücke von Lächler und Neher (2008)

Der Verlauf der Maximalwerte aus den Messungen von Gruber (2008) entspricht nicht dem bilinearen Ansatz von Lings et al. (1994). Bei der Betrachtung der Maximalwerte der Messung in Budapest müsste bei der Schlitzwandlamelle ($h = 28.80 \text{ m}$) die kritische Tiefe kleiner als $1/3 h$ sein (vgl. Abbildung 11). Der weitere Anstieg mit der Tiefe liegt jedoch über dem Ansatz von Lings et al. (1994) und verläuft nicht parallel zum hydrostatischen Suspensionsdruck, sondern ist im unteren Bereich annähernd parallel zum hydrostatischen Frischbetondruck.

Der Verlauf der Maximalwerte in der längeren Schlitzwandlamelle von 31.20 m Tiefe, in Brixlegg ähnelt den Ergebnissen aus Budapest. Bei dem in Abbildung 11 dargestellten Verlauf ist zu berücksichtigen, dass es auch hier zum Ende der Betonage zu einem Ausfall

der Messtechnik kam. Der Wert der oberen beiden Sensoren entsprach zu diesem Zeitpunkt dem hydrostatischen Frischbetondruck. Entsprechend ist davon auszugehen, dass sich die Maximalwerte der oberen beiden Sensorlagen mit steigendem Betonspiegel dem hydrostatischen Frischbetondruck bezogen auf die maximale Betonhöhe weiter angenähert haben. Zudem kam es - wie bei der Messung der Lamelle L34 von Lächler und Neher (2008) - kurz vorher zu einer Betonageunterbrechung von ca. 1 Stunde. Dadurch muss der Druck in den tieferen Lagen, bedingt durch den Abbindeprozess und einem Ansteifen des Betons abgefallen sein. Der anschließende Anstieg des Druckes beim weiteren Betonieren war deutlich geringer, ohne Unterbrechung wären die Messwerte auch in den tieferen Lagen die Messwerte voraussichtlich höher gewesen.

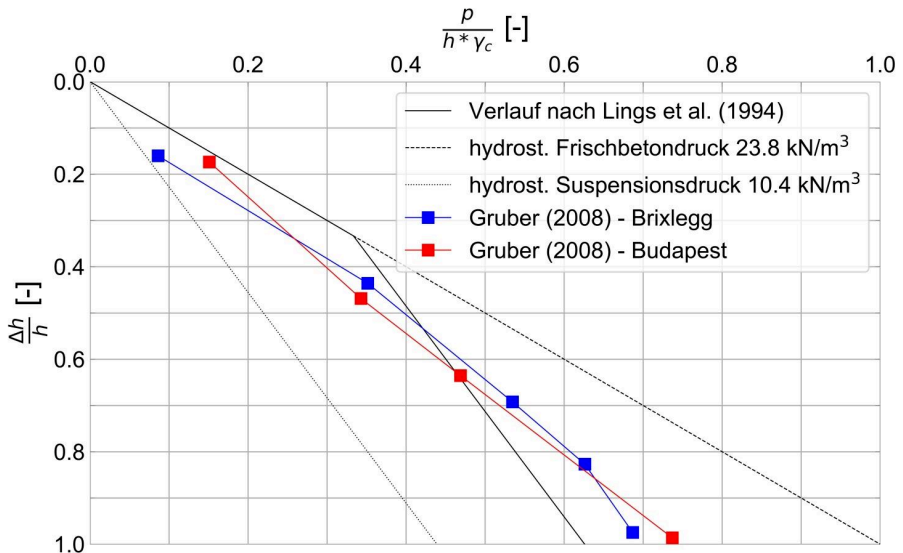


Abbildung 11: Normierte Darstellung der Maximaldrücke von Gruber (2008)

4.2 Eigene in-situ-Messungen an der Schleuse Gleesen

Für die Messungen in Gleesen kam die oben beschriebene Sensorik der kompakteren Messkette mit einer Abtastrate von 1 Hz zum Einsatz. Diese gewährleistet eine große Flexibilität und einen geringeren Platzbedarf für die Messtechnik. Die Sensoren wurden in

den beiden untersuchten Lamellen in einem Abstand von 0.5 m; 1 m; 5 m, 9 m und 13 m von der Unterkante des auszuhebenden Schlitzes angeordnet. Dadurch lassen sich die Ergebnisse der Messungen in Bezug auf die Höhenlage gut vergleichen.

Am untersuchten Standort der Schleuse Gleesen am Dortmund-Ems-Kanal steht überwiegend sandiger Untergrund an. Die einzelnen Schlitzwandlamellen haben eine Tiefe von 21.50 m, bei einem Regelquerschnitt von 6.50 x 1.00 m. Die Befestigung der Sensoren erfolgte vorab am Bewehrungskorb, sodass die Membran der Sensoren wie bei den Messungen von Loreck (2008), Gruber (2008) und Lächler und Neher (2008) komplett von Beton bedeckt ist und dessen Druckänderungen wiedergeben kann.



Abbildung 12: Ausrichtung und Befestigung der Sensoren am Bewehrungskorb

Die Ergebnisse der Messung des Frischbetondrucks in der Schlitzwand haben gezeigt, dass der Druck ausgehend vom Suspensionsdruck zu Beginn der Herstellung mit der fortschreitenden Betonage kontinuierlich ansteigt (Nissen et al. 2020). Gegen Ende der Betonage erreichen die Drücke in allen Tiefenlagen ihr Maximum. Die gemessenen Maximaldrücke sind in Abbildung 13 dargestellt. Die Messwerte liegen deutlich über dem idealisierten Verlauf von Lings et al. (1994). Dies bestätigt die Beobachtung aus den

Verläufen der Maximalwerte nach Loreck (2008) und Gruber (2008), dass sich der Ansatz von Lings nicht für eine Abschätzung der Maximaldrücke in Schlitzwänden eignet.

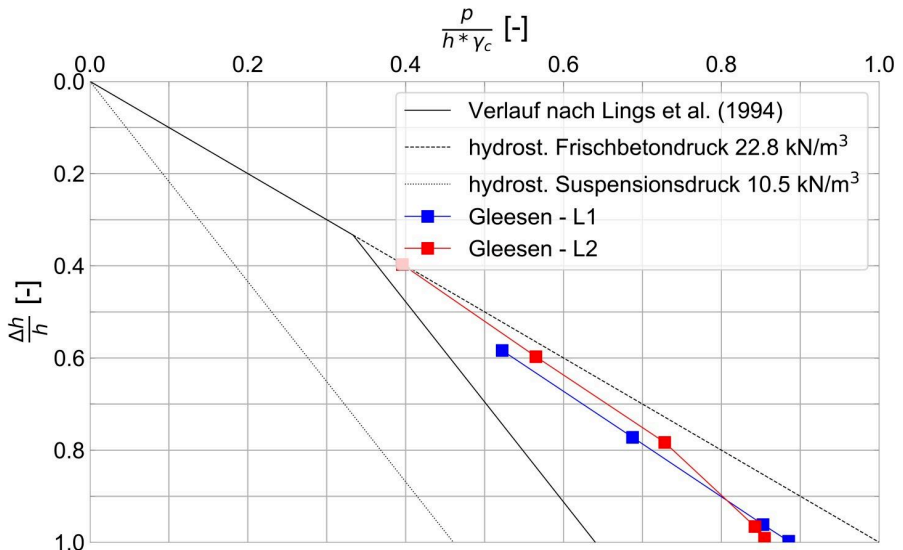


Abbildung 13: Normierte Darstellung der Maximaldrücke aus Gleesen

5 Fazit und Ausblick

Der Vergleich der Maximaldrücke hat gezeigt, dass die Anordnung der Sensoren innerhalb des Frischbetons deutlich andere Ergebnisse liefert als bei der Anordnung zwischen Beton und Boden. Durch das Anpressen an den anstehenden Boden messen die Sensoren dort nicht den reinen Frischbetondruck, sondern auch anteilig die Reaktionsspannungen aus dem Boden. Eine eindeutige Zuordnung lässt sich auf Basis solcher Daten damit nicht treffen.

Bei den Messungen im Frischbeton weichen die Maximalwerte nach der Messung von Lächler und Neher (2008) stark von den anderen Ergebnissen ab. Durch Sensorik, Betonsteiggeschwindigkeit oder andere in der Veröffentlichung genannte Faktoren allein, lässt sich dies nicht erklären. Gruber (2008) hat ebenfalls mit Erddruckplatten im Frischbeton gemessen. Im Vergleich mit diesen Daten hat eventuell die nahe Befestigung am Inclinometerrohr einen Einfluss, da zwischen zwei festen Elementen das Risiko einer

Gewölbebildung steigt. Auch im Vergleich mit den Ergebnissen von Messungen zwischen Frischbeton und Boden sind die von Lächler und Neher (2008) in Schlitzmitte durchgeführten Messungen im unteren Bereich der Maximalwerte.

Die Messungen aus Gleesen sowie von Loreck (2008) und Gruber (2008) weisen ähnliche Verläufe der Maximalwerte auf, die sich jedoch nicht durch die Idealisierung nach Lings et al. (1994) abbilden lassen. Dies beruht darauf, dass der Ansatz von Lings et al. (1994) auf den Ergebnissen von Messungen im Bereich zwischen Boden und Beton basiert. Entsprechend ist dieser nicht geeignet, um den zu erwartenden Verlauf des maximalen Frischbetondrucks bei abweichenden Randbedingungen realitätsnah abzubilden. Die betrachteten Maximalwerte im Fußbereich liegen zwischen 70 und 90 % des hydrostatischen Frischbetondrucks am Ende der Betonage, mit zunehmender Höhe im Schlitz werden die hydrostatischen Frischbetondrücke erreicht. Entsprechend der Annahme, dass die Betonageunterbrechung bei der Messung von Gruber (2008) in Budapest zu verringerten Werten geführt hat, ergäben sich sogar Werte von 75 bis 90 %. Für zukünftige Betrachtungen ist es sinnvoll, auf der sicheren Seite, den hydrostatischen Frischbetondruck anzusetzen. Der Anstieg des Frischbetondrucks erfolgt mit fortschreitender Betonage annähernd kontinuierlich, vgl. Nissen et al. (2020).

Welche Faktoren zu der prozentualen Abweichung, der Maximalwerte über die Tiefe vom hydrostatischen Verlauf des Frischbetondrucks, bei den Messungen in Gleesen, von Loreck (2008) und Gruber (2008) führen, gilt es noch zu klären. Ein Faktor, der einen sichtbaren Einfluss auf die Ergebnisse hat, ist eine Betonageunterbrechung während der Herstellung, die ein gewisses Ansteifen des eingebrachten Frischbetons zur Folge hat. In der Folge fallen die Drücke in den bereits fertig betonierten Sensorlagen ab und erreichen dadurch geringere Maximalwerte.

6 Literaturverzeichnis

Clear, C. A.; Harrison, T. A. (1985): Concrete pressure on formwork. Hg. v. CIRIA - Construction Industry Research and Information Association. London (Report, 108).

de Wit, J. C.; Lengkeek, H. J. (2002): Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench installation in Amsterdam - the final results. In: R. Kastner, F. Emeriault, D. Dias und A. Guilloux (Hg.): Proceedings of the Third International Symposium on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Toulouse, 23. bis 25. Dezember 2002. Lyon: Spécifique, S. 433–440.

Delattre, L.; Duca, V. (2002): Measured pressure exerted by fine soil on a diaphragm wall under construction. In: R. Kastner, F. Emeriault, D. Dias und A. Guilloux (Hg.): Proceedings of the Third International Symposium on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Toulouse, 23. bis 25. Dezember 2002. Lyon: Spécifique, S. 547–552.

DiBiagio, E.; Roti, J. A. (1972): Earth Pressure Measurements on a Braced Slurry Trench Wall in Soft Clay. In: Norwegian Geotechnical Institute (Hg.): Contributions to the Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid. Sarpsborg, NOR: Frank Vardings Trykkeri (Publication Nr. 91), S. 51–59.

Gruber, G. (2008): Druckverhältnisse bei Betonierarbeiten mit weichen Betonen im Spezialtiefbau. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, Wien. Institut für interdisziplinäres Bauprozessmanagement.

Lächler, A.; Neher, H. P. (2008): Verbundprojekt: Bauwerksschonende Geotechnik - Teilvorhaben B. Optimierung der Herstellung von Verbauwänden im Hinblick auf Verformungen benachbarter Bauwerke. Stuttgart.

Lings, M. L.; Ng, C. W.; Nash, D. F. (1994): The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering 107 (3), S. 163–172.

Loreck, C. (2008): Die Entwicklung des Frischbetondrucks bei der Herstellung von Schlitzwänden. Bochum: Ruhr Universität Bochum.

Nissen, H.; Herten, M.; Pulsfort, M. (2020): Herstellungseinflüsse auf die Druckentwicklung im Frischbeton bei Bohrpfehlen in nichtbindigen Böden. In: Christian Moormann und

Carola Vogt-Beyer (Hg.): 12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Fachtagung über aktuelle Herausforderungen der Geotechnik. Tagungshandbuch 2020. Esslingen, 21. und 22.01.2020. Tübingen: expert Verlag GmbH, S. 357–364.

Rodatz, W.; Hartung, M.; Maybaum, G. (1994): Back analysis of geotechnical measurements at the Port of Hamburg based on FEM . In: Hema J. Siriwardane (Hg.): Computer methods and advances in geomechanics. Proceedings of the Eighth International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Morgantown, USA, 22. bis 28.Mai 1994. Rotterdam: Balkema, S. 2005–2010.

Uriel, S.; Oteo, C. S. (1977): Stress and Strain besides a Circular Trench Wall. In: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hg.): Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bd. 1. Tokyo, S. 781–788.

Autoren

Hanna Nissen, M.Sc.

hanna.nissen@baw.de

Dr.-Ing. Markus Herten

markus.herten@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau

www.baw.de

Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe

Tel.: 0 721 9726-0

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Matthias Pulsfort

pulsfort@uni-wuppertal.de

Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik

Bergische Universität Wuppertal

www.geotechnik.uni-wuppertal.de

Pauluskirchstraße 7, 42285 Wuppertal

Tel.: 0202 439-4377

Validation of CPT-based initial soil stiffness in sand for offshore wind jacket piles

Luis Berenguer Todo Bom, Simon Scott Siedler, Jannis Tautz-Weinert
Ramboll, Germany

Abstract

The p-y method is widely used in the design of offshore wind structures, i.e. described by the common design standards of the American Petroleum Institute (API) and Det Norske Veritas (DNV) despite known shortcomings as e.g. underestimating the soil stiffness for small displacements, which is the operational domain for jacket structures. [SURYASENTANA & LEHANE, 2016] proposed an updated CPT-based formulation for piles in sand, which accounts numerically for higher initial soil stiffness in saturated conditions. The updated formulation, despite not currently contemplated in the standards, is a straightforward approach as cone penetration test (CPT) data is widely available for offshore wind structures. [SURYASENTANA & LEHANE, 2016] present a validation of the method with load measurements at a monopile supporting an offshore wind turbine. This paper presents a successful application of the updated formulation to jacket-type support structures in the offshore wind field. In a case study involving a new offshore wind farm in the North Sea, three support structures are equipped with sensors to measure natural frequencies of the structures prior to the installation of tower and turbine. Deviations of up to 40% in measured natural frequencies compared to the design phase indicate that the original p-y curves underestimate the lateral stiffness of foundation piles. The updated CPT-based p-y formulation for piles in sand is applied to increase the initial soil stiffness. It utilises the initial shear modulus (G_0) which is derived through a CPT-based correlation. The influence of the updated p-y curves on the structural stiffness of the jacket foundation is investigated. Results are compared to the structural model from the original design. This comparison shows that the analytical model including the CPT-updated initial stiffness of the p-y curves provides a significantly better estimate as the recalculated and measured natural frequencies differ then by about 10-17%. However, the discrepancy between measured natural frequencies and design natural frequencies cannot be entirely closed by this approach and requires further research into this topic.

1 Introduction

The transition to renewable energy in the world has in the Offshore Wind sector a key contributor, reaching a total installed capacity of 23 GW in 2018 and a projected 228 GW by 2030 [IRENA, 2019]. Current wind turbine installations are mostly supported on monopile foundations, but jackets structures have become more predominant as the industry expands into deeper waters. The design of the axially loaded jacket pile elements has improved significantly in the last few years and is gradually replacing the legacy oil and gas standard methods. Improvements on both the axial and lateral geotechnical models of the foundation structures are being driven by a combination of improved calculation capabilities, increased laboratory and in situ geotechnical investigations and in situ monitoring campaigns of the constructed structures during their design life.

The design life of jacket structures for offshore wind turbines tends to be determined by its fatigue limit states. While the extreme wave and winds events have an important role in the design, the environmental loading to which the structure is subject during the majority of its design life tends to be significantly less severe. Hence, the modal behaviour of the jacket within the small strain range plays an important role. This is assessed through the first natural frequency of the jacket where the soil-pile interaction curves have a significant influence. The first natural frequency of only the jacket translates into the second natural frequency of the combined system of jacket substructure and wind turbine. If this frequency deviates from the assumed value in design, the accumulation of fatigue damage during operation is directly affected due to the interaction of natural frequencies and operational excitations. Any reduction in fatigue damage in the turbine's lifetime enables a potential in lifetime extension, which could be very profitable for the wind farm operator. Monitoring programs have been established in some offshore wind structures with the aim of improving existing models to provide a better design life and fatigue damage assessment.

Thus, this paper focusses on the calibration of the design model based on frequency measurements from an offshore jacket structure with a focus on the initial stiffness of the lateral soil interaction curves, known as p-y curves. The measurement data is described (Section 2), followed by a summary of the standard and improved lateral soil interaction curves (Section 3). The recalibration of the structural model includes a sensitivity study of selected parameters as well as the application of the CPT-based initial soil stiffness method (Section 4).

2 Measurement data

The measurement data for this study consists of acceleration signals obtained from sensors placed on three-legged jacket foundation structures located in the North Sea.

2.1 Monitoring campaign

A short-term measurement campaign was performed on three installed jacket foundations for the duration of one day. The installed structures are without tower and rotor-nacelle-assembly (RNA) as installation of offshore wind structures is usually a two-step process with initial installation of the substructure followed by tower and RNA at a later stage.

The main purpose of the monitoring campaign is to determine the modal parameters (natural frequency and mode shapes) of the installed jacket structure. These are compared to the modal parameters obtained from the finite element model used in the detailed design phase to determine the accuracy of the model.

Three 2D accelerometers are used to record the accelerations in the x- and y-direction (horizontal directions) of the structure during the campaign. The sensors are located on the transition piece (TP) which is the component connecting the jacket substructure to the turbine tower. The exact sensor positions as well as the naming convention of parts of the structure are depicted in Figure 2-1. The sensors are mounted on horizontally installed consoles welded to the surface of the main access platform. Temperature sensors are positioned close to the accelerometers to enable temperature compensation of the measured values.

The analogue signal cables connecting the sensors with the data acquisition unit are guided in steel pipes which are fixed to the surface of the transition piece with pipe spacer clips. The data acquisition unit is located inside the transition piece to protect it from harsh environmental conditions. It acts as the input/output computer that converts sensor signals to physical values.

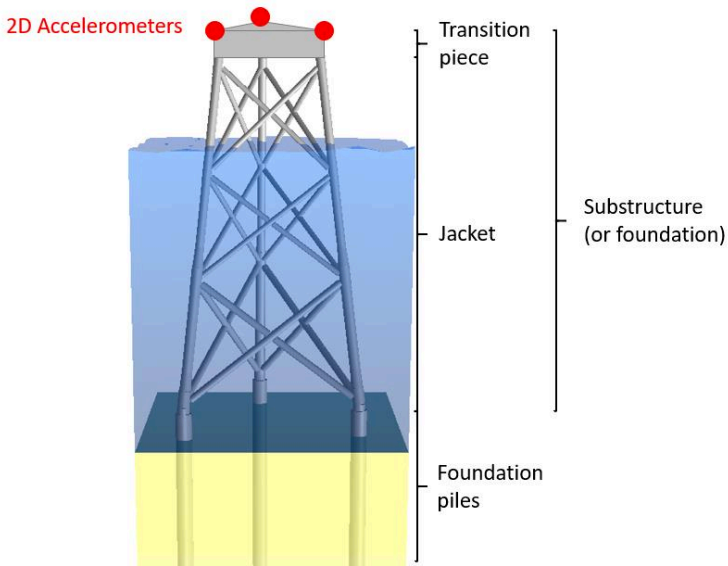


Figure 2-1: Structural definitions of the jacket structure with accelerometer positions

Accelerometers of type TE connectivity Model 4630 are utilised. They are characterised as micro-electro-mechanical system (MEMS) accelerometers and function through mechanical elements (resonators) and electronic components on a common substrate. MEMS accelerometers act as a coupled spring-mass system which is translated into a measurable electric parameter. The sensitivity and operating resonance frequency of the sensor are chosen according to its application. For measuring vibrations of offshore wind structures a range of at least ± 2 g is advised [TE CONNECTIVITY, 2018].

2.2 Data processing and interpretation

The jacket substructures without tower and RNA are very stiff leading to low vibration levels at calm weather conditions. The main excitation force is due to wave loading whereas wind loading is minor as the structure is not yet equipped with a wind turbine. A vessel contact event took place during the measurement timeframe which led to stronger vibrations in the structure. This event confirmed the correct vibrational recognition of the sensors.

Figure 2-2 shows the x-direction acceleration channel of one 2D accelerometer during the vessel impact event. The vessel contact is visible at around 45 s.

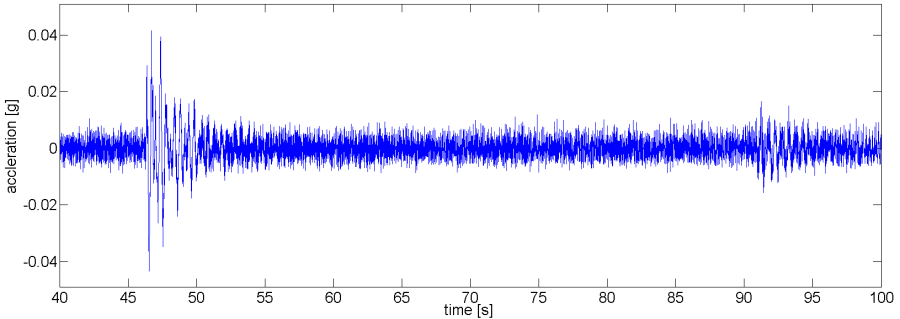


Figure 2-2: Acceleration signal of one 2D sensor in x-direction during the vessel impact event

For large scale complex structures, it is impractical and expensive to carry out forced vibration measurements by manually applying an input force. Consequently, natural excitations of ambient nature such as wind, wave and current are utilised. This modal parameter extraction concept is called operational modal analysis (OMA).

Figure 2-3 shows the system scheme of the OMA concept. The unknown loads applied to the structural system are created by the operational environment which is assumed to be produced by white noise. White noise is characterized by having energy distributed over a wide frequency range so that modal characteristics of the structural system are sufficiently excited. The measured response is used to deduce a modal model of the system without explicitly knowing the excitation signals. This defines the major difference to experimental modal analysis (EMA) where the structure is excited by controlled input forces at defined locations. [BRINKER & VENTURA, 2015]

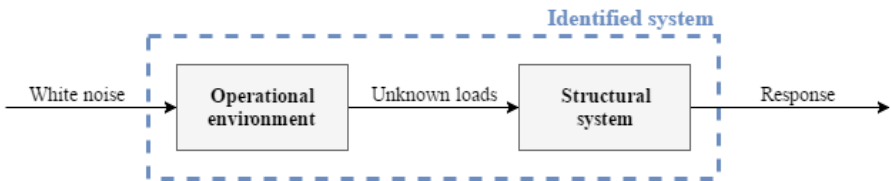


Figure 2-3: Illustration of the OMA concept

The input signal cannot be controlled due to the unknown forces of nature that excite the structure. This often leads to low levels of vibration. As a result, high-sensitivity sensors with high sampling rates are needed to conduct the vibration measurements. The amount of data

collected by these sensors can be enormous resulting in complex data analysis depending on the utilisation. Cloud computation services with high computation power and fully managed data warehousing can simplify the procedure.

As the resulting input signal from ambient loading is complex or sometimes unknown, it is impossible to compute frequency response functions (FRF) between excitation force and response signal. OMA is therefore based on correlation and spectral density functions estimated from the operational responses. The modal properties of the structure can be extracted from the measured acceleration by means of commercially available OMA software tools such as ARTeMIS Modal. It features the frequency domain decomposition (FDD) method as well as the stochastic subspace identification (SSI) method – both are considered as state of the art in modal analysis.

Using operational modal analysis with SSI algorithm on the acceleration data for an entire day results in a first natural frequency of 1.994 Hz, 1.978 Hz and 1.834 Hz for structure A, B and C, respectively. In addition, the corresponding mode shapes are extracted. These are compared to a finite element model of the substructure to confirm that the correct structural mode is extracted. Higher modes could not be extracted using ambient loading due to the high stiffness of the jacket foundation.

3 Soil lateral stiffness

The lateral load-displacement response of a pile depends on both the pile's flexural stiffness and the local lateral p-y stiffness of the soil. The p-y curves are non-linear load-displacement models requiring a numerical solution to be resolved, usually by idealizing the soil as a series of springs along the length of the pile, known as the Winkler idealisation. The non-linear models are required as the initially stiff response of the soil will degrade with increasing strain level and as the load approaches the ultimate lateral capacity. Assuming the initial soil stiffness behaviour as perfectly elastic, however, the initial gradient of a p-y curve can be conservatively estimated based on the initial shear modulus of the soil (G_0) as $\frac{p}{y} = 4G_0$ [GOURVENEK & RANDOLPH, 2011].

3.1 Standard p-y-models

Current design practice adopts the p-y curve models provided in the design standards. For granular layers, i.e. sands, the general form of the p-y curve model [COX & REESE & GRUBBS, 1974] is common to all standards, with the exception of the initial subgrade reaction modulus. The initial stiffness of the curve is defined differently depending on the design code. The design code [ISO19902, 2014] defines the initial subgrade reaction modulus (k) depending on the friction angle (ϕ') as described in Table 3-1.

Table 3-1: Initial modulus of subgrade reaction [ISO19902, 2014]

ϕ'	k [kN/m ³]
25°	5400
30°	11000
35°	22000
40°	45000

The [API, 2014] p-y curve model similarly defines the initial subgrade reaction modulus as a function of the friction angle according to

$$k = 96 \tan^2 \phi' - 25 \quad \text{for } \phi' \geq 29^\circ$$

for soils below the water table, which is always the case in offshore environments.

However, a clear correlation between friction angle and initial shear stiffness is not established. Furthermore, these values are defined based on free-head piles in clean sands, only with angles of internal friction ranging from 34° to 42°, and where the small strain properties were not measured.

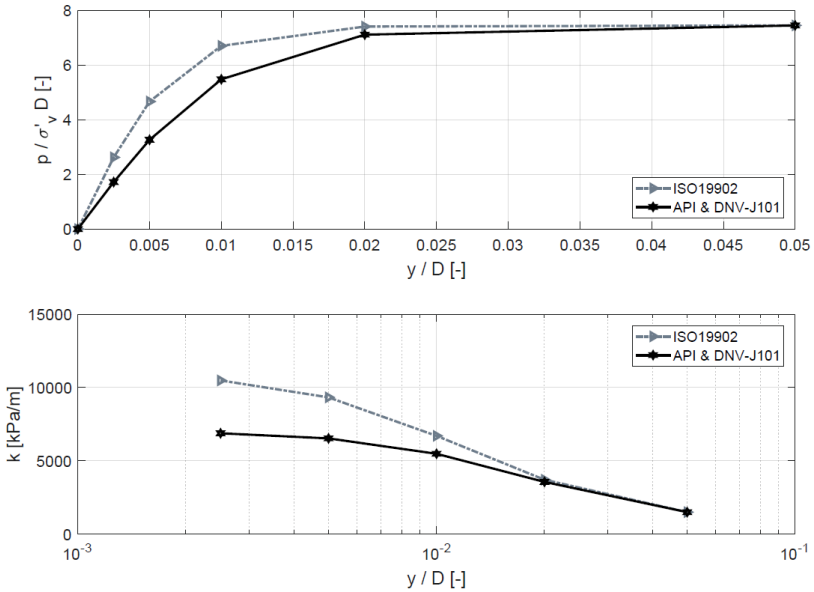


Figure 3-1: p-y curves for sand comparison with formulations [ISO19902, 2014] and [API, 2014]

Both formulations result in very similar curves as can be seen in Figure 3-1 for a granular material with $\phi'=30^\circ$, a diameter (D) of 2.0 m, a depth below mudline of 5.0 m and respective vertical effective stress (σ'_v) of 50 kPa. The initial stiffness, i.e. initial slope, of the standard p-y curves has been known to underestimate the lateral stiffness of the soil curves. An improvement was proposed by [KALLEHAVE & THILSTED & LIINGAARD, 2012] to correct for the pile geometrical properties, namely the pile diameter. The standard curves were derived based on test results for small diameter piles. The increase in the initial p-y slope from the geometrical correction is, however, limited and restricted to a range of pile diameters due to the empirical formulation adopted.

3.2 CPT-based model

An updated proposal for a CPT-based p-y-curve formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil is presented by [SURYASENTANA & LEHANE, 2016]. The formulation was derived via regression analysis of 3D finite element computations and corresponding CPT cone resistance (q_c) profiles. Uncertainties of the p-y-curve formulation used in the

design standards were examined. They comprise the influence of pile bending stiffness, the presence of a water table, the cross-sectional shape of the pile and soil non-homogeneities. It follows an updated CPT-based formulation where the initial stiffness branch is defined as:

$$p = 4.5 \cdot G_0 \cdot y \quad \text{for } \frac{y}{D} < 0.0001$$

where D is the diameter of the pile.

The proposed p-y formulation recognizes the limitations associated with the calibration of the curves at the small strain range and proposes an initial slope which is related directly to the soil stiffness properties. The shear modulus at small strains can be derived either from laboratory testing, CPT cone resistance correlations or as a direct measurement from a seismic cone. The strain range limit to ensure the validity of elasticity is about 0.01%, according to cavity expansion results presented by [JARDINE 1992]. Hence the 0.0001D limit of the lateral deflection imposed in the method. The proposed approach is adopted in the following sections of the article.

4 Structural model recalibration

The structure analysed in this study is a three-legged offshore wind jacket substructure located in the North Sea. The main purpose of the substructure is to provide a solid support for the tower and rotor-nacelle-assembly. The structural model is used throughout the lifecycle of the asset, e.g. for fabrication, model updating or structural health monitoring.

In this study a finite element (FE) model in Ramboll's inhouse software ROSAP is used to compute the modal parameters of the structure. The modal parameters of model and measurement campaign are then compared to check the validity of the simulation with respect to the obtained measurements.

4.1 Model setup

The detailed design model of the substructure comprises all essential parts of the wind turbine generator. The three-legged jacket foundation sits on pre-installed piles and contains a transition piece (TP) connecting the jacket to the tower. The latest detailed design model is modified so that it represents the state of the installed structure at the time of the measurement campaign. Changes of the model include:

- Removal of tower and RNA as they are not yet installed.

- Reduction of marine growth on submerged structural elements as it is assumed that marine growth thickness increases with the duration of being in contact with water and the measurement campaign was conducted shortly after installation of the jackets. Generally, marine growth adds mass on the submerged structure leading to a decrease in modal frequencies.
- Removal of corrosion allowance as corrosion is limited shortly after installation. Generally, corrosion allowances are implemented to account for a reduction in wall thickness for submerged members. A reduction in wall thickness leads to a decrease in member stiffness which in return leads to a decrease in modal frequencies.
- Inclusion of details from the as-installed reports, e.g. the exact representation of the pile stickup length.

The soil profiles for the position are mainly constituted of sand with low amounts of clay. The detailed soil layering for the measured positions as well as the foundation pile tip depths are depicted in Figure 4-1.

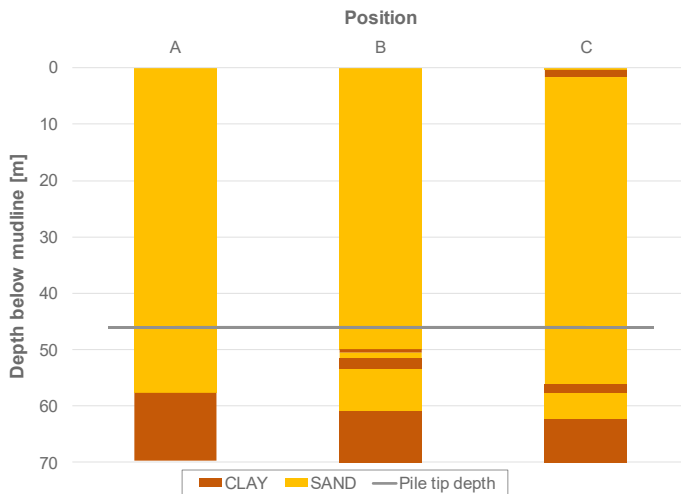


Figure 4-1: Soil layers with respect to foundation position

A natural frequency analysis of the jacket structures is performed. Figure 4-2 visualises the 1st mode shape. The TP is included in the analysis as a superelement, i.e. a mass and

stiffness matrix, and is therefore not displayed. The centre line shows the undeformed structure. The 1st natural frequency of the structure at position A is 1.436 Hz.

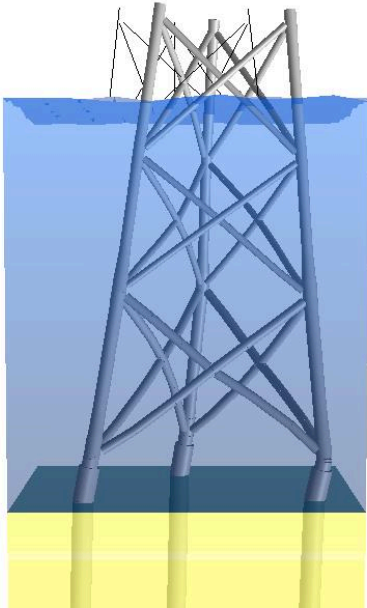


Figure 4-2: 1st mode shape of jacket foundation without tower and nacelle (transition piece not shown) at 1.436 Hz, position A

4.2 Model deviation to measurement

The comparison of the 1st natural frequency of design and measurements is given in Table 4-1. The measured natural frequencies are higher by about 28-40% resulting in a stiffer structure compared to the design model. This is due to choosing a conservative modelling approach. In the next step, a sensitivity study on the FE model parameters is conducted to provide information about how to reduce the difference and obtain a more realistic FE model representation.

Table 4-1: Difference in 1st natural frequency of design and measurement

Position	Design [Hz]	Measurement [Hz]	Difference [Hz]
A	1.436	1.994	0.558 (38.9%)
B	1.417	1.978	0.561 (39.6%)
C	1.436	1.834	0.398 (27.7%)

4.3 Structural parametric study

The following FE parameters are identified to contain uncertainties and are subject to a sensitivity study:

- Marine growth – mass distribution attached to jacket structure
- Corrosion allowance – reduction of wall thickness of jacket elements
- Soil model (p-y and t-z-curves)
- Soil strength parameters (angle of internal friction for frictional soils, undrained shear strength for cohesive soils)
- Wall thickness of jacket legs, braces and piles
- Mass and stiffness of the transition piece (TP)

Sensitivities on the 1st natural frequency are calculated by increasing the initial finite element parameters by 1% and are normalised with respect to the first natural frequency to establish comparability. For soil strength and wall thickness of legs, braces and piles the sensitivities are averaged across soil depth and jacket length, respectively. Figure 4-3 shows the resulting sensitivities of all investigated parameters.

The model exerts the highest sensitivity to the modification of PY-curve, soil strength parameters as well as TP mass. Corrosion, TZ-curve, TP stiffness and wall thickness changes of legs, braces and piles show a very small sensitivity. There is a medium sensitivity with respect to marine growth.

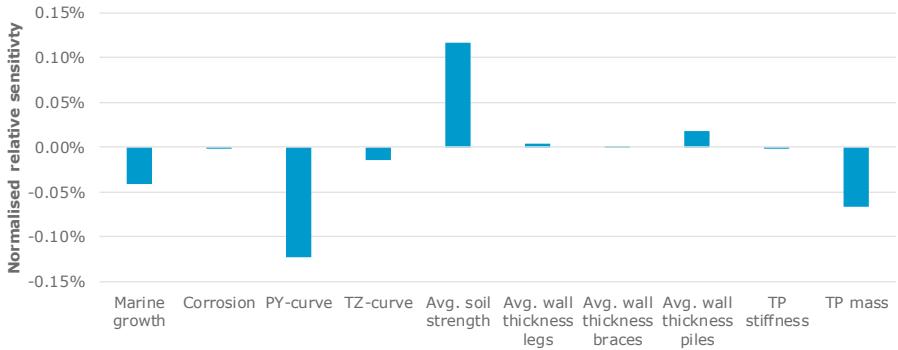


Figure 4-3: Normalised relative sensitivity of selected FE model parameters (1st natural frequency)

The wall thicknesses are assumed to be accurately represented in the FE model through comparison to the as-built weight report. The same assumption applies to the mass of the transition piece. There is a 10% contingency allowance to account for uncertainties in the weighing process. As suggested by the parameter sensitivity analysis in Figure 4-3 a TP mass increase would decrease the 1st natural frequency and widen the frequency difference. It is, therefore, unreasonable to assume that the mass is higher than the model value.

Marine growth is assumed to be barely present as the measurements have been performed shortly after the installation of the jacket. This parameter has already been decreased in the model adjustment. The same holds true for the corrosion allowance.

The stiffness of the transition piece is a parameter that is hard to quantify through measurements. Although a detailed FE model is used to design the transition piece, a deviation in stiffness from the model is possible. However, the sensitivity with respect to the 1st natural frequency is very low.

A detailed representation of the normalised relative sensitivity of the soil strength and soil weight per soil layer is shown in Figure 4-4. The upper layers up to 14.5 m show the highest sensitivity. Soil strength is the main driving parameter whereas the influence of soil weight is minor. The deeper soil layers show little to no influence on the first natural frequency of the structure.

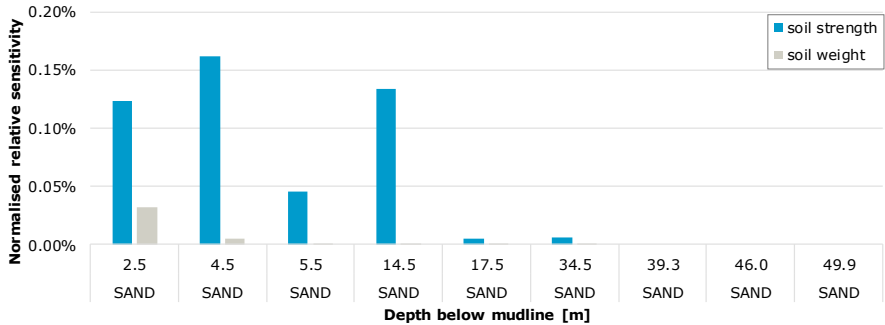


Figure 4-4: Normalised relative sensitivity of soil strength and weight per soil layer for position B (on the 1st natural frequency of the jacket structure only)

In order to quantify the importance of the soil stiffness on the first frequency of the structure, a common approach is to impose rigid boundary conditions at mudline level, i.e. assuming a clamped model at its base. Clamping the structure at mudline, i.e. removing the pile-soil interaction completely, leads to a first natural frequency of 2.5840 Hz. This frequency is beyond the measured value of around 2 Hz and highlights the influence of the soil on the structural response. Hence, increasing the stiffness of the soil increases the 1st natural frequency and reduces the frequency difference currently observed. However, the calculated difference between frequencies of up to 40% cannot be reduced by varying the soil strength of soil layers within physical realistic boundaries within the standard p-y curve formulations. Calculations suggest a 5% increase in the 1st natural frequency when using the upper bound soil strength parameters determined by geotechnical laboratory tests.

The soil structure interaction model, namely the p-y curves, seems to be the main reason behind the difference between measurement and model frequency. The subsequent chapter presents a geotechnical approach to increase the natural frequency of the structure through an increase of the soil stiffness based on initial shear stiffness measurements.

4.4 Feature selection: soil lateral stiffness

A recalibration of the initial stiffness of p-y-curves for frictional soils directly based on the estimated initial shear modulus, despite not currently contemplated in the standards, can be supported on physical grounds. A recalibration method is outlined below.

The initial shear modulus (G_0) can be obtained through a correlation based on cone penetration tests (CPT) or from laboratory testing where small strain stiffness is measured, such as resonant column or bender element testing. For offshore wind projects, CPTs are usually available for every position from the geotechnical campaign that is carried out prior to starting the detailed design of the substructure. With this method a position specific adjustment of the initial soil stiffness can be achieved.

The initial shear modulus with respect to the depth below mudline is shown in Figure 4-5 for one measured position. G_0 values are calculated at the soil layer boundaries and linearly interpolated in between them. Three linearization approaches are applied to describe the data set. The correlation method uses the exact value that is obtained from the CPT/ G_0 correlation at the soil layer boundary. The best fit represents the best approximation of the given set of G_0 data whereas the conservative method is oriented toward the lower G_0 bounds.

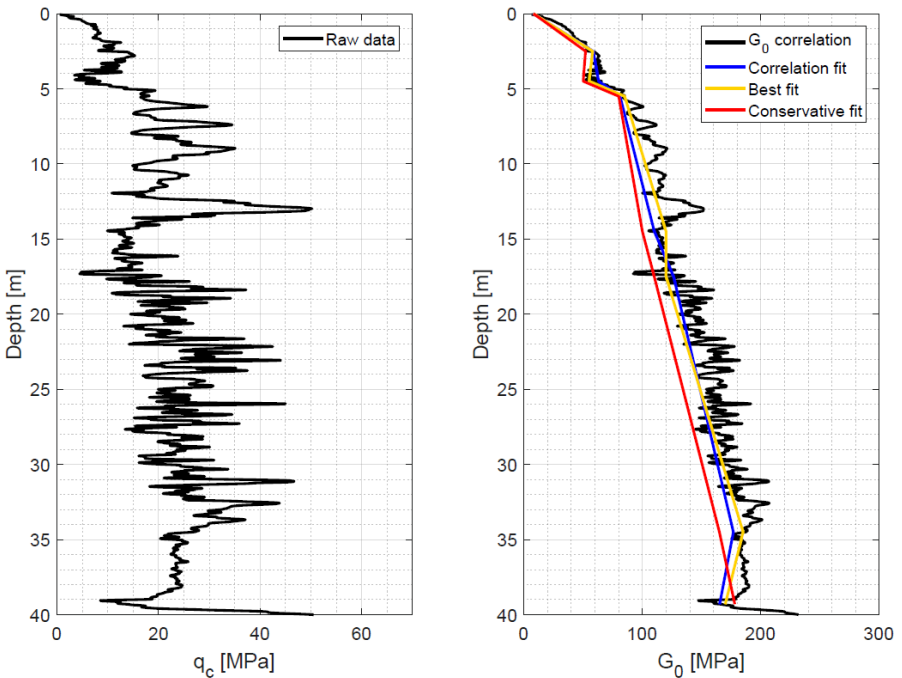


Figure 4-5: Initial shear modulus with respect to soil depth (from CPT correlation)

The initial modulus of subgrade reaction resulting from the updated formulation with respect to the soil depth is given in Figure 4-6. It shows a high initial modulus of subgrade reaction for the upper soil layers while gradually decreasing with depth. The updated initial modulus of subgrade reaction replaces the standard value in the standard p-y-model formulation also shown in Figure 4-6 (e.g. ISO19902, API & DNV-J101). It is applied to the sand layers present at the site.

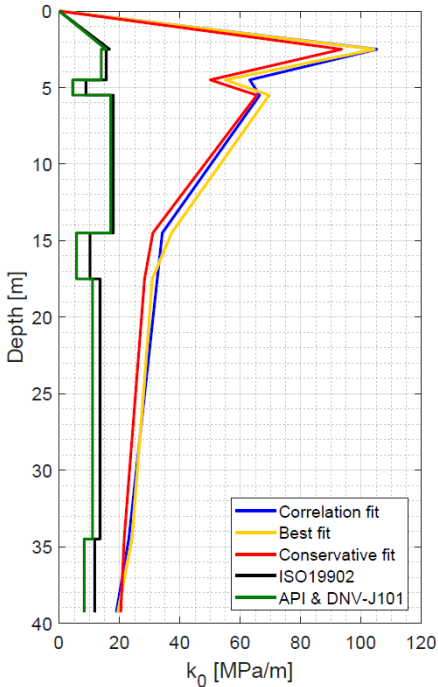


Figure 4-6: Initial modulus of subgrade reaction with respect to depth below mudline

The normalised relative sensitivity of the modulus of subgrade reaction per soil layer is shown in Figure 4-7. The first 15 m of the soil are most sensitive with respect to the first natural frequency of the jacket structure, e.g. a 1% increase of the modulus of subgrade reaction in the first sand layer (0-2.5 m) leads to a frequency increase of about 0.02%. These sensitivity indications concur with the sensitivity study on soil parameters presented in Figure 4-4.

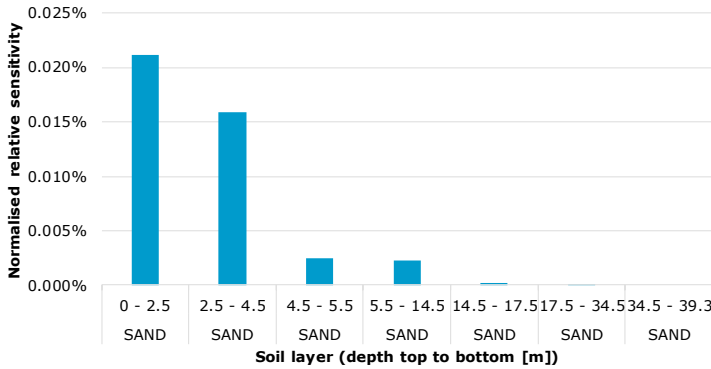


Figure 4-7: Normalised relative sensitivity of modulus of subgrade reaction per soil layer (1st natural frequency)

4.5 Recalibration results

The first natural frequency of the three measurement positions with the recalibration of the initial sand stiffness is shown in Table 4-2. A separate natural frequency is calculated for the correlation, best fit and conservative approaches. In general, the stiffest response is seen for the correlation linearization, followed by the best fit and conservative approach. These results correspond to the findings depicted in Figure 4-6, a higher modulus of subgrade reaction in the upper sand layers leads to a stiffer structural lateral response.

Table 4-2: 1st natural frequency of the foundation structure according to recalibration of initial shear modulus

Position	Correlation fit [Hz]	Best fit [Hz]	Conservative fit [Hz]
A	1.721	1.709	1.703
B	1.715	1.711	1.696
C	1.700	1.669	1.668

The conservative G_0 linearization approach is chosen for comparison in Table 4-3. The difference between the design model with the updated initial soil stiffness and the measurements is reduced to as low as 10%. Other positions show similar results with a

difference of about 17%. It is seen that a more realistic model of the installed foundation structure is achieved with recalibration of the initial soil stiffness of sand.

Table 4-3: Difference in 1st natural frequency of conservative recalibration of initial soil stiffness method and measurements

Position	Model with initial sand stiffness enhancement [Hz]	Measurement [Hz]	Difference [Hz]
A	1.703	1.994	0.291 (17.1%)
B	1.696	1.978	0.282 (16.6%)
C	1.668	1.834	0.166 (10.0%)

The natural frequencies obtained from the numerical models are expected and are seen to underestimate the measured frequencies. This is due in part to the conservatism associated with the CPT correlations when deriving the initial shear modulus of soil. Furthermore, an important factor is the difference between the assumptions associated with modal frequency determination and the measurement values. A more accurate determination, albeit less conservative, of the natural frequency of the model, may be achieved through a free-vibration analysis of the model where the inertial component of the motion is considered. Finally, the jacket geometry and mass distribution of the jacket are idealized which also impacts the structural behaviour.

5 Conclusions

In this paper an updated CPT-based formulation for piles in sand was investigated on the basis of measurements. A measurement campaign of three offshore wind jacket substructures (without RNA) was carried out in order to extract their natural frequencies. Modal parameters of the design model were calculated and the difference in natural frequencies between measurements and model recorded.

The results show that a relatively large deviation between the observations and the FE model are observed. The installed structures are up to 40% stiffer. The sensitivity analysis from the parametric study identified the soil lateral stiffness of the upper layers as the driving factor influencing the natural frequency of the structural model. The updated formulation for

the initial stiffness of the p-y curve is shown to significantly improve the structural model's response and reduce its difference to the measurements.

A difference in natural frequency of about 10-17% remains. It is shown that several other design parameters have a sensitivity with respect to the first natural frequency of jacket model. Most parameters seem to be correctly implemented based on on-site investigations. However, it is assumed that smaller uncertainties in the jacket model parameters remain which are responsible for a share of the remaining difference.

While further analyses resorting to finite element modelling with inclusion of small strain stiffness parameters will improve the accuracy of the soil model, the analyses presented strongly indicate the conservatism associated with the standard p-y curves and the adequacy of the new proposed formulation.

The recommendation from this is that the presented CPT-based formulation for piles in sand should be applied to future designs of jacket substructures. It improves the finite element model by supplying a significantly better representation of the initial soil stiffness while maintaining the standard p-y curve model. The formulation is easy to implement in the design practise and allows for a position specific adjustment of the initial soil stiffness with readily available CPT data.

Literature

American Petroleum Institute (API); Geotechnical and Foundation Design, *API RP 2GEO*, 2014

Brinker, R.; Ventura, C. E.; Introduction to Operational Modal Analysis, *John Wiley & Sons*, 2015

DIN; ISO19902 - Petroleum and natural gas industries – Fixed steel offshore structures, *1st edition*, January 2014

Cox, R.; Reese C.; Grubbs R.; Field testing of laterally loaded piles in sand, *Offshore Technology Conference, Houston, Texas*, 1974

DNVGL-ST-0126; Support structures for wind turbines, *DNVGL*, July 2018

Gourvenec, S.; Randolph, M.; Offshore Geotechnical Engineering, *CRC Press*, 2011

International Renewable Energy Agency (IRENA); Future of wind, *URL: <https://www.irena.org/publications/2019/Oct/Future-of-wind>* (accessed on 20.01.2020), 2019

Jardine; R. J.; Non-linear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests, *Can. Geotech. J.* 29, No. 3, 436–447, 1992

Kallehave, D.; LeBlanc Thilsted, C.; Liingaard, M.A.; Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand, *Society of Underwater Technology (Ed.), SUTOSIG-12-50, Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies – Present and Future*, 12-14 September, London, UK, 2012

Suryasentana, S.; Lehane, B.; Updated CPT-based p-y formulation for laterally loaded piles in cohesionless soil under static loading, *Géotechnique*. 66(6), pp.445-453, 2018

TE Connectivity; Model 4630 Accelerometer Specifications, *URL: https://www.te.com/commerce/DocumentDelivery/DDEController?Action=showdoc&DocId=Data+Sheet%7F4630A_Accelerometer%7FA1%7Fpdf%7FEnglish%7FENG_DS_4630A_Accelerometer_A1.pdf%7FCAT-PPA0057* (accessed on 13.01.2020), 2018

Authors

Luis Berenguer Todo Bom, PhD

luis.todobom@ramboll.com

Simon Scott Siedler, M.Sc

simon.siedler@ramboll.com

Jannis Tautz-Weinert, PhD

jannis.tautz-weinert@ramboll.com

Ramboll

www.ramboll.com/wind

Chilehaus C – Burchardstraße 13, 20095 Hamburg , Germany

Messung und Simulation der Biegeeigenfrequenz eines lateral gebetteten Stahlrohrpfahls

Philipp Stein

Institut für Geomechanik und Geotechnik, TU Braunschweig

1 Einleitung

Für die Gründung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) stellen Monopfähle (offene Stahlrohrpfähle mit aktuell bis zu 8 m Durchmesser) derzeit eine Vorzugsvariante dar [Walsh, 2019]. Die Monopfähle werden vorwiegend schlagend eingebracht, allerdings sind die Einbringung mittels Vibrationsrammung und die damit verbundenen Auswirkungen auf das Tragverhalten derzeit Gegenstand von Forschung und Entwicklung [Herwig & Gattermann, 2015]. Für die Bemessung spielt die Eigenfrequenz der Struktur und damit die Steifigkeit der Gründung eine wichtige Rolle [Arany et al., 2017]. [Grabe & Mahutka, 2005] entwickelten ein Verfahren, mit dem die Bettungssteifigkeit eines Pfahls aus der gemessenen Eigenfrequenz rückgerechnet werden kann. [Prendergast & Gavin, 2016] führten Versuche zur Eigenfrequenzänderung infolge Kolk durch und berücksichtigten bei der Nachrechnung ihrer Versuche verschiedene Bettungsansätze, einen Ansatz für die Bodendämpfung und mitschwingende Bodenmassen.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ZykLaMP werden am Institut für Geomechanik und Geotechnik der Technischen Universität Braunschweig (IGG-TUBS) Modellversuche zum Verhalten geschlagener und vibrierter Stahlrohrpfähle unter zyklisch lateraler Belastung durchgeführt. Dabei wird unter anderem die Eigenfrequenz bestimmt und deren Entwicklung infolge zyklischer Belastung untersucht. Ein numerisches Modell erlaubt Rückrechnungen von Bodensteifigkeit und Bodendämpfung.

2 Modellversuche

Die Modellversuche wurden in den geotechnischen Versuchströgen des IGG-TUBS durchgeführt. Für jeden Versuch wurde der Modellboden aus einem lagenweise eingebauten und verdichteten Sand neu aufgebaut, sodass eine dichte Lagerung erreicht werden konnte. Anschließend wurde ein Stahlrohr (DN600x3 mm) mittels Schlag- oder Vibrationsrammung installiert. Zur Aufbringung der zyklischen lateralen Belastung aus Kraft und Moment wurde ein Transition Piece als Hebelarm aufgesetzt und verschraubt.

Die Kraft F wurde so gewählt, dass sie unter Berücksichtigung des Bodenwiderstands, der Pfahlbiegesteifigkeit und dem Hebelarm mit den Einwirkungen auf eine OWEA während eines Bemessungssturmereignisses vergleichbar ist. Die Belastung war dabei jedoch deutlich kleiner als die maximale laterale Tragfähigkeit im Bruchzustand. Die Zyklenzahl $N = 12.000$ wurde ebenfalls aus einem Bemessungssturmereignis abgeleitet.

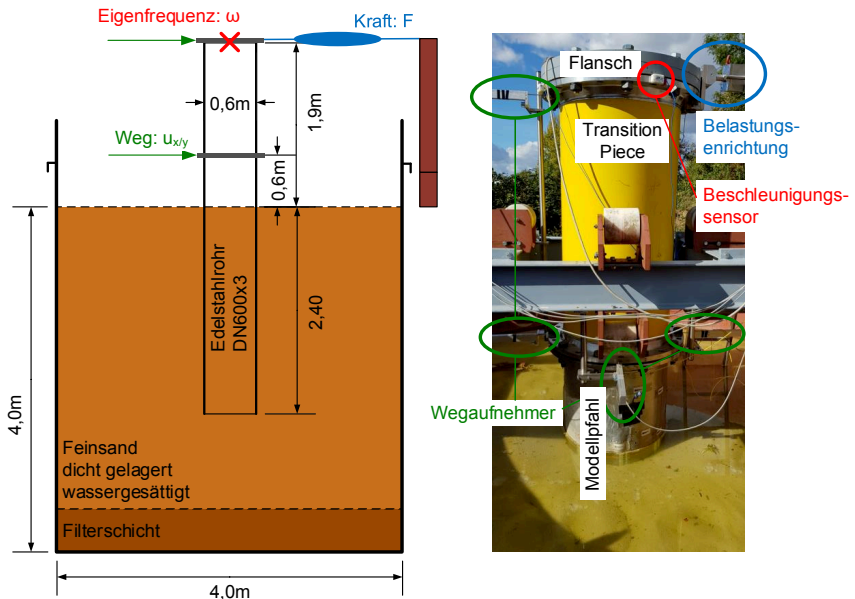


Abbildung 1: Versuchsaufbau [Stein et al., 2019]

Abbildung 1 zeigt den Versuchsaufbau. In Tabelle 1 sind zudem die für die Eigenfrequenzberechnung wichtigen Angaben zu Steifigkeiten und Massen zu finden. Weitere Informationen sind in [Stein, 2018] und [Stein et al., 2019] gegeben.

Tabelle 1: Eigenschaften Modell

Länge Pfahl	L_{pile}	[m]	3,0
Länge Transition Piece	L_{TP}	[m]	1,4
Pfahleinbindelänge	L_{pen}	[m]	2,4
Rohrdurchmesser	D_{pile}	[m]	0,61
Wandstärke	t	[m]	0,003
Querschnittsfläche	A	[m ²]	0,0057
Dichte	ρ	[kg/m ³]	7,85
Biegesteifigkeit	EI	[MNm ²]	52,7
Masse Kopf TP	m_1	[kg]	171
Masse Flanschverbindung Pfahl-TP	m_2	[kg]	109

3 Messtechnische Bestimmung der Biegeeigenfrequenz

Die Bestimmung der Eigenfrequenz der Struktur erfolgte über eine Impulsanregung und Modalanalyse von Anregung und Systemantwort. Dazu waren am oberen Flansch des Transition Piece vier Beschleunigungssensoren mit hoher Empfindlichkeit (Typ PCB 3741B1210G) in vier Richtungen (0°, 90°, 180°, 270°) angebracht. Die Anregung erfolgte mit einem instrumentierten Impulshammer mit einer Masse von 3,2 kg, jeweils um ca. 5° Versetzt neben den Beschleunigungssensoren. Abbildung 2 zeigt beispielhaft die gemessenen Signale eines Frequenztests. Die Anregung erfolgte in Richtung 5°, die Systemantwort ist durch den bei 0° angebrachten Sensor dargestellt.

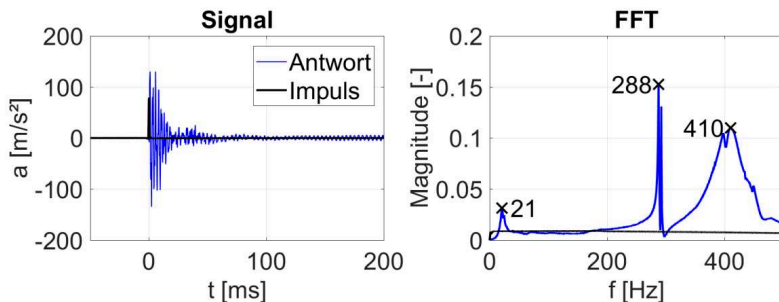


Abbildung 2: Anregung (schwarz) und Systemantwort (blau) im Zeit- (links) und Frequenzbereich (rechts)

Die erste Biegeeigenfrequenz f_0 konnte mit einem einfachen Kragarmmodell nach [Den Hartog & Mesmer, 1952] abgeschätzt werden. Die Länge des Kragarms L_{eq} muss dabei zwischen der freien Länge des Systems oberhalb der Geländeoberkante und der Gesamtlänge aus Pfahl und Transition Piece liegen.

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot EI}{L_{eq}^3 \cdot (m + 0,23 \cdot \rho \cdot A \cdot L_{eq})}} \quad (1)$$

Demnach besteht ein positiver Zusammenhang zwischen Eigenfrequenz f_0 und Pfahlsteifigkeit EI und ein negativer Zusammenhang zwischen Eigenfrequenz und Pfahlmasse m bzw. $\rho \cdot A$. Die äquivalente Länge L_{eq} kann als Maß für die Einspannung des Pfahls und damit die Bodensteifigkeit angesehen werden. Je nach Wahl der äquivalenten Länge ergab dies einen Bereich zwischen 14 Hz und 48 Hz für die erste Biegeeigenfrequenz

(vgl. [Stein et al., 2019]). Demzufolge ist davon auszugehen, dass es sich bei dem Peak bei ca. 21 Hz um die gesuchte erste Biegeeigenfrequenz des Systems handelt.

Zur Verifizierung dieser Annahme und weiteren Untersuchung der detektierten Peaks (Abbildung 2, rechts) wurden die Signale der vier Beschleunigungssensoren am Transition Piece gefiltert und die Bewegungen in den entsprechenden Frequenzbereichen in der folgenden Abbildung dargestellt.

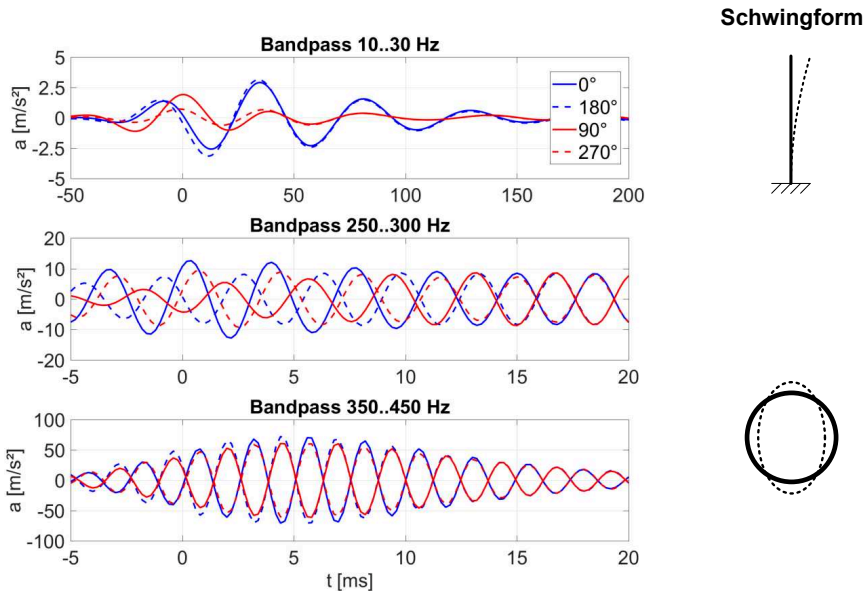


Abbildung 3: gefilterte Systemantwort und mögliche Schwingformen

Die Schwingungsanteile bei ca. 21 Hz (oben) zeigen übereinstimmende Verläufe bei gegenüberliegenden Sensoren sowie vergleichsweise geringe Amplituden quer zur Richtung der Anregung (ca. 0°). Dies passt zu einer Biegeschwingung infolge der Impulsanregung. Die höherfrequenten Schwingungsanteile hingegen zeigen gegenläufige Verläufe gegenüberliegender Messpunkte und ähnliche Schwingungsamplituden in Richtung der Anregung und quer dazu. Dieses Verhalten passt eher zu einer Rohrschwingung.

Durch verschiedene Konfigurationen an der Oberkante des Transition Pieces konnte der Einfluss der Kopfmasse und der Rohrschwingung auf die Eigenfrequenzen untersucht werden. Dazu wurden verschiedenen Massen m_{top} bestehend aus ein oder zwei Ringen, mit Deckel (mD) und ohne Decke (oD) verwendet. Abbildung 4 zeigt Ausschnitte der resultierenden Frequenzspektren. Der in Abbildung 2 und Abbildung 3 gezeigte Versuch entspricht hier der der blauen Linie (Standardkonfiguration: zwei Ringe, ohne Deckel).

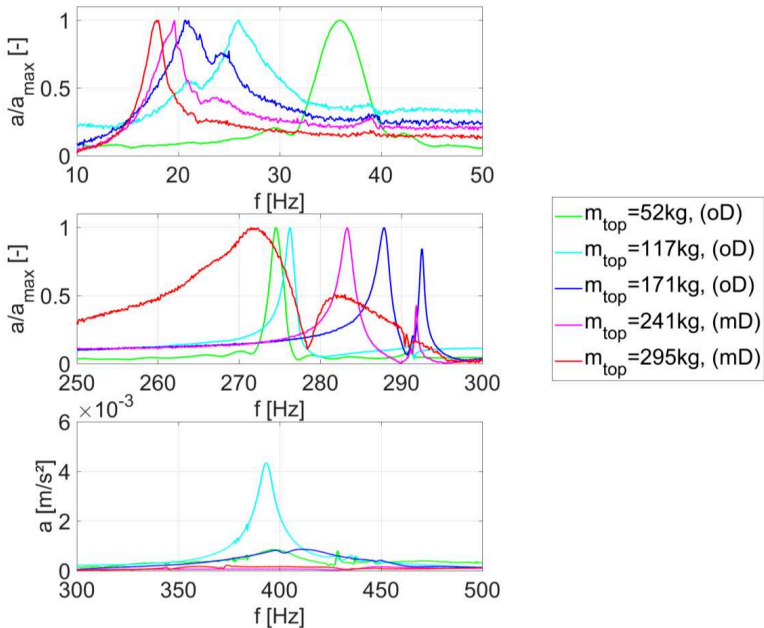


Abbildung 4: Frequenzspektren bei verschiedenen Konfigurationen des Flansches am Kopf des Transition Pieces

Der Peak bei ca. 21 Hz (Abbildung 2, rechts) wanderte mit steigender Masse zu niedrigeren Frequenzen (Abbildung 4, oben), was auch nach Formel (1) zu erwarten war. Der Peak bei ca. 410 Hz verschwand, wenn das Transition Piece oben durch einen Deckel verschlossen und damit ausgesteift wurde (Abbildung 4, unten). Dies bestätigt den Erklärungsansatz einer Ring- oder Rohrschwingung. Für das Verhalten des Peaks bei ca. 288 Hz hingegen ist weder ein eindeutiger Zusammenhang mit der Kopfmasse, noch mit der Aussteifung zu erkennen (Abbildung 4, Mitte).

4 Numerische Simulation des Schlaghammerversuchs

Zur Rückrechnung der Bodensteifigkeit wurde das System Pfahl-Boden numerisch modelliert um die Systemantwort unter Variation der Bodenparameter an das gemessene Signal anzupassen. Das System wurde als eindimensionaler Balken abgebildet. Das dynamische Verhalten kann mit der Differentialgleichung

$$F(t) = K \cdot x(t) + C \cdot \dot{x}(t) + M \cdot \ddot{x}(t) \quad (2)$$

beschrieben werden. Dabei ist $F(t)$ der Zeitverlauf der von außen angreifende Kraft, K , C und M sind die Steifigkeits- Dämpfungs- und Massenmatrizen, $x(t)$ ist die Verschiebung über die Zeit. Bei bekanntem Kraftverlauf $F(t)$ (hier: gemessenes Signal des Impulshammers) und bekannten Systemeigenschaften (K , C , M) kann die Pfahlbewegung $x(t)$ mittels numerischer Integration (hier: Newmark-Verfahren) berechnet werden. Das so erhaltene Signal kann mit Messwerten, z.B. am Pfahlkopf, verglichen werden. Die hier beschriebene Prozedur entspricht im Wesentlichen der von [Prendergast & Gavin, 2016] beschriebenen, mit folgenden Unterschieden:

- Die Bettungssteifigkeit wurde nach dem Ansatz von [Terzaghi, 1955] formuliert:

$$k_s = \frac{E_s}{1,35 \cdot D_{pile}} \quad (3)$$

- Für die Bodendämpfung wurde anstatt einer Rayleigh-Dämpfung der Ansatz von [Lee et al., 1988] verwendet:

$$c_s = \sqrt{G_d \cdot \rho} \quad (4)$$

- Zur Bestimmung der Steifigkeitsparameter wurde anstatt von Baugrunduntersuchungen (CPT, Scherwellengeschwindigkeit) auf Ergebnisse von Laborversuchen zurückgegriffen.
- Es wurde keine mitschwingende Masse des Bodens angenommen.

Für den Pfahl wurden die Steifigkeitsmatrix $K_{\text{pile},i}$ und die Massenmatrix $M_{\text{pile},i}$ am Element i wie folgt definiert:

$$K_{\text{pile},i} = \frac{EI}{dL^3} \cdot \begin{bmatrix} 12 & 6 \cdot dL & -12 & 6 \cdot dL \\ 6 \cdot dL & 4 \cdot dL^2 & -6 \cdot dL & 2 \cdot dL^2 \\ -12 & -6 \cdot dL & 12 & -6 \cdot dL \\ 6 \cdot dL & 2 \cdot dL^2 & -6 \cdot dL & 4 \cdot dL^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$M_{\text{pile},i} = \frac{A \cdot \rho \cdot dL}{420} \cdot \begin{bmatrix} 156 & 22 \cdot dL & 54 & -13 \cdot dL \\ 22 \cdot dL & 4 \cdot dL^2 & 13 \cdot dL & -3 \cdot dL^2 \\ 54 & 13 \cdot dL & 156 & -22 \cdot dL \\ -13 \cdot dL & -3 \cdot dL^2 & -22 \cdot dL & 4 \cdot dL^2 \end{bmatrix} \quad (6)$$

Der Boden wurde mittels linear-elastischer Federn und viskoser Dämpfer modelliert. Die Steifigkeitsmatrix $K_{\text{soil},i}$ und die Dämpfungsmatrix $C_{\text{soil},i}$ am Element i wurden wie folgt definiert:

$$K_{\text{soil},i} = k_s(z) \cdot D_{\text{pile}} \cdot dL \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$C_{\text{soil},i} = c_s(z) \cdot U_{\text{pile}} \cdot dL \cdot \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Dabei ist dL die Elementlänge, $k_s(z)$ die tiefenabhängige Bettungssteifigkeit sowie $c_s(z)$ der tiefenabhängige Dämpfungskoeffizient des Bodens. Die Federsteifigkeit wird auf den Pfahldurchmesser D_{pile} bezogen während die Dämpfung über den gesamten Umfang des Pfahls U_{pile} abstrahlt. Die Materialdämpfung des Pfahls sowie ggf. mitschwingende Bodenmassen werden nicht berücksichtigt. Aufgrund der Modellierung als Balkenelement können nur Biegeschwingungen des Pfahls, nicht aber Rohrschwingungen simuliert werden.

Das numerische Modell besteht aus 50 Elementen. Die Simulationsdauer betrug 1 s bei einem Zeitschritt von 0,2 ms, was auch dem zeitlichen Fenster und der Messrate der gemessenen Signale entspricht.

Als Ausgangswerte für Steifigkeits- und Dämpfungswerte des Bodens wurden die dynamischen Bodenkennwerte E_{Sd} und G_d anhand von Wellengeschwindigkeitsmessungen bei unterschiedlichen Drücken im Triaxialversuchsstand bestimmt. Die dynamischen Steifigkeiten des Modellsandes können wie folgt approximiert werden:

$$E_{Sd}(p)[\text{kPa}] = E_{Sd,0} \cdot p[\text{kPa}]^{\lambda_{Es}} \quad (9)$$

$$G_d(p)[\text{kPa}] = G_{d,0} \cdot p[\text{kPa}]^{\lambda_{Gd}} \quad (10)$$

mit $E_{Sd,0} = 60.000 \text{ kPa}$; $\lambda_{Es} = 0,35$

und $G_{d,0} = 9.500 \text{ kPa}$; $\lambda_{Gd} = 0,47$

In der Simulation wurde für den Druck p die effektive Überlagerungsspannung $\sigma'(z)$ verwendet. Mit den Exponenten λ_{Es} und λ_{Gd} sind die qualitativen Verläufe der Steifigkeits- und Dämpfungsprofile über die Tiefe z gegeben.

Aus der Gesamtsteifigkeitsmatrix und der Gesamtmassenmatrix (Rohr und Boden) lassen sich die Eigenwerte ω_i und Eigenformen x_i des ungedämpften Systems durch Lösen der Gleichung

$$(K - \omega_i^2 \cdot M) \cdot x_i = 0 \quad (11)$$

bestimmen. Die Eigenfrequenzen des ungedämpften Systems ergeben sich zu:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2 \cdot \pi} \quad (12)$$

Abbildung 5 zeigt die Ergebnisse eines Hammerschlags und dessen Simulation für einen unbelasteten Pfahl. Links sind die Impulsanregung (schwarz) sowie die simulierte (blau) und gemessene (grün) Systemantwort im Zeitbereich, rechts im Frequenzbereich dargestellt. Die Systemantwort wurde zunächst mit einem Tiefpassfilter von hochfrequenten Signalanteilen ($> 200 \text{ Hz}$, z.B. aus der Ring-/Rohrschwingung) bereinigt (links, Mitte). Außerdem wurde ein Bandpassfilter um die aus der FFT (rechts) ermittelte erste Eigenfrequenz bei ca. 21 Hz verwendet um das Dämpfungsmaß D des so gefilterten Signals zu bestimmen (links, unten). Zusätzlich sind in der FFT rechts die ersten drei Eigenfrequenzen des ungedämpften Systems (Gleichungen (11) und (12)) angegeben und eingezeichnet (gestrichelt).

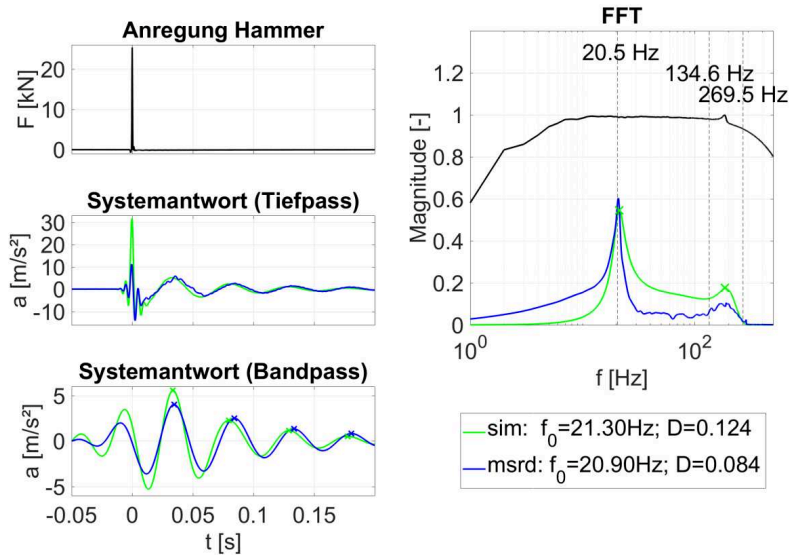


Abbildung 5: Gemessenes und simuliertes Signal infolge Impulsanregung

Es zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung zwischen simuliertem und gemessenem Signal, sowohl im Zeit- als auch im Frequenzbereich. Ein zweiter Peak im Frequenzspektrum des simulierten und gemessenen Signals ist im Bereich zwischen den höheren Eigenfrequenzen des gedämpften Systems zu erkennen. Hier beginnt jedoch schon die Wirkung des Tiefpassfilters. Erste Eigenfrequenz und Dämpfungsmaß des simulierten Signals sind etwas höher als beim gemessenen Signal. Zur Korrektur wurden die Bettungssteifigkeit k_s und der Dämpfungskoeffizient c_s global abgemindert. Iterativ konnte so das simulierte an das gemessene Signal angeglichen werden.

5 Anwendung zur Untersuchung des Einflusses zyklisch lateraler Belastung

Wie in Abschnitt 2 beschrieben, wurde der Modellpfahl einer zyklisch lateralen Schwellbelastung mit $N = 12.000$ Zyklen unterzogen. Dabei wurden das Last-Verformungsverhalten jedes Zyklus und die Verformungsakkumulation am Pfahlkopf sowie die Veränderungen der Bodenspannungen gemessen. Aus dem Last-Verformungsverhalten lässt sich u.a. die Pfahlkopfsteifigkeit als Sekantensteifigkeit ableiten. Vor und nach jedem Versuch wurde die Eigenfrequenz des Pfahls, wie in Abschnitt 3 beschrieben, bestimmt. Es wurden mehrere Versuche durchgeführt. Bei einigen Versuchen wurde die zyklische Belastung nach $N = 1, 10, 100$ und 1.000 Zyklen unterbrochen und eine Eigenfrequenzbestimmung durchgeführt. Mit zunehmender Zyklenzahl wurde ein Anstieg der Sekantensteifigkeit sowie der Systemeigenfrequenz in Belastungsrichtung beobachtet (vgl. [Stein et al., 2019]).

Zur weiteren Untersuchung möglicher Änderungen der Bodeneigenschaften wurde das in Kapitel 4 beschriebene Verfahren auf Modalanalysen nach $N = 1, 10, 100, 1.000$ und 12.000 Zyklen angewandt. Bei der Auswertung der Versuche wurden die oben beschriebenen Zusammenhänge zur Beschreibung der Tiefen- bzw. Druckabhängigen Bodensteifigkeiten sowie der Ableitung der Federsteifigkeiten und Dämpfungskoeffizienten verwendet. Bei der Rückrechnung wurden die Bettungssteifigkeiten k_s und Dämpfungskoeffizienten c_s jeweils global für das gesamte System mit einem Faktor h_k bzw. h_c modifiziert, bis eine gute Angleichung zwischen gemessenem und simuliertem Signal erreicht werden konnte. Abbildung 6 zeigt die erste Eigenfrequenz f_0 und das zugehörige Dämpfungsmaß D des gemessenen Signals sowie die gewählten Federsteifigkeiten und Dämpfungskoeffizienten, jeweils bezogen auf den entsprechenden Wert nach der Pfahlinstallation bzw. vor Beginn des zyklisch lateralen Zugversuchs ($N = 0$, Abbildung 5).

Die Eigenfrequenz des Systems fällt infolge des ersten Belastungszyklus zunächst ab, steigt dann aber stetig an und erreicht nach 12.000 Zyklen einen um 6% höheren Wert als vor der Belastung. Dies kann durch eine gleichmäßige Steigerung der Bettungssteifigkeit von 26% modelliert werden. Das Dämpfungsmaß nimmt über einen längeren Zeitraum auf bis zu 88% des Ausgangswertes ab und steigt schließlich auf 105% an. Zur Modellierung ist eine deutlich größere Erhöhung des Dämpfungskoeffizienten um 37% notwendig.

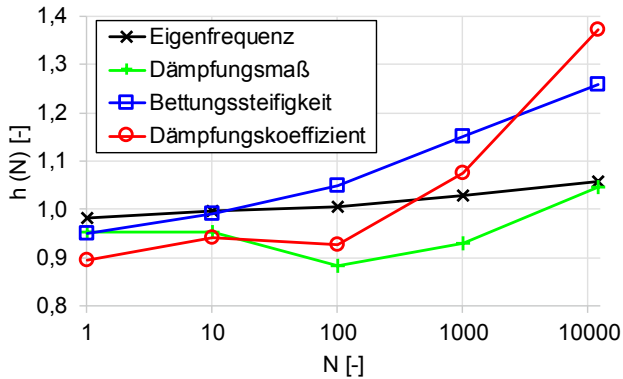


Abbildung 6: Veränderung von Eigenfrequenz (schwarz), Dämpfungsmaß (grün) Bodensteifigkeit (blau) und Bodendämpfung (rot) über die Zyklenzahl

Aus den Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, dass es infolge der zyklisch lateralen Belastung zu Änderungen der Bodensteifigkeit (hier: E_{sd} und G_d) gekommen ist. Ursächlich hierfür können Änderungen im Bodengefüge (z.B. Lagerungsdichte) oder des Spannungszustandes (vgl. Formeln (9) und (10)) sein. Es ist zu beachten, dass nicht nur eine gleichmäßige Änderung über die Tiefe, sondern auch Änderungen des Steifigkeitsprofils das dynamische Verhalten des Systems beeinflussen können.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Es konnte gezeigt werden, dass für das Modell einer Monopfahlgründung die erste Biegeeigenfrequenz mittels Impulsanregung messtechnisch bestimmt und das Schwingverhalten mit einem einfachen eindimensionalen numerischen Modell gut simuliert werden kann. Die für die Simulation erforderlichen Bodenparameter (dynamischer Steifemodul E_{sd} und dynamischer Schubmodul G_d) konnten mittels Durchschallungsversuchen im Triaxialgerät ermittelt werden. Durch geringfügige Anpassungen der so ermittelten Bettungssteifigkeit und Bodendämpfung konnte eine sehr gute Angleichung an das gemessene Signal erreicht werden.

Die Anwendung der Methode an einem zyklisch lateral belasteten Pfahl nach einer steigenden Zahl von Lastzyklen zeigte nach einem anfänglichen Rückgang von Eigenfrequenz und Dämpfungsmaß einen stetigen Anstieg beider Parameter. Diese Effekte konnten numerisch durch eine entsprechende (jedoch nicht proportionale!) Anpassung der Bodenparameter abgebildet werden. Hieraus kann geschlossen werden, dass es zu Änderungen der Bodensteifigkeiten infolge der zyklischen Belastung kommt. Welche bodenmechanischen Phänomene diese Veränderungen hervorrufen, ist noch zu klären.

Es ist zu beachten, dass der Einfluss einer Veränderung der Bodenparameter k_s und c_s auf die Biegeeigenfrequenz f_0 und das Dämpfungsmaß D vom Verhältnis der Steifigkeiten von Pfahl und Boden zueinander abhängt. Das Ergebnis einer Erhöhung der Eigenfrequenz von 6% infolge einer Erhöhung der Bodensteifigkeit um 26% kann daher z.B. nicht auf Offshore-Windenergieanlagen übertragen werden. Auch weisen diese eine ganz andere Massenverteilung (z.B. durch Turm und Gondel) auf, welche wieder das Schwingverhalten beeinflussen. Mithilfe numerischer Simulationen ließe sich dieser Einfluss jedoch abschätzen.

Literatur

- Arany, L.; Bhattacharya, S.; Macdonald, J.; Hogan, S. J.:** Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 92, 2017, S. 126–152. DOI: 10.1016/j.soildyn.2016.09.024.
- Den Hartog, J. P.; Mesmer, Gustav:** Mechanische Schwingungen. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1952.
- Grabe, J.; Mahutka, K.-P.:** Abschätzung der horizontalen Bettung mittels dynamischer Pfahlprüfung. *Bautechnik* 82 (4), 2005, S. 227–235. DOI: 10.1002/bate.200590078.
- Herwig, V.; Gattermann, J.:** VIBRO-Project - Vergleich der lateralen Tragfähigkeit von vibrierten und geschlagenen Stahlpfählen in sandigen Böden. Pfahl-Symposium 2015, Braunschweig, 19./20. Februar 2015, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2015, S. 251–265.
- Lee, S. L.; Chow, Y. K.; Karunaratne, G. P.; Wong, K. Y.:** Rational wave equation model for pile-driving analysis. *J. Geotech. Engrg.* 114 (3), 1988, S. 306–325. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1988)114:3(306).
- Prendergast, L. J.; Gavin, K.:** A comparison of initial stiffness formulations for small-strain soil–pile dynamic Winkler modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 81, 2016, S. 27–41. DOI: 10.1016/j.soildyn.2015.11.006.
- Stein, P.:** Modellversuche zur Vibrationsrammung offener Stahlrohrpfähle. 35. Baugrundtagung, Beiträge der Spezialsitzung, Stuttgart, 26.09.2018, 2018, S. 173–182.
- Stein, P.; Hinzmann, N.; Gattermann, J.; Stahlmann, J.:** Experimentelle Versuche zur Steifigkeitsänderung von Monopfahlgründungen unter zyklisch lateraler Belastung. Pfahl-Symposium 2019, Braunschweig, 21.-22.02.2019, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2019, S. 115–133.
- Terzaghi, K.:** Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique* 5 (4), 1955, S. 297–326. DOI: 10.1680/geot.1955.5.4.297.
- Walsh, C. (Hg.):** Offshore Wind in Europe - Key trends and statistics 2018. Unter Mitarbeit von Florian Selot, Daniel Fraile, Guy Brindley und Laia Miro. Wind Europe, 2019.

Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein

p.stein@tu-braunschweig.de

Institut für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGG-TUBS.de
Tel.: 0531 391-62000

Dynamische Pfahlprüfung

Offshore Monitoring – Rammpfahl

Onshore – Prüfungen von Pfählen aller

Ortbetonpfähle mit Fallgewichten bis 43t (Hamburg A7 - De

2. Meinung Signal Matching (Jahresberichte EAPfähle 2016 und 2017)

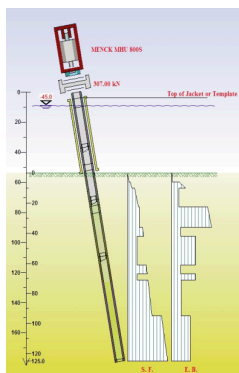
Zertifiziert – PDCA (Pile Driving Contractors Ass

Integritätsprüfung von Pfählen

PIT - Hammerschlag · CSL - Ultraschall · TIP - Ten

Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.

Rammpfahl



Monitoring



Fallgewicht 43 t



4



Überwachung und Prognose von Erschütterungen

Sachverständigengutachten bei Schlägen

Online Monitoring bei Offshore-Plattformen zur Vermeidung von Strukturschäden

Elmar Wisotzki¹, Christoph Rach¹, Peter Furtner², Martin Stöger²

¹TenneT Offshore GmbH, Deutschland

²VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH, Österreich

1 Einleitung

Der Übertragungsnetzbetreiber TenneT ist verantwortlich für die Bündelung, Übertragung und Einspeisung der in der Deutschen Bucht der Nordsee erzeugten Windenergie in das deutsche Hochspannungsnetz. Hierzu werden Konverterplattformen mit Betriebsstrukturmassen (Topside) von bis zu 20.000 Tonnen in der Nordsee installiert. Überwiegend werden diese Plattformen mit offenen Stahlrohrrammpfählen mit Pfahldurchmessern von 2,5 m und Einbindetiefen von etwa 60 m tiefgegründet. Die horizontale Aussteifung der Pfähle erfolgt in der Regel mittels Fachwerkkonstruktionen (Jacket), wobei die Pfähle der in diesem Beitrag betrachteten Konstruktionen über die gesamte Jackethöhe bis zur Topside geführt werden.

Insbesondere der Betrieb und die Wartung solcher Plattformen stellen in der harschen Meeresumgebung hohe Anforderungen an das Material, die Technik sowie das Personal. Zur Kostenminimierung und effizienten Wartungsplanung sind Fernüberwachungssysteme (Online-Monitoring) mittlerweile Bestandteil vieler Offshore-Bauwerke. TenneT nutzt diese Systeme seit 2015 u.a. zur Überwachung der strukturellen Integrität ausgewählter Offshore-Plattformen.

Im vorliegenden Beitrag werden das Online-Monitoring am Beispiel von zwei Offshore-Plattformen, die Interpretation der Messdaten sowie die hiermit gesammelten Erfahrungen vorgestellt.

2 Offshore Plattformen

2.1 Allgemeines

Offshore-Plattformen werden entsprechend ihrer Funktionalität in Betriebsstruktur (Topside), Tragstruktur und Gründungselemente eingeteilt [STANDARD

KONSTRUKTION, 2015]. Hierbei nimmt die Tragstruktur jegliche ständige und veränderliche Lasten aus der Topside sowie (Meeres)Umwelt- und Anpralllasten auf und leitet diese in die Gründungselemente ein, die wiederum die Kräfte sicher in den Baugrund abtragen.

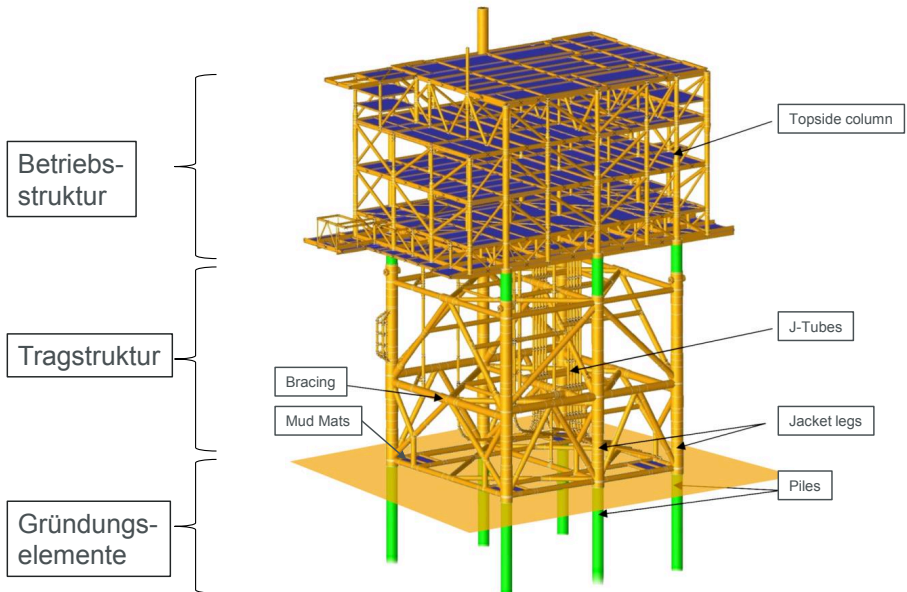


Abbildung 1: Offshore-Plattform inklusive funktionelle Einteilung

Im dargestellten Beispiel (siehe Abbildung 1) besteht nur eine funktionale Trennung zwischen Tragstruktur und Gründungselement, da hier die Pfähle die Topside direkt stützen. Das Jacket dient bei dieser Art von Konstruktion lediglich als horizontale Aussteifung, sodass laterale äußere Einwirkungen gleichmäßig in die Pfähle eingeleitet werden können. Weiterhin wird die Steifigkeit des Gesamtsystems durch das Jacket erhöht.

2.2 Installation

Die Abfolge der Installationsschritte von Tragstrukturen auf Jacket-Basis mit nachträglicher Pfahlinstallation kann wie folgt gegliedert werden:

1. Jacket auf dem Meeresboden absetzen

2. Pfähle in die Jacketbeine einführen (pile stabbing)
3. Pfähle rammend einbringen (pile driving)
4. kraftschlüssigen Verbund zwischen Jacket und Pfählen herstellen

In Abbildung 2 sind verschiedene Installationszeitpunkte des hier vorgestellten Konstruktionsprinzips dargestellt.

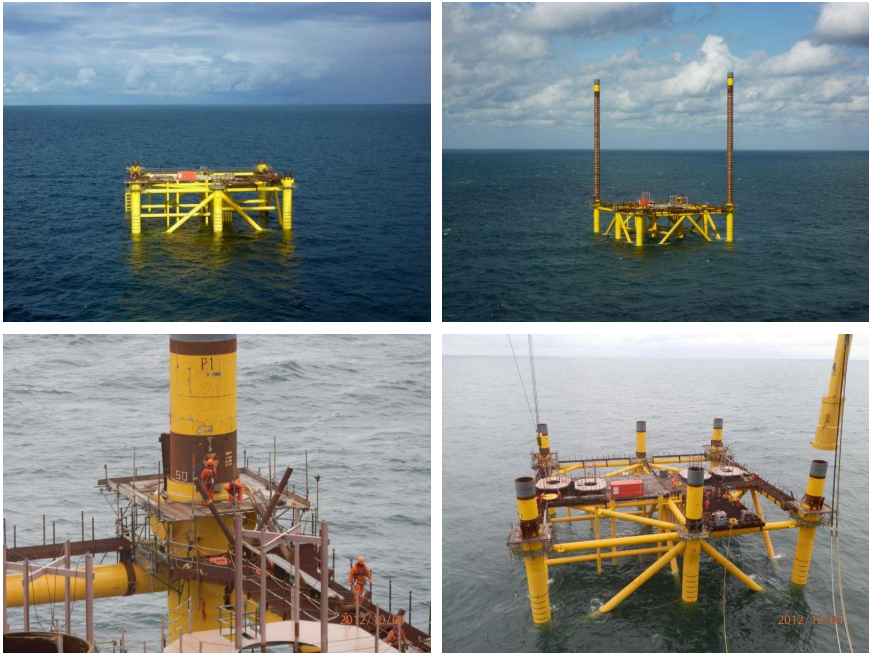


Abbildung 2: oben links: auf dem Meeresboden abgesetztes, frei stehendes Jacket
oben rechts: zwei diagonal gegenüber eingesetzte Stahlrohrrammpfähle
unten links: bis auf Endtiefe eingebrachter Stahlrohrrammpfahl
unten rechts: Abschluss der Pfahlinstallation

Zur Gewährleistung der temporären Standsicherheit des Jackets (on bottom stability) während der Installation sind an dessen Basis Lastverteilungsplatten mit Schubrippen (Mud Mats) angeschweißt. Diese sollen einerseits lokale Grundbrüche ausschließen sowie ungewollte und ungleichmäßige Setzungen beschränken und andererseits das Gleiten der noch nicht verankerten Struktur verhindern.

Aufgrund von bau- und installationsbedingten Toleranzen besteht ein Ringraum zwischen dem jeweiligen Jacketbein und dem Pfahl. Teils wird dieser Ringraum während des Rammens mit Luft beschickt, um eine zusätzliche Rammschallminderung zu erreichen. Im Bereich der horizontalen Aussteifungen (Bracings) sind im Allgemeinen Distanzplatten (Spacer Plates) im Inneren des Jacketbeins angeordnet, die u.a. als Führung für die Pfähle und als Kontaktflächen dienen sollen.



Abbildung 3: Umlaufend angeordnete Spacer Plates mit Teflonauflage im Inneren des Jacketbeins

Der kraftschlüssige Verbund zwischen Jacket und Pfahl kann entweder über die Verfüllungen des Ringraumes mit mineralischen Bindemitteln (z.B. Grout) oder als lokale Verschweißung des Jackets mit den Pfählen erfolgen, wie hier im betrachteten Fall.

2.3 Konstruktive Details

Die betrachtete Offshore-Plattform besteht aus einer Topside mit einer Masse von ca. 12.200 Tonnen, einem sechsbeinigen Jacket mit einer Masse von ca. 4.600 Tonnen sowie 6 ca. 100 m langen Gründungspfählen mit einer Masse von ca. 2.500 Tonnen. Die Stahlrohrrammpfähle weisen einen Außendurchmesser von $D_a = 2438 \text{ mm}$ (96“) bei

Wandungsstärken zwischen 65 bis 80 mm auf und sind 50 m im Meeresboden eingebunden. Die Pfähle verlaufen vollständig sowie lotrecht durch das Jacket bis zur Unterseite der Topside.

Im geschilderten Beispiel wurde ein stoffschlüssiger Verbund zwischen den Gründungspfählen und dem Jacket über sogenannte „Crown Plates“ realisiert, d.h. die Jacketbeine sind an deren Oberseiten über jeweils 8 Dreiecksplatten (Kronenzacken) mit den Pfählen verschweißt. Eine nachträgliche Verfüllung des Ringraums zwischen Pfahl und Jacketbein mit mineralischen Bindemitteln erfolgte nicht. Die Abbildung 4 zeigt das Konstruktionsdetail dieser Verbindung.

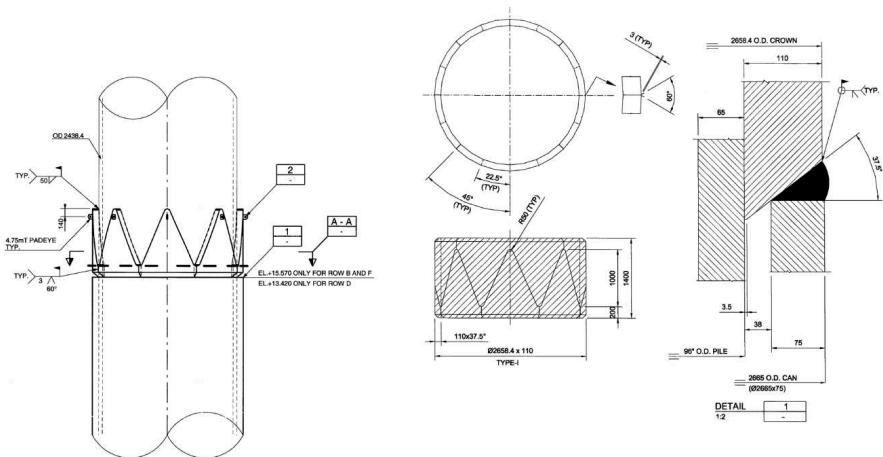


Abbildung 4: Konstruktionsdetail der Verbindung zwischen Jacketbein und Pfahl

Zur Pfahlführung wurden an den Innenseiten der Jacketbeine 12 mm starke Spacer Plates mit einer 3 mm starken Teflonauflage (vgl. Abbildung 3) in drei Höhenlagen umlaufend angeordnet. Die Abbildung 5 zeigt die Höhenlagen sowie die Anordnung der Spacer Plates innerhalb des Jacketbeins, jeweils in Höhe der Bracings.

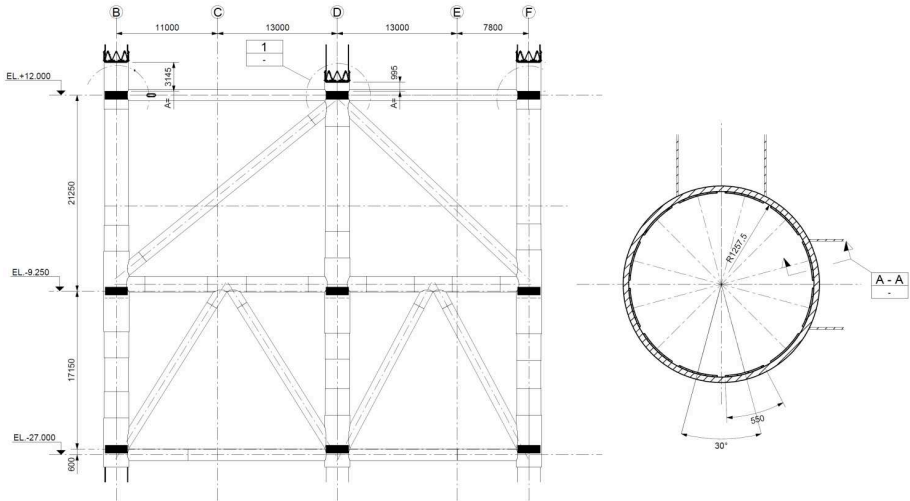


Abbildung 5: Anordnung der Spacer Plates innerhalb der Jacketbeine

Das für die Pfahlinstallation gewählte Spaltmaß zwischen Pfahl und Jacketbeinen beträgt im Bereich der Spacer Plates insgesamt 46 mm, d.h. bei zentrischer Pfahlinstallation umlaufend 23 mm.

2.4 Rechnerische Annahmen

Offshore-Bauwerke sind so zu entwerfen, dass keine Resonanz der maßgeblichen Bauwerkseigenfrequenz mit den äußeren Anregungsfrequenzen, im Speziellen mit dem Seegang, vorliegt. Die Plattform wurde rechnerisch unter Berücksichtigung des zuvor Gesagten mit einer Eigenfrequenz von 0,44 Hz entworfen. Das statische Modell berücksichtigte hierbei die Annahme, dass die horizontalen Lastkomponenten in Höhe der Spacer Plates in die Pfähle eingeleitet werden, d.h. die Berücksichtigung von permanent vorhandenen horizontalen Auflagerpunkten.

Der Plattformentwurf erfolgte auf der Grundlage der DNV Regelwerke. In der Ermüdungsberechnung der Tragstruktur wurde ein Design Fatigue Factor (DFF) von 10 für den Unterwasserbereich, ein DFF von 3,3 bzw. 10 in der Wasserwechselzone und ein DFF von 1 für Bereiche oberhalb der Wasserwechselzone verwendet [DNV-OS-J201, 2009].

Weiterhin wurde eine lokale Kolkbildung von 2,5 x Pfahldurchmesser berücksichtigt.

3 Überwachungsveranlassung

Für Offshore-Plattformen sind ein Konzept für wiederkehrende Prüfungen (WKP-Konzept) zu erstellen sowie die hierin definierten wiederkehrenden Prüfungen anhand von Prüfplänen abzuarbeiten [STANDARD KONSTRUKTION, 2015]. Zur Erstellung der Prüfpläne für die Tragstruktur werden Risikobewertungen vorgenommen, um kritischen Bauteile zu identifizieren und den Prüfaufwand zu begrenzen. Hierzu werden die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Defektes sowie die aus dem Defekt resultierenden Auswirkungen von Folgeschäden berechnet. Die Abbildung 6 zeigt exemplarisch die Ergebnisse einer solchen Analyse.

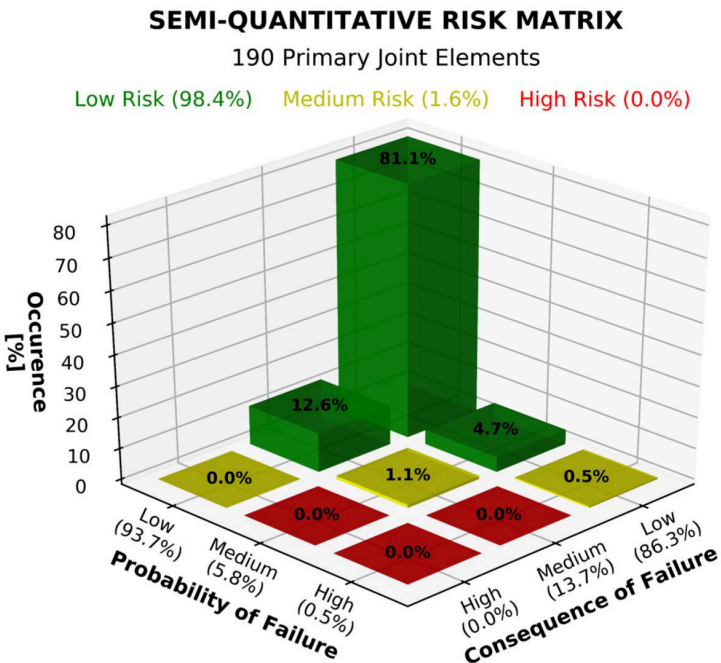


Abbildung 6: Risikoanalyse einer Tragstruktur einer TenneT-Plattform

Die Prüfungen finden in größeren zeitlichen Intervallen statt, sodass zwischen zwei Prüfungen keine Aussage zum aktuellen Status des Prüfobjektes getroffen werden kann. Da strukturelle Defekte im Allgemeinen mit einem veränderten Eigenfrequenzverhalten des Bauwerks einhergehen, kann das Schwingverhalten als Indikator zur strukturellen

Integrität dienen. Insbesondere bei älteren Plattformen mit fortgeschrittener Materialermüdung und Korrosionserscheinungen ist eine messtechnische Begleitung daher sinnvoll.

Dennoch wurde bei einer TenneT Plattform schon etwa ein Jahr nach der Inbetriebnahme ein ungewöhnliches Verhalten durch die Plattformbesatzung berichtet. Hierbei wurde eine Art kurzzeitiges „Rucken“ geschildert, dass insbesondere bei scheinbar ruhiger See auftrat. Um den Ursachen dieses subjektiv geschilderten, jedoch nicht dokumentierten Verhaltens auf den Grund zu gehen wurde ein umfangreiches Monitoring-Programm geplant und ausgeführt.

4 Online Monitoring

4.1 Messkonzept

Das Monitoring-Programm wurde in zwei Schritten konzipiert und umgesetzt:

1. Messtechnische Untersuchung (= Kurzzeitmessungen)
2. Permanente messtechnische Überwachung (= Online-Monitoring)

Der erste Schritt, die messtechnischen Kurzzeituntersuchungen zum Bewegungsverhalten der Plattform beinhaltete Vor-Ort-Messungen auf der Plattform mit einem mobilen, autarken Messsystem und drei hochempfindlichen, seismischen 3d-Beschleunigungssensoren mit einem Messbereich von 0 – 200 Hz. Diese Sensoren wurden in 9 aufeinander folgenden Setups an 16 Positionen auf der Topside appliziert, wobei ein Referenzsensor für alle Setups an derselben Position verblieb.

Diese Messanordnung erlaubte die Messung und Auswertung aller relevanten Eigenfrequenzen und Schwingungsformen. Die Messungen konnten innerhalb eines Tages vor Ort durchgeführt werden.

Im zweiten Schritt wurde ein Messsystem zur permanenten messtechnischen Integritätsüberwachung installiert (= Online Monitoring). Dieses besteht aus folgenden Komponenten:

- 7 x seismische 3d-Beschleunigungssensoren
- 1 x Windmesser
- 1 x Wellenradar

- 1 x Videokamera
- 1 x Messstation (Master-Station)
- 1 x Datenfernübertragung

Nachfolgende Abbildung 7 und Abbildung 8 zeigen die Anordnung sämtlicher Komponenten im Längs- und Querschnitt der Topside.

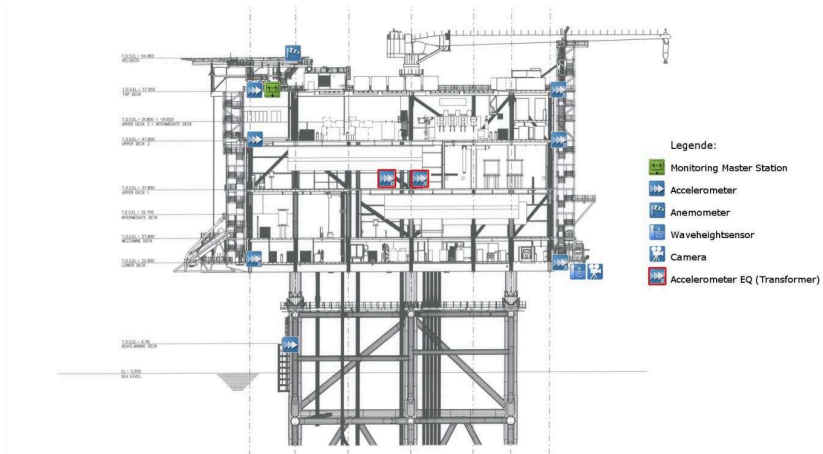


Abbildung 7: Sensoranordnung im Längsschnitt der Plattform

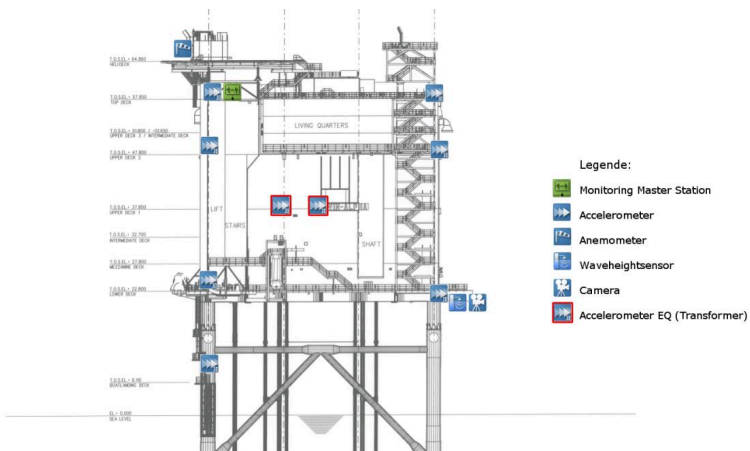


Abbildung 8: Sensoranordnung im Querschnitt der Plattform

Sämtliche Messdaten werden vor Ort auf der Messstation permanent mit einer Samplingrate von 200 Hz kontinuierlich aufgezeichnet und abgespeichert. In weiterer Folge werden diese mittels Fernübertragung an einen Onshore-Server übertragen, durch eine Software vorausgewertet und die Resultate in einem passwortgeschützten Web-User-Interface zur Betrachtung, zur weiteren Auswertung und zum Download bereitgestellt.

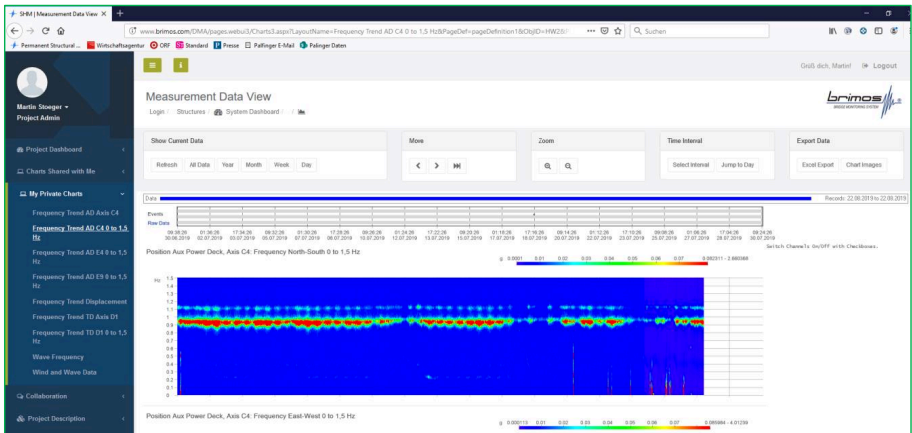


Abbildung 9: Screenshot: Web-User-Interface www.brimos.com

Im User-Interface können automatisierte Auswertungen eingestellt werden, wobei die Messdaten laufend ausgewertet und die Ergebnisse als interaktive Grafiken und in Tabellenform bereitgestellt werden. Diese Auswerteschritte sind unter anderem:

- Statistische Auswertungen (Min, Max, Mittelwert, Häufigkeitsverteilungen)
- Wasserfalldarstellungen (Trendkarten)
- Frequenzanalyse
- Rainflow-Counting
- Korrelationsanalyse, etc.

Zusätzlich können noch Alarmgrenzwerte für alle Messdaten und die Ergebnisse aller automatisierten Auswertungen eingerichtet werden, wobei bei Grenzwertüberschreitung E-Mail-Alarme generiert werden.

4.2 Messergebnisse und Interpretation

Folgende Auswertungen wurden mit den Messdaten durchgeführt:

- Eigenfrequenzanalyse in Abhängigkeit von Wind und Wellenhöhe
- Topside Bewegungen
- Maximale Topside Auslenkungen
- Veränderung obiger Parameter über die Zeit (=Langzeitverhalten).

Eigenfrequenzanalyse:

Die Eigenfrequenzen der Plattform wurden aus den Beschleunigungsmessdaten berechnet, mit folgendem Ergebnis:

- 1. Eigenfrequenz 0,23 Hz bei geringer Schwingungsanregung („Bell-Mode“)
- 1. Eigenfrequenz 0,47 Hz wenn das Jacket bei starkem Wind und Wellengang die Pfähle touchiert („Fixed Mode“)

Wie ergänzende Untersuchungen (siehe Abschnitt 5) zeigten, „hängt“ das Jacket aufgrund von Kolkerscheinungen nur an den Crown Plates und kann mit niedriger Eigenfrequenz frei schwingen. Bei stärkerem Wind und Wellengang wird das Jacket gegen die Pfähle gedrückt. Der Übergang zwischen beiden Zuständen führt zu ruckartigen Bewegungen, wie die Ausschläge in nachfolgender Abbildung 10 zeigen.

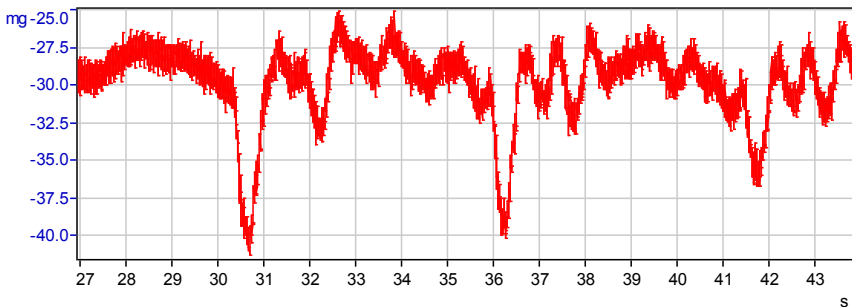


Abbildung 10: Ruckartige Bewegungen

Abbildung 11 zeigt das Schwingungsverhalten und die Eigenfrequenzen über die Zeit. Auf der X-Achse wird dabei die Zeit aufgetragen, auf der Y-Achse die Frequenz und die Farbe zeigt die Schwingungsintensität.

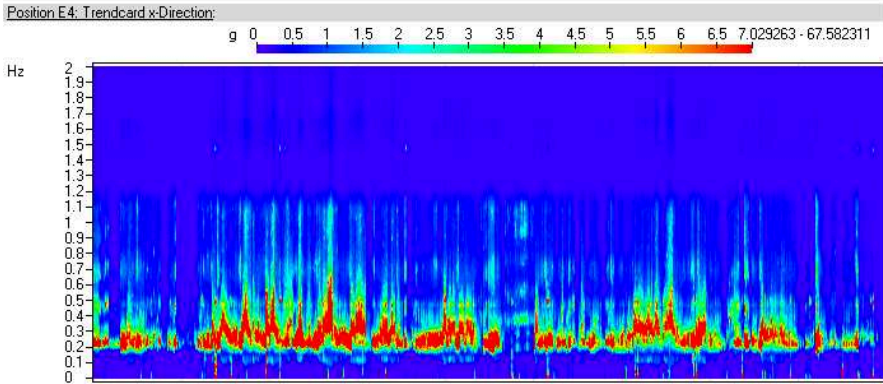


Abbildung 11: Wasserfalldarstellung des Schwingungsverhaltens („Trendkarte“)

Bewegungsanalyse und maximale Auslenkungen:

Durch Doppelintegration der Beschleunigungsmessdaten können die Schwingwege der Topside in beiden horizontalen Raumrichtungen über die Zeit ermittelt werden (siehe Abbildung 12) und in weiterer Folge gezählt und für Ermüdungsberechnungen bereitgestellt werden. Die gemessenen maximalen Auslenkungen der Topside über den Monitoringzeitraum betragen 62 mm.

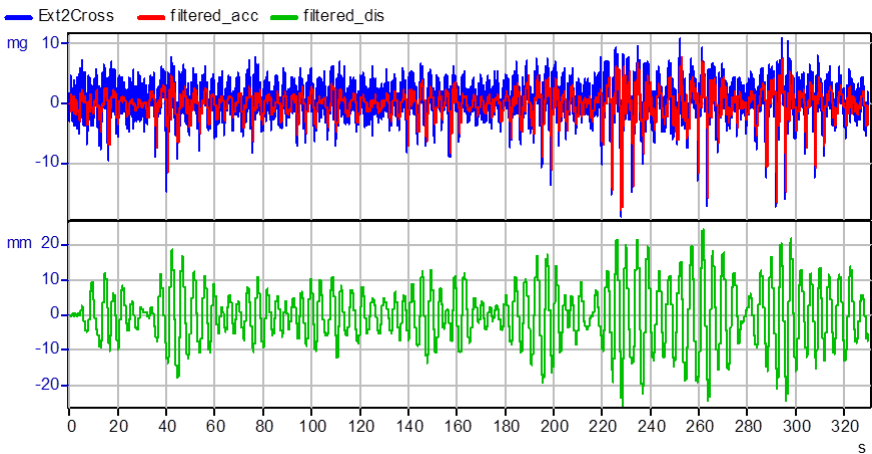


Abbildung 12: Gemessene horizontale Plattformbewegungen

5 Ergänzende Untersuchungen

Durchgeführte bathymetrische sowie visuelle Untersuchungen bestätigten eine großflächige Kolkerscheinung um die Plattform sowie die Unterspülung der Mud Mats (siehe Abbildung 13). Somit „hängt“ das Jacket lediglich an den mit den Pfählen verschweißten Crown Plates und kann die Pfähle bei geringer äußerer Anregung touchieren (Bell Mode). Die hiermit verbundene abrupte Frequenzänderung, die die Ursache des berichteten „Ruckens“ ist, wurde bereits in Abschnitt 4.2 beschrieben.

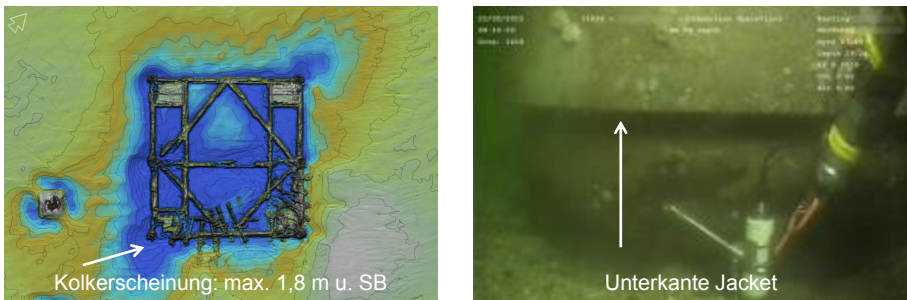


Abbildung 13: Kolkerscheinungen ca. 2,5 Jahre nach der Installation

Wie in Parallelberechnungen und durch die Messungen bestätigt werden konnte legt sich das Jacket bei größeren Bewegungen an die Spacer Plates an (Entwurfsannahme), sodass für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) keine kritischen Zustände auftreten.

Hinsichtlich des Ermüdungslastfalles ergeben sich jedoch erhebliche rechnerische Abweichungen durch die geänderten Randbedingungen, insbesondere für die Crown Plate Verbindung, da hier zusätzliche Momente durch das schwingende Jacket auftreten. Weiterhin führt die spezielle geometrische Ausbildung der Crown Plates zu hohen Spannungskonzentrationen in den angrenzenden Schweißnahtverbindungen.

Zur Ermittlung des Vorschädigungsgrades aufgrund des Bell Modes und zur Berechnung der verbleibenden Restlebensdauer wurden ausführliche finite Elementanalysen von namhaften Institutionen durchgeführt. Zur Überprüfung des berechneten Spannungsniveaus wurden zusätzlich Ergebnisse von Spannungsmessungen an den Crown Plates genutzt. Die Ergebnisse dieser Analysen zeigten eine deutlich verringerte Ermüdungslebensdauer auf, sodass eine mittelfristige Modifikation der Plattform empfohlen wurde.

6 Modifikation der Plattform

6.1 Modifikationsprinzip

Die Ursache der ungewollten Schwingungen war der Spalt zwischen Pfahl und Jacket und den hieraus resultierenden Relativbewegungen zwischen beiden Bauteilen unterhalb der Kronenschweißung. Zur Abstimmung der Bewegungen musste daher der Spalt geschlossen werden. Hierzu wurden verschiedene Alternativen wie bspw. das VergROUTEN des Ringraums, das Verklammern der Pfähle mit dem Jacket sowie das Verkeilen der Bauteile untersucht und bewertet.

Im hier betrachteten Fall stellte sich die Lösung des Verkeilens als technisch möglich, ausführbar und wirtschaftlich am Sinnvollsten heraus.

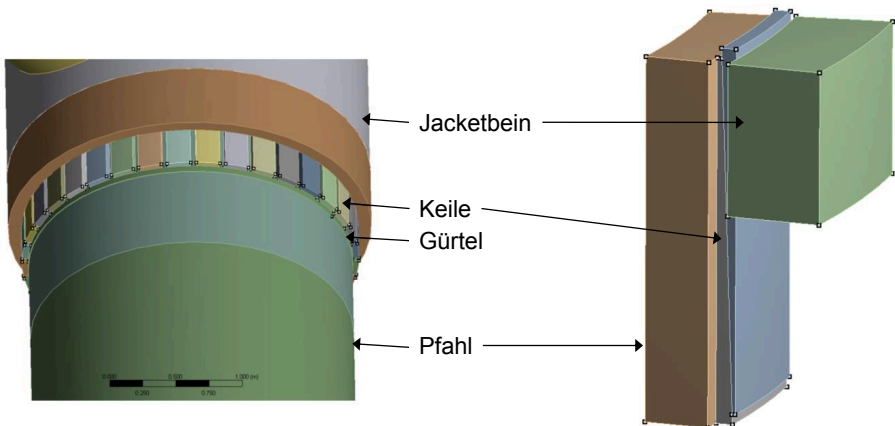


Abbildung 14: Modifikationsprinzip – Verkeilen der Bauteile mit Keilpaaren

Die Abbildung 14 zeigt das gewählte Modifikationsverfahren. Der Ringraum wird hierbei mit gegenläufig zulaufenden Keilen (Keilpaare) geschlossen. Der dem Pfahl zugewandte Keil liegt zur Lagesicherung auf einem dem Pfahl umspannten Flachstahlgürtel auf. Der äußere zugehörige Keil verspannt beim Hinabgleiten die Bauteile miteinander.

Zahlreiche globale Strukturberechnungen sowie lokale FEM-Berechnungen wurden im Zuge der Planung ausgeführt, um die Spannungsverteilung in den neuen Kontaktflächen und deren Auswirkungen auf das Bauwerk zu analysieren. In Abbildung 15 sind ausgewählte Berechnungsergebnisse der Spannungsverteilungen dargestellt.

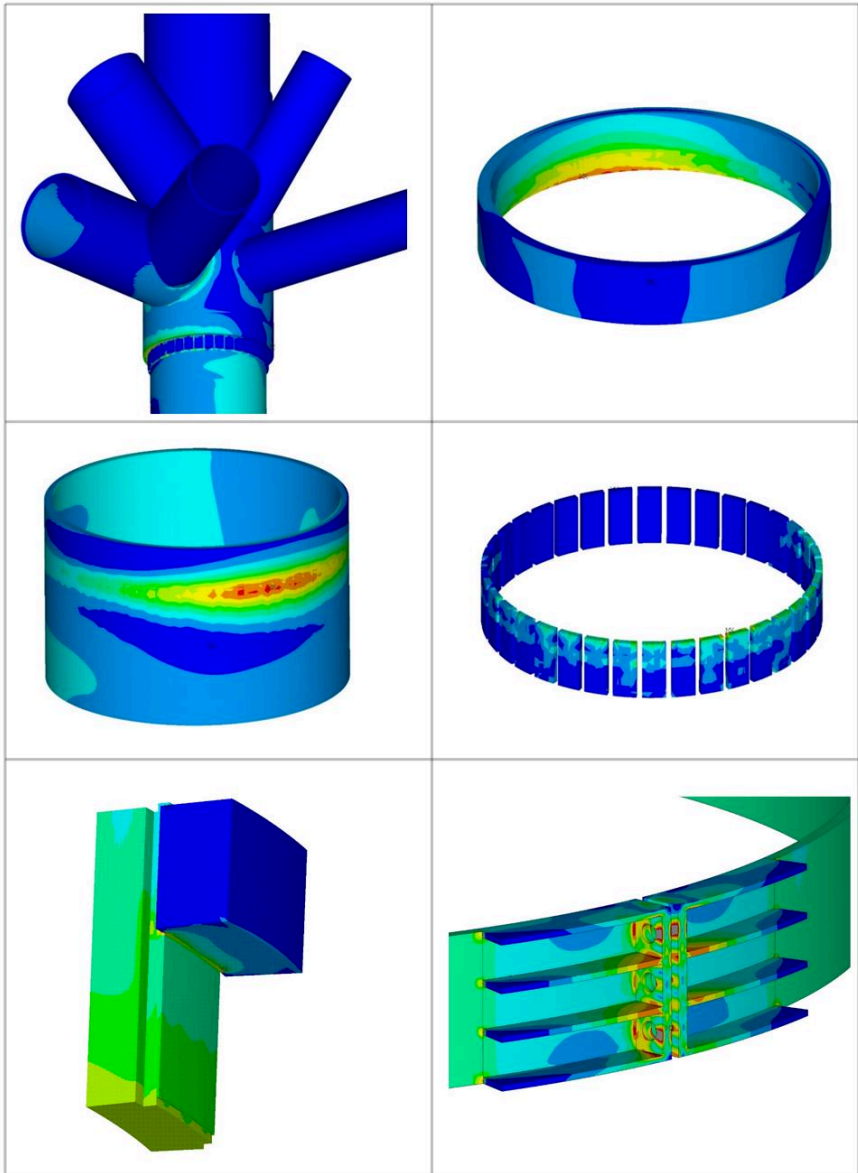


Abbildung 15: FE-Berechnungen - ausgewählte Spannungsverteilungen

In Vorbereitung auf die Modifikationsarbeiten wurde eine detaillierte Installationsmethodik erarbeitet und im Trockenen an Modellen erprobt. Der äußere Keil wird hierbei mit einem speziell gefertigten Werkzeug in die höchstmögliche Position bewegt und zusammen mit dem Werkzeug am Jacketbein fixiert. Folgend wird der innere Keil eingeführt und auf den Sicherungsgürtel abgesetzt. Hiernach wird das Werkzeug gelöst und der äußere Keil bewegt sich infolge der Schwerkraft abwärts und verkeilt den Spalt. Die Arbeiten müssen dabei gleichzeitig von 2 gegenüberliegenden Positionen erfolgen, damit eine gleichmäßige möglichst zentrische Verspannung erreicht wird.

Die Modifikationsarbeiten wurden im November 2018 von Tauchern erfolgreich durchgeführt und messtechnisch begleitet.

6.2 Messtechnische Begleitung

Das bereits auf der Topside installierte Online-Monitoring System wurde für die messtechnische Begleitung der Modifikation genutzt. Sämtliche Komponenten des Systems sind dazu vorab einer Wartung und Funktionskontrolle unterzogen worden. Während der Modifikation wurde das Schwingungsverhalten der Plattform in Horizontalrichtung, insbesondere die Eigenfrequenzen und die Schwingungsamplituden kontinuierlich gemessen und durch einen Ingenieur überwacht. Nach Abschluss der Arbeiten erfolgten eine Analyse der Messdaten sowie die Erstellung des Abschlussberichtes.

Die wesentlichen Ergebnisse sind:

1. Die Eigenfrequenzen der Plattform haben sich mit dem Modifikationsschritt verändert. Abbildung 16 zeigt das Frequenzspektrum und die 1. Eigenfrequenz vor der Modifikation und Abbildung 17 nach der Modifikation. Die 1. Eigenfrequenz der Plattform hat sich deutlich erhöht.
2. Die Veränderung der Plattformbewegungen (Auslenkungen) in Abhängigkeit von Wind und Wellenhöhe konnte eindeutig gemessen und dokumentiert werden (siehe Abbildung 18). Die Plattformbewegungen konnten ca. um den Faktor 10 verringert werden.
3. Durch die Weiterführung des Online Monitoring auch nach der Modifikation kann der langfristige Erfolg der Modifikation überwacht und dokumentiert werden.

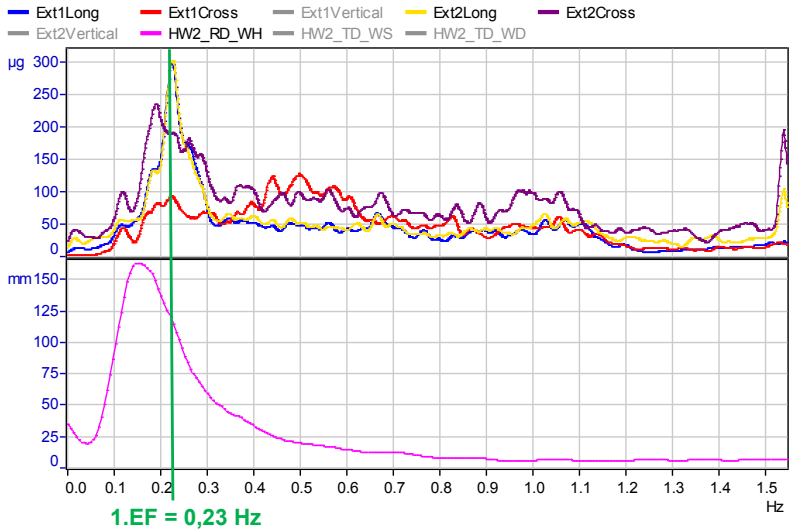


Abbildung 16: Gemessene 1. Eigenfrequenz vor der Modifikation

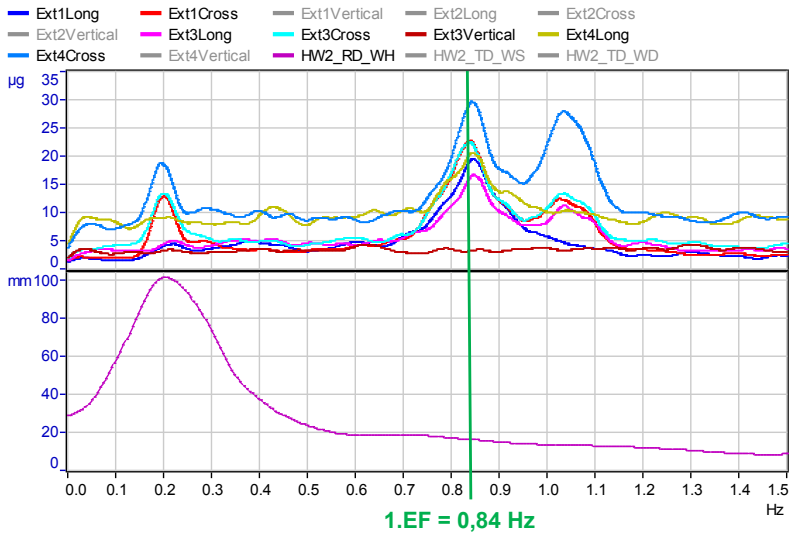


Abbildung 17: Gemessene 1. Eigenfrequenz nach der Modifikation

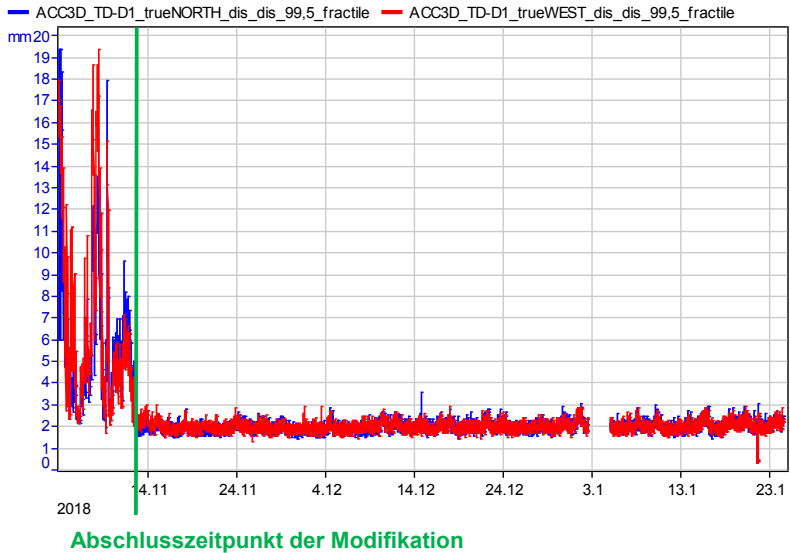


Abbildung 18: Reduktion der Plattformbewegung infolge der Modifikation

7 Fazit

Bei der visuellen Inspektion struktureller Bauteile besteht die Gefahr, dass Schädigungen nicht oder nicht rechtzeitig erkannt werden. Zerstörungsfreie Prüfverfahren erlauben zwar Einblicke in das Bauteilinnere, eignen sich jedoch in der Regel nur für lokale Untersuchungen.

Um eine Aussage über den globalen Zustand des Bauwerkes zu erhalten sind daher auch ergänzende messtechnische Bauwerksüberwachungen erforderlich. Hierbei kommen sensorische Messsysteme zum Einsatz, mit denen die sogenannte Systemfunktion einer Plattform erfasst werden kann. Die Systemfunktion beschreibt hierbei die Reaktion der Plattformstruktur auf einwirkende Kräfte, die beispielsweise durch das Auftreffen der Wellen hervorgerufen wird.

Signifikante Veränderungen in der Plattformstruktur führen zu einer Veränderung der Systemfunktion. Mit geeigneter Sensorik können somit Schädigungen sowie Änderungen die außerhalb des Toleranzbereiches der Entwurfsgrundlagen (Design Basis) liegen

bereits im Frühstadium detektiert werden. Änderungen der Systemfunktion werden bspw. durch starke Rissbildungen, übermäßigen Kolk, erhöhten marinen Bewuchs oder exzessive Korrosion hervorgerufen. Diese Schädigungen haben einen direkten Einfluss auf das Tragverhalten des Bauwerks.

Aufgrund der über die letzten vier Jahre gesammelten Erkenntnisse und positiven Erfahrungen mit der Schwingungsanalyse von Offshore-Plattformen ist es zukünftig geplant, sämtliche TenneT Offshore-Plattformen mit einem kontinuierlichen und automatisierten Zustandsüberwachungssystem („Structural Health Monitoring“) auszustatten, um einerseits routinemäßige Inspektionen in festgelegten Wartungsintervallen zu vermeiden und andererseits Echtzeitinformationen über die aktuelle strukturelle Integrität der Plattformen zu erhalten.

Literatur

Standard Konstruktion: Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), 1. Fortschreibung, *Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), BSH-Nr. 7005, 2015*

DNV-OS-J201: Offshore Substations for Windfarms, *Det Norske Veritas (DNV), 10/2009*

Autoren

Dr.-Ing. Elmar Wisotzki

elmar.wisotzki@tennet.eu

Dipl.-Ing. Christoph Rach

christoph.rach@tennet.eu

Asset Management Offshore (AMO)

TenneT TSO GmbH

www.tennet.eu

Eisenbahnlängsweg 2 a, 31275 Lehrte

Tel.: +49 (0)921 50740-0

DI Peter Furtner

furtner@vce.at

Martin Stöger

stoeger@vce.at

VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH

www.vce.at

Untere Viaduktgasse 2, A-1030 Wien

Tel.: +43 (0)1 897 53 39

Kontinuierliche Online-Auswertungen großer Datenmengen während des Deformationsprozesses gewährleisten die sichere Objektüberwachung.

Dipl.-Ing. Thomas Paßlick

GeTec Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum, Deutschland

1 Einleitung

Bei innerstädtischen Bauprojekten oder Infrastrukturmaßnahmen werden vielfach automatische Messsysteme zur kontinuierlichen Erfassung von Deformationen eingesetzt. Zusätzlich zu den kontinuierlich erfassten Messwerten werden parallel auch die Produktionsdauern erfasst. Der Überbegriff für alle Arten der unmittelbaren systematischen Erfassung, Messung, Beobachtung oder Überwachung eines Vorganges bezeichnet man als Monitoring. Eine Funktion des Monitorings besteht darin, bei einem beobachteten Prozess festzustellen, ob dieser den gewünschten Verlauf nimmt und bestimmte Schwellenwerte eingehalten werden, um andernfalls steuernd eingreifen zu können.

Maßgeblich für ein zielgerichtetes Eingreifen in einen Bauprozess sind neben den aussagekräftigen Monitoring-Daten des Messsystems, weitere Informationen des aktuellen Bauprozesses sowie der Zustand des Messsystems. Die Grundlage hierfür bildet eine funktionierende Auswertesoftware, wie gtcVisual-WEB, mit einer Datenvisualisierung in Echtzeit und einem webbasiertem Zugang.

2 Voraussetzungen

2.1 Notwendige Voraussetzungen

Zu Beginn aller Maßnahmen wird eine Berechnungsprognose des Statikers, Ingenieur-, oder Gutachterbüros erstellt, um die Art der Bewegungen und die Größenordnungen zu bestimmen. Für ein umfassendes und aussagekräftiges Verformungsbild ist das Objekt messtechnisch zu überwachen und die Art der Deformationsgrößen müssen definiert

werden, um Sie auf Verletzungen (Abweichungen) vorgegebener Grenzwerte überprüfen zu können.

Hierzu ist ein Messkonzept, das auf Basis der prognostizierten Bewegungen und Größenordnungen aufgestellt wird, sinnvoll und unerlässlich.

Sollte dieses Messkonzept für die Angebotsphase des Projektes noch nicht erstellt worden sein, sind wir als Firma GeTec GmbH gerne bereit, Ihnen bei Bedarf ein Messkonzept anzufertigen.

Auf Basis des aufgestellten und abgestimmten Messkonzeptes wird die notwendige Sensorik ausgewählt. Dies geschieht unter der Prämisse einer möglichst geringen Beeinträchtigung der vorhandenen Gebäudestruktur / -geometrie sowie der notwendigen Funktionalität des zu überwachenden Objektes.

2.2 Sinnvolle Voraussetzungen

Ergänzend zu den notwendigen Voraussetzungen gehören auch die sinnvollen Voraussetzungen zu einer sicheren Objektüberwachung. Das können je nach Überwachungsobjekt zahlreiche weitere Informationen sein, die helfen, eine zielgerichtete Bewertung des Objektes vornehmen zu können. Hierzu zählt auf jeden Fall ein Handlungskonzept / Alarmplan welches ein effektives und abgestimmtes Vorgehen bei Bedarf gewährleistet. Aufgrund der besonderen Stellung des Handlungskonzepts / Alarmplans nachfolgend einige Anmerkungen:

Für ein funktionierendes Handlungskonzept / Alarmplan ist es notwendig, dass die Grenz- oder Schwellenwerte des Objektes definiert werden und in der Auswertesoftware eingerichtet sind. Im Vorfeld sind folgende Einzelheiten eindeutig zu definieren:

- Verantwortlichen Personenkreis des Bauherrn / AG benennen
- Alarmierung via Mail / SMS / Sprachnachricht in der Auswertesoftware einrichten
- Lagebeurteilung vor Ort durch AG
- Messwertkontrolle / Plausibilitätskontrolle durch Fachfirma

Die Festlegung dieser Aktionen / Aufgaben bildet die Basis für sichere Entscheidungsprozesse während der Ausführung bzw. Überwachung.

Im akuten Fall kann so ein zielgerichtetes Handeln stattfinden.

Alarmierungskonzept

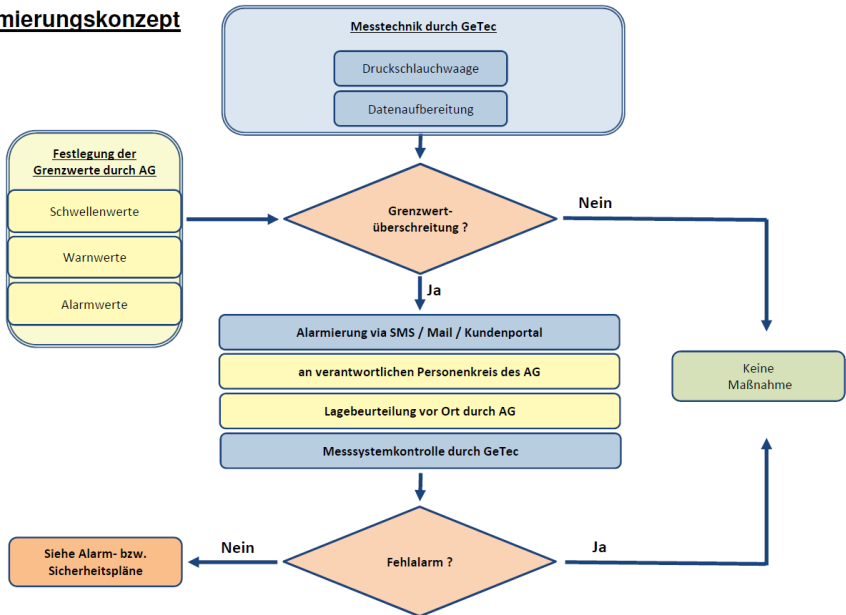


Abbildung 1: Beispiel für einen Alarmplan

3 Datenerfassung von Monitoring- und Produktionsdaten

Grundlage einer kontinuierlichen Online-Auswertung sind die erzeugten Daten der Objektüberwachung. Gemäß vorhandenem Messkonzept und / oder der Ausschreibung liefert die eingebaute automatische Messsensorik kontinuierlich die Daten, unabhängig vom Ausgangssignal der Sensorik und dem Messzyklus.

Einige Beispiele der Messsensorik:



Abbildung 2:
Schlauchwaage



Abbildung 4:
Totalstation



Abbildung 3: Wegaufnehmer



Abbildung 5:
Biaxialer Neigungsgeber

Zusätzlich werden häufig auch die Produktionsdaten erfasst und gespeichert. Das dient zur Korrelation der Messwerte. Die gesammelten Daten werden dann über einen oder mehrere Datenlogger an einen Server geschickt.

Anhand einer im Vorfeld festgelegten Datenstruktur und dem Transferformat findet während des Einlesens eine erste Kontrolle der Daten statt. So wird gewährleistet, dass kein Datenmüll eingelesen wird, der im Auswerteprozess zu fehlerhaften Ergebnissen führen kann. Die so installierte kontinuierliche Datenerfassung bildet die Basis für eine schnelle Weiterverarbeitung.

Zusätzlich zu der festgelegten und installierten Messsensorik werden im Bedarfsfall ergänzende virtuelle Messtellen konfiguriert und berechnet um weitere hilfreiche Informationen zur Steuerung des Projekts bereitzustellen. Das gewährleistet während der Ausführung ein umfassendes und aussagekräftiges Verformungsbild. Die Umsetzung sollte im Vorfeld mit den Beteiligten des Projekts besprochen und abgestimmt werden.

4 Datenmanagement und Auswertung

4.1 Datenmanagement

Die Basis für eine aussagekräftige Auswertung großer Datenmengen bildet die Auswertesoftware. Bei der Firma GeTec GmbH ist das die Software gtcVisual-WEB, die mit entsprechendem Modul auch für eine Produktionsdatendokumentation und -auswertung genutzt werden kann. Für eine sichere und optimale Performance der komplexen Auswertesoftware sorgen u.a. die Ausstattung des eingesetzten Servers. Die entscheidenden Leistungsmerkmale für einen funktionierenden Serverbetrieb sind u.a. ausreichende Kapazitäten, ständige Updates und Pflege, vorgelagerte Firewall, Zugriffs- und Zugangskontrollen, Systemüberwachung 24x7, kontinuierliche Datensicherung, gesichertes Rechenzentrum sowie der Serverstandort in Deutschland mit dem entsprechenden DS-GVO Regeln.

Diese Merkmale sollten turnusmäßig überprüft und an die entsprechenden Anforderungen angepasst werden, da nur so ein optimaler Betrieb gesichert werden kann.

4.2 Auswertesoftware mit aussagekräftigen Visualisierungen

Die Auswertesoftware ist die Basis einer kontinuierlichen Online-Auswertung in Echtzeit. Die Datenstruktur der Basisdaten für schnelle Zugriffszeiten in Kombination mit den notwendigen Prozessen für die diversen Berichte und Visualisierungen sind hierbei entscheidend.

Eine sichere Objektüberwachung wird durch einen strukturierten intuitiven Aufbau der Software gewährleistet durch die der Anwender das Objekt kontrollieren kann. Zudem sollte der Anwender gezielt auf Auffälligkeiten hingewiesen werden und diese auch direkt eindeutig erkennen können. Dies kann z.B. mittels abgestimmten Farben in der Visualisierung und Berichten erfolgen und parallel über Push-Nachrichten. Des Weiteren sollte der Anwender die Möglichkeit haben, die Ansichten individuell nach den aktuellen Bedürfnissen anpassen zu können. Dies ist besonders wichtig, um die unterschiedlichen Projektphasen mit den verschiedenen Einwirkgrößen präzise bewerten zu können. Über eine Gesamtobjektübersicht wird der Anwender, mit Hilfe von Detailausschnitten in die Lage versetzt, sich alle notwendigen Daten zielgerichtet anzuschauen. Mit diesen Benutzerausschnitten lassen sich große Projekte in aussagekräftige Teilbereiche unterteilen und gewährleistet die Detailansicht. Die notwendige / sinnvolle Anzahl der Ausschnitte lässt sich projektbezogen festlegen und kann auch während der Betriebszeit angepasst werden.

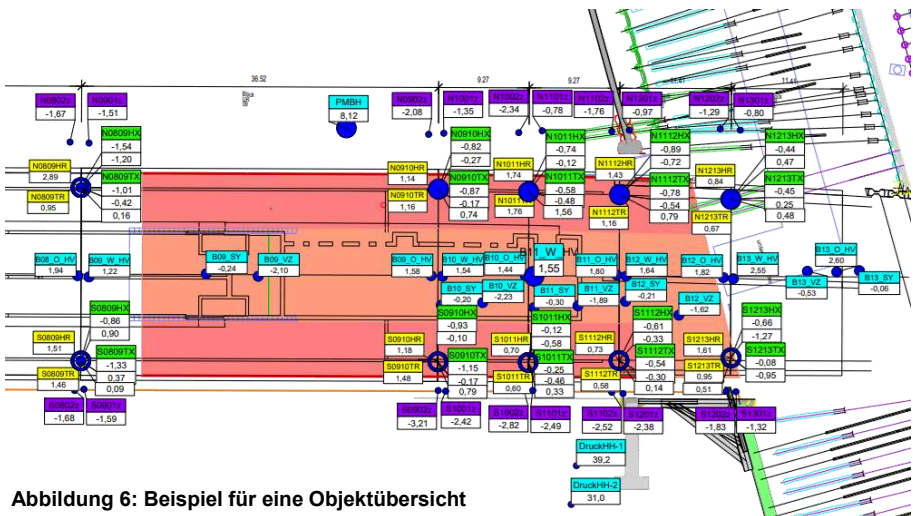


Abbildung 6: Beispiel für eine Objektübersicht

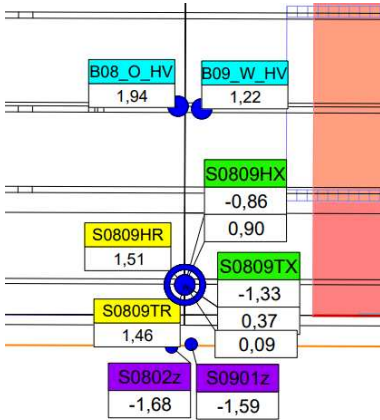


Abbildung 7: Beispiel für eine Detailansicht

Des Weiteren kann vom Anwender die Sichtbarkeit der Sensorik beliebig angepasst werden. Das bedeutet, dass einzelne Sensorgruppen individuell ein bzw. ausgeschaltet werden können. Diese Option ermöglicht eine Fokussierung und somit eine bessere Übersicht, bei einer hohen Anzahl von installierten Messstellen. Die Sichtbarkeit kann beliebig, je nach aktueller Anforderung angepasst werden.

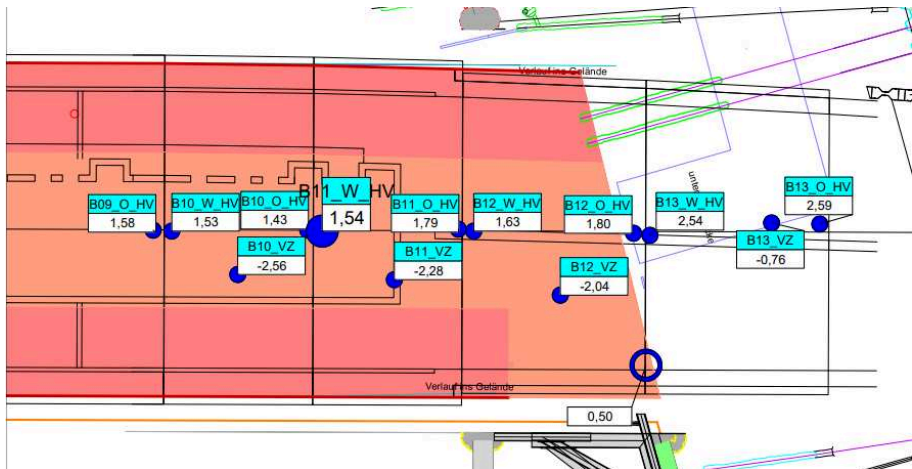


Abbildung 8: Beispiel für Sichtbarkeit einzelner Sensorgruppen

Ergänzend hierzu stehen für jeden Sensor oder individuelle Sensorgruppen Weg- / Zeitdiagramme zur Verfügung. Selbstverständlich können auch benutzerspezifische Einstellungen eingerichtet werden, um einzelne Bereiche effektiv überwachen um Veränderungen besser erkennen zu können.

Für eine detaillierte Analyse dieser Weg / Zeitdiagramme stehen verschiedene Aktionsfelder zur Verfügung, u.a. für die Zeitspanne und die Skalierung der Y—Achse. Außerdem lassen sich bei Bedarf die verschiedenen Grenzen / Alarmzonen einblenden.

Horizontalversatz/ Setzung (mittel) - Block 8

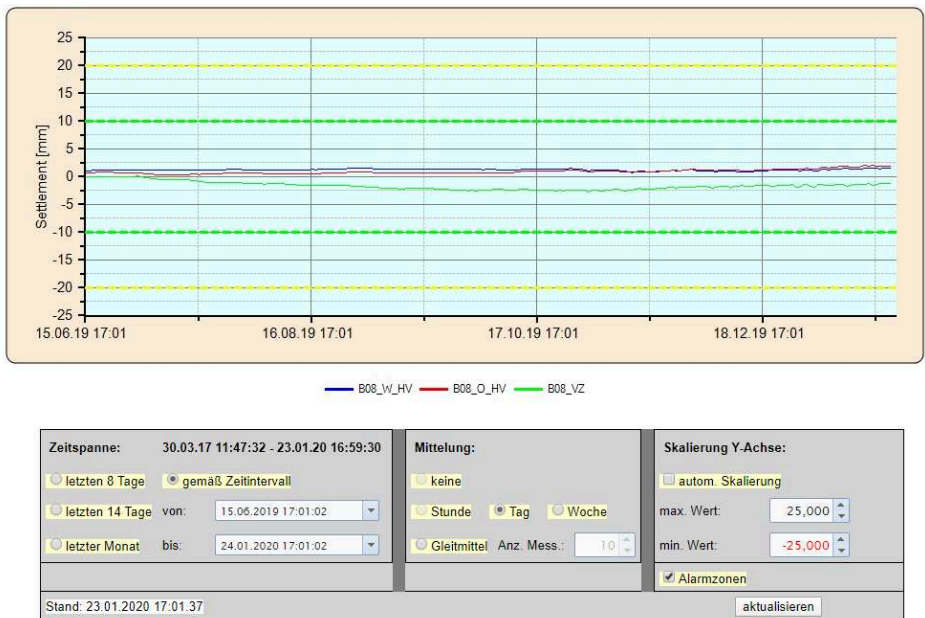


Abbildung 9: Beispiel für ein Weg- / Zeitdiagramm einer Sensorgruppe

Alle erzeugten Visualisierungen lassen sich als .pdf-Format abspeichern und ausdrucken. Somit könne diese Informationen bei Bedarf an weitere Beteiligte verschickt werden oder die Daten archiviert werden.

4.3 Auswertesoftware mit aussagekräftigen Auswertungen und Berichte

Neben der großen Anzahl von Visualisierungen stehen dem Benutzer auch Auswertungen und Berichte zur Verfügung. Erfahrungsgemäß hat sich für alle Projektbeteiligten ein Bericht mit folgenden Parametern / Messwerten als eine wertvolle Übersicht herausgestellt. Sensornummer, aktueller Messwert, Messwert vom Vortag, Messwert von vor einer Woche, Messwert von vor einem Monat. Zusätzlich werden in diesem Bericht die Schwellenwerte der jeweiligen Messstelle angegeben. Bei einer Überschreitung werden die entsprechenden Messwerte mit den dazugehörigen Farben hinterlegt. Die Projektbeteiligten sind ständig über den aktuellen Projektstand informiert und erhalten bei Schwellenwertüberschreitungen sofort eine Mitteilung und können steuernd eingreifen.

						Alarmlevel [mm]					
Sensor-nummer	aktuell [mm]	Vortag [mm]	Vorwoche [mm]	Vormonat [mm]							
Datum	19.01.2020 06:00:09	18.01.2020 06:00:09	12.01.2020 06:00:09	19.12.2019 06:00:09	grün	gelb	rot				
Minimum und Maximum						a) Gesamtsetzung					
B10_VZ	-2,52	-2,09	-2,98	-1,71	-10,0	10,0	-20,0	20,0	-30,0	30,0	
B03_VZ	4,68	5,06	5,05	4,89	-10,0	10,0	-20,0	20,0	-30,0	30,0	
Minimum und Maximum						b) Horizontalversatz					
B01_O_HV	0,00	0,00	0,00	0,00	-10,0	10,0	-20,0	20,0	-30,0	30,0	
B03_W_HV	2,73	2,77	2,62	2,48	-10,0	10,0	-20,0	20,0	-30,0	30,0	
Minimum und Maximum						c) Schiefstellung					
B08_SY	-0,56	-0,25	-0,19	-0,27	-3,0	3,0	-5,0	5,0	-10,0	10,0	
B05_SY	1,11	1,46	1,72	1,37	-3,0	3,0	-5,0	5,0	-10,0	10,0	
Minimum und Maximum						d) Dilatationsfugen					
Minimum und Maximum						i)+ii) Differenzweitung/-stauchung					
N0708HX	-1,74	-1,71	-1,77	-1,89	-5,0	6,0	-9,9	11,9	-10,0	12,0	
S0102HX	0,66	0,63	0,67	0,52	-5,0	6,0	-9,9	11,9	-10,0	12,0	
Minimum und Maximum						iii) Differenzsetzung					
S0506TZ	-2,31	-2,27	-2,27	-2,01	-2,5	2,5	-4,9	4,9	-5,0	5,0	
N0203TZ	3,50	3,46	3,35	3,32	-2,5	2,5	-4,9	4,9	-5,0	5,0	
Minimum und Maximum						iv) Differenzversatz					
S0203HY	-2,78	-2,72	-2,74	-2,43	-2,5	2,5	-4,9	4,9	-5,0	5,0	
S0809HY	0,86	0,86	0,84	0,65	-2,5	2,5	-4,9	4,9	-5,0	5,0	

Abbildung 10: Beispiel Bericht Messstellen, projektspezifisch

Bei Bedarf wird dieser Bericht automatisch generiert und einem abgestimmten Personenkreis täglich oder wöchentlich zu einem definierten Zeitpunkt per Mail zugeschickt. Auf Wunsch können Nachrichten auch per SMS oder per Sprachnachricht versendet werden. Hierzu müssen im Vorfeld die Inhalte der Nachricht definiert und abgestimmt

werden, damit der Empfänger den Inhalt direkt versteht und ggf. entsprechend handeln kann.

5 Fazit

Aufgrund der fortschreitenden Digitalisierung, ist das Erzeugen von Daten / Datenbanken in der heutigen Zeit kein Problem. Bei den aktuellen Projekten sind Datenbanken von mehr als 50GB keine Seltenheit.

Unerlässlich ist es, vor Beginn mit den Beteiligten des Projektes zu klären, welche Daten bzw. Auswertungen erforderlich sind um die Prozesse steuern zu können.

Abschließend ist eine Auswertesoftware mit einem modernen Datenmanagement, das die notwendigen Daten / Auswertungen klar und strukturiert liefert erforderlich. Die Auswertesoftware gewährleistet eine sichere Objektüberwachung und das Ausführungsrisiko wird minimiert. Zusätzlich sollte die Software bei Schwellwertüberschreitungen oder bei Zielabweichungen eine verlässliche und aussagekräftige Meldung an den abgestimmten Personenkreis versenden.

Gleichzeitig dient eine solche Software dient aufgrund der kontinuierlichen Datenerfassung und Datenauswertung auch zur lückenlosen Dokumentation der Deformationsprozesse.

Autoren

Thomas Paßlick, Dipl.-Ing.

T.Passlick@getec-ac.de.de

Getec Ingenieurgesellschaft für Informations-
und Planungstechnologie mbH
Mausegatt 51, 44866 Bochum

www.getec-ac.de
Tel.: 0 23 27 / 99 43 10-0

Messtechnische Ausrüstung von Betonstopfsäulen bei Probelastungen

Maximilian Lerch, Thomas Neidhart
OTH Regensburg, Deutschland

Michal Bubenicek
Keller Holding GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Die Ausrüstung vollverdrängter pfahlartiger Elemente – bei Keller Betonstopfsäulen (BSS) genannt – mit Messtechnik ist während der Herstellung wegen des Einsatzes schwerer Rütteltechnik und fehlender Stahlbewehrung praktisch unmöglich.

In Zusammenarbeit von Keller und der Fakultät Bauingenieurwesen der Ostbayerischen Technischen Hochschule Regensburg wurde ein Verfahren zur nachträglichen Installation der Messtechnik entwickelt, das axiale Dehnungsmessungen in den BSS während der Probelastungen ermöglicht. Die Ausrüstung besteht u. a. aus faseroptischen Komponenten.

Das Verfahren wurde in situ an 1:1 Versuchen auf einem Testfeld sowohl bei statischen als auch dynamischen Probelastungen umgesetzt. Es wurden zwei unterschiedliche Messtechniken gemäß der jeweiligen Art der Probelastungen eingesetzt. Daneben wurden robuste Piezometer in den Boden eingebracht, die kontinuierliche Porenwasserdruckmessungen nahe der Säulen ermöglichen. Zweck der verwendeten Messtechnik war es vor allem belastbarere Ergebnisse für effektive Bemessungen der Stopfsäulen zu liefern.

2 Testfeld

Das Testfeld befindet sich in Regensburg an der Autobahn A3, Stadtteil Burgweinting und umfasst ca. 1500 m². Der Baugrund wurde gründlich mittels Laborversuchen, Kernbohrungen (BK), Drucksondierungen (CPT), Schweren Rammsondierungen (DPH) und zusätzlich noch mit seismischen Drucksondierungen (S-CPT) erkundet. Der Bodenaufbau besteht aus einer Schicht mit steifem Schluff/Ton bis ca. 8,0 m, unterlagert von einer tragfähigen Schicht aus dichten Sanden und Kiesen, welche auch den Grundwasserleiter darstellen. Darunter befinden sich tertiäre Tone mit halbfester Konsistenz. Der bei

Kernbohrungen ermittelte Wasserüberdruck in den Sanden und Kiesen betrug ca. 2,6 m. Ein typisches Bodenprofil ist in Abbildung 1 dargestellt.

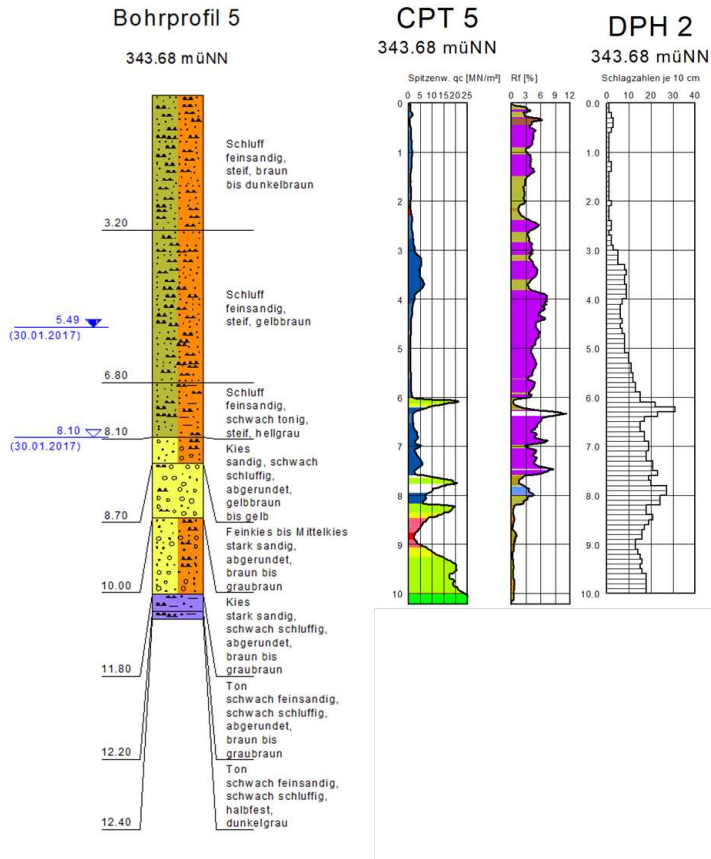


Abbildung 1: Bodenaufbau des Testfeldes von links nach rechts: Bohraufschluss, CPT-Messkurven und DPH - Schlagzahlenprofil

Es wurden unter anderem vier BSS mittels Rüttelstopfverfahren hergestellt. Weiterhin wurden die gleiche Anzahl Schneckentiefenpfähle (SOB, engl. CFA) hergestellt, welche als Referenzpfähle dienen. Die Anordnung der Säulen auf dem Testfeld ist der Abbildung 2 zu entnehmen. Alle BSS und SOB wurden mit der gleichen Länge von 9,0 m hergestellt, so dass sich deren Fußpunkte gesichert im Sand und Kies befanden, womit ihr

Lastabtragverhalten dem eines aufstehenden Tragglieds nahekommmt. Unter dem Fuß von jeweils zwei BSS und SOB wurde der Boden gezielt aufgeweicht, um den Spitzenwiderstand zu minimieren, wodurch diese Säulen bzw. Pfähle im Lastabtragverhalten näherungsweise als „schwimmenden“ Tragglieder anzusehen sind.

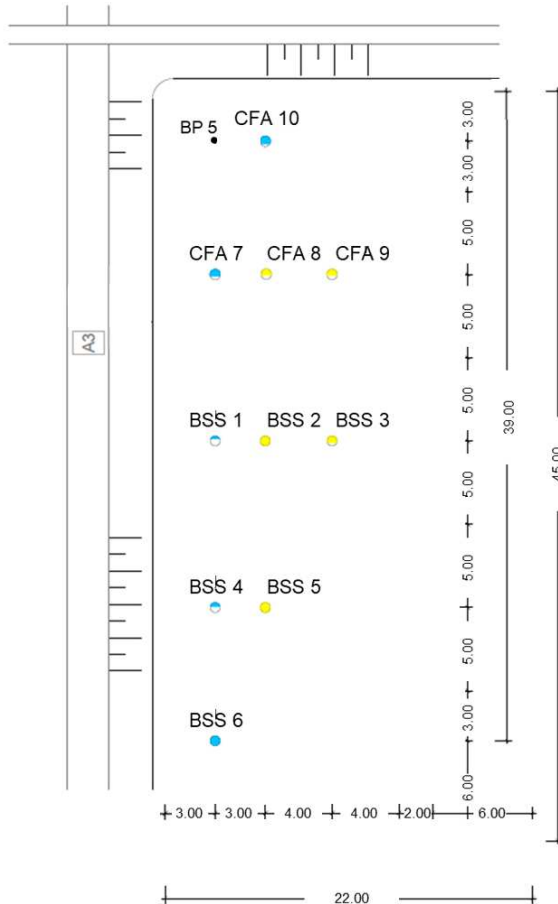


Abbildung 2: Anordnung der pfahlartigen Tragglieder auf dem Testfeld

3 Messtechnik in den Säulen

3.1 Verwendete Sensorik und Messprinzipien

Zur Messung der Dehnungen in den Säulen kamen verschiedene faseroptische Messverfahren zum Einsatz.

Für die Dehnungsmessungen in den Säulen bei den statischen Probelastungen wurde auf ein quasi-kontinuierlich messendes Monitoring System zurückgegriffen. Dieses basiert auf dem Messprinzip der Frequenzbereichsreflektometrie (OFDR). Zur quasi-kontinuierlichen Messung der Dehnungen wurden armierte Messfasern des Typs BRU-sens strain V9 verwendet. Der Aufbau der Sensorfasern ist in Abbildung 3 aufgeführt. Die Fasern haben einen Durchmesser $d = 3,2 \text{ mm}$ und haben neben einem strukturierten Außenmantel, der einen ausreichenden Verbund zum Beton sicherstellt, auch noch ein Metallhüllrohr um die eigentliche Messglasfaser, damit diese vor äußeren Einwirkungen geschützt ist.

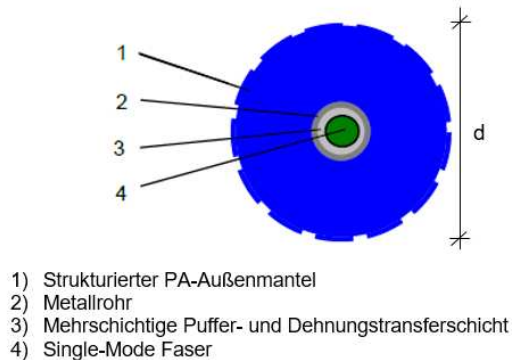


Abbildung 3: Qualitativer Darstellung des Querschnittes einer BRU-sens strain V9 Faser aus [BRUGG, KEIN DATUM]

Die Frequenzbereichsreflektometrie (OFDR) kann verallgemeinert als Weiterentwicklung der Zeitbereichsreflektometrie (OTDR) angesehen werden. Der Unterschied der beiden Auswerteverfahren ist, dass das OTDR-Verfahren den Ort des Messereignisses mittels Laufzeit des rückgestreuten Lichtes bestimmt, wohingegen das OFDR-Verfahren diesen Ort über die Frequenzen des rückgestreuten Lichtes in Kombination mit einem überlagerten

Referenzsignal bestimmt. Der Grad der Veränderungen im Lichtwellenleiter wird beim OTDR-Verfahren über die Intensitätsänderung des detektierten Lichtes ermittelt, beim OFDR-Verfahren geschieht dies mittels Detektion einer Frequenzänderung des Messsignals zu einer vorher bestimmten Nullmessung (siehe Abbildung 4).

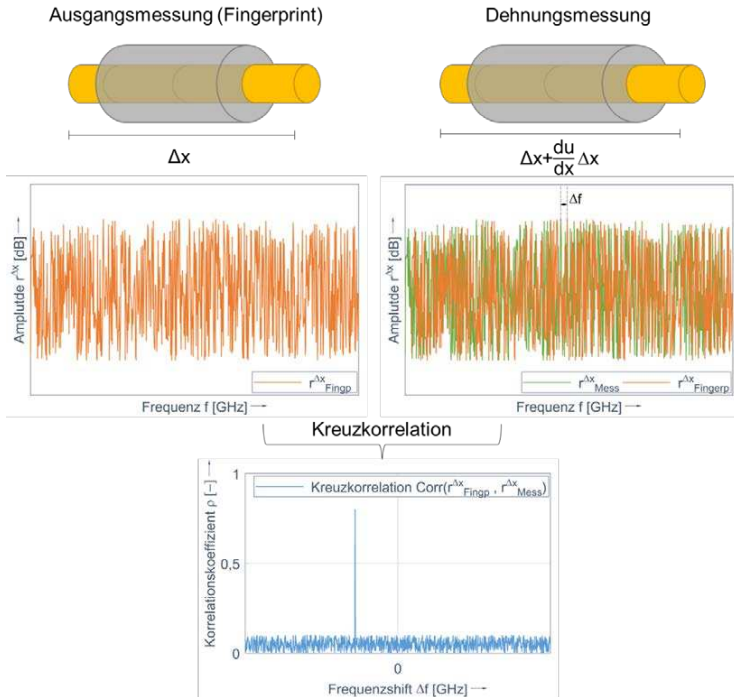


Abbildung 4: Schematischer Berechnungsablauf einer OFDR – Messung

Unter Verwendung der Frequenzverschiebung Δf kann mit folgender Gleichung (3.1) nach [KREGER, ET AL., 2009] die Verformung ε bzw. die Temperaturänderung ΔT bestimmt werden:

$$(3.1) \quad \frac{\Delta f}{f_0} = K_\varepsilon \varepsilon + K_T \Delta T$$

mit f_0 Zentrumsfrequenz des Lichtsignals
 K_ε Dehnungskoeffizient
 K_T Temperaturkoeffizient

Der Vorteil dieses Frequenzverfahrens liegt in der hohen Ortsauflösung. Dies bedeutet, dass die Relativverschiebung zweier Messpunkte auf der Faser im minimalen Abstand von bis zu 1,25 mm aufgenommen werden können.

Bei den dynamischen Messungen werden mehrere punktuell messende Bragg-Gitterfasern, verteilt über die gesamte Länge der Tragglieder, verwendet. Diese Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG-Sensoren) können mit bis zu 50 kHz je Kanal abgetastet werden, was eine ausreichend hohe Messrate darstellt um den Wellenausbreitungsvorgang im Bauteil zu erfassen.

Unter Faser-Bragg-Gitter (FBG) versteht man nach [HERING & SCHÖNFELD, 2018] eingeschriebene Interferenzfilter in einer Glasfaser. Wellenlängen des eingestreuerten Lichts, die innerhalb der Wellenlängenbandbreite des Interferenzfilters liegen, werden reflektiert. Der restliche Lichtwellenanteil wird transmittiert (vgl. Abb. 5). Die sogenannten Bragg-Gitter werden mit einem Laser in die Glasfasern eingebrannt. Dadurch kommt es zu einer Veränderung des Brechungsindex in diesen Bereichen.

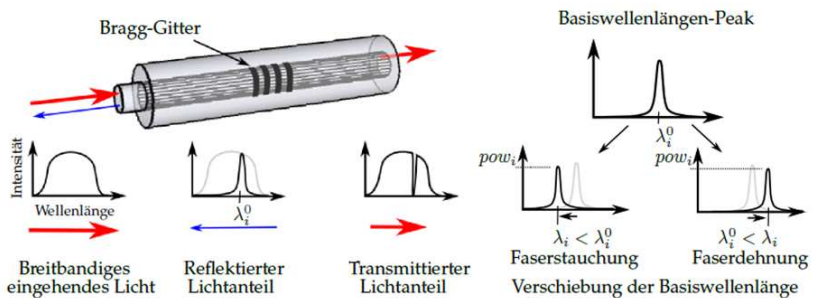


Abbildung 5: Messprinzip der Faser-Bragg-Gitter aus [PAUER, 2017]

Ein gewisser Anteil des eingestreuerten Lichtes wird an jeder Gitterebene auf Grund des veränderten Brechungsindex gestreut und teilweise reflektiert bzw. transmittiert. Eine konstruktive Interferenz der rückgestreuten Signalanteile bewirkt ein Reflexionsspektrum um die Resonanz- bzw. Bragg-Wellenlänge λ_B .

Mechanische und thermische Einwirkungen auf das FBG bewirken eine Änderung der Gitterperiode und des effektiven Brechungsindex, was in einer Verschiebung der Bragg-Wellenlänge resultiert (vgl. Abb. 5). Die Wellenlängenänderung berechnet sich gemäß Gleichung (3.2)

$$(3.2) \quad \frac{\Delta\lambda_B}{\lambda_B} = k\varepsilon + \alpha_\delta\Delta T + \alpha_{GF}\Delta T$$

- mit λ_B Bragg-Wellenlänge unbelastet
 $\Delta\lambda_B$ Änderung der Bragg-Wellenlänge
 k k-Faktor, $k = 0,78$
 ε Dehnung
 α_δ thermooptischer Koeffizient, $\alpha_\delta = 5 \dots 8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$
 α_{GF} Ausdehnungskoeffizient der Faser $\alpha_{GF} \approx 0,55 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$
 ΔT Temperaturänderung in K.

Die verwendeten FBG-Sensoren sind in Abbildung 6 dargestellt. Dabei handelt es sich um Hantelsensoren mit einer Länge $l_0 = 134,00 \text{ mm}$.

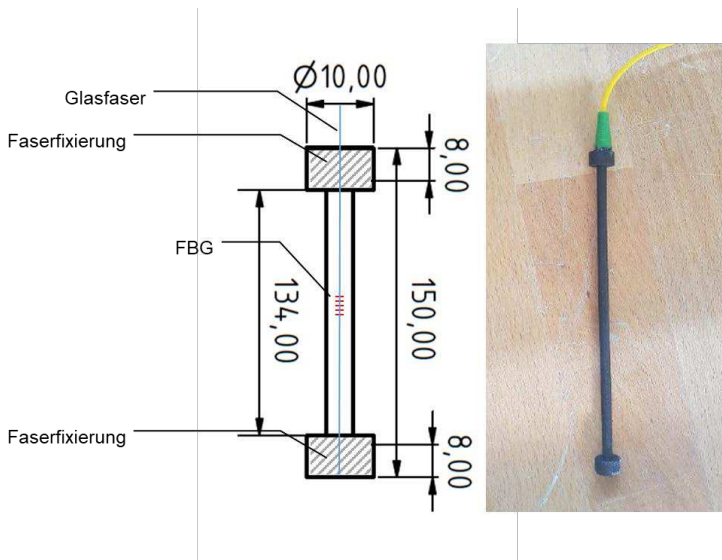


Abbildung 6: FBG-Sensor – Längsschnitt des Sensors (links), FBG-Sensor (rechts)

3.2 Messtechnische Instrumentierung der Testsäulen

Im Rahmen der Untersuchungen musste als Erstes geklärt werden, wie die Fasersensorik in die Säulen eingebaut werden kann. Dabei ist bei BSS das Fehlen einer Armierung, an

der man die Fasern befestigen kann, eine wesentliche Schwierigkeit. Für die FBG-Sensorik werden lediglich Befestigungsmöglichkeiten entlang der Säulennachse benötigt, die OFDR-Messfaser muss zusätzlich noch auf dem Befestigungsmedium vorgespannt werden, um plausible Messergebnisse bei Druckbelastungen zu liefern.

Eine mögliche Installation der Sensoren konnte anhand Vorüberlegungen lediglich auf zwei Arten erfolgen. Eine Einbringung der Sensoren direkt nach der Herstellung der Säulen in den noch weichen Beton oder eine nachträgliche Einbringung in den ausgehärteten Beton mittels Bohrung und nachträglicher Verfüllung oder Verpressung des Bohrlochs.

Als Erstes wurde die bevorzugte Variante der Einbringung in den noch nicht angesteiften Beton direkt nach dem Stopfen versucht. Dies sollte mittels schwerer Rammsonde (DPH) und einem speziell für diesen Zweck angefertigten durchgehend hohlen Rammgestänge erfolgen. Im Anschluss sollte die Sensorik, je nach Art lose bzw. vorgespannt auf einem Trägermedium in das Hohlgestänge eingeführt werden. Nach dem Einbringen sollte das Gestänge wieder gezogen werden und gleichzeitig während des Ziehvorganges im Kontraktorverfahren mittels Dämmverpresst werden.

Um diese bei anderen Säulentypen erfolgreich eingesetzte Einbautechnik zu testen, wurden on site Vorversuche an BSS aus gebrochenem Zuschlag mit Säulendurchmesser $d = 0,6$ m durchgeführt. Nach dem Ausrichten der Rammsonde wurde das Hohlgestänge eingerammt. Es stellte sich heraus, dass das Einbringen des Hohlgestänges in die BSS über 10 m möglich, jedoch mit erheblichen Schlagzahlen verbunden war. Ab einer Tiefe von 5,8 m benötigte man Schlagzahlen von über 40 je 10 cm Einbringweg. Dieser Test zeigte einerseits, dass ein Einbringen der Faser mittels Hohlgestänge zu lange Zeit benötigte bzw. ab bestimmten Tiefen nur noch sehr schwer möglich war. Um die Fasern in die Tragglieder zu bekommen wurde auf die Variante einer nachträglichen, zentralen Bohrung zurückgegriffen.

Es ist wichtig, dass vor allem die Fasern vollflächig mit dem umgebenden Baustoff verbunden sind, damit keine Hohlstellen entstehen, die die Messergebnisse verfälschen. Im Zuge der Vorversuche wurden zwei Betonsäulen mit einem Durchmesser $d = 0,3$ m und einer Länge $l = 3$ m hergestellt. Die Säulen hatten eine Aussparung von $d = 3$ cm. In diese Aussparung wurde im Nachgang die Messfaser eingebracht und mittels Dämmmaterial verfüllt. Nach dem vollständigen Aushärten des Dämmers konnten die Probesäulen mittig gespalten werden, um den Verbund u.a. optisch zu begutachten. In Abbildung 7 kann man

erkennen, dass die Fasern vollständig mit Dämmter umhüllt sind und dass sich Dämmter und Betonsäule formschlüssig und lunkerfrei verbunden haben.



Abbildung 7: Aufgebrochene Säulenstücke zur optischen Prüfung des Faserverbundes

Die Herstellung der Bohrlöcher in den ausgehärteten Säulen erfolgte mittels hochpräzisen und über die Tiefe hinweg zentrisch arbeitenden Bohrgerätes, welches im Normalfall für Sprenglochbohrungen eingesetzt wird. Der Durchmesser der Bohrung betrug $d = 9$ cm Zentimeter. Eine um 120° verteilte Anordnung der Dehnungssensoren in den Traggliedern war aus technischer Sicht nicht möglich, ohne den Querschnitt der Säulen durch Mehrfachbohrungen erheblich zu schwächen. Die Anordnung des Bohrlochs erfolgte deshalb zentrisch, um Effekte aus exzentrischer Lasteinleitung möglichst zu minimieren. In Abbildung 8 sind ein Bohrvorgang und das Bohrloch zu sehen.



Abbildung 8: Bohrvorgang zur Instrumentierung der Messtechnik – Bohrung mittels Sprenglochbohrung (links), Bohrloch im Traggliedzentrum mit Steckeisen zum Anschluss des Belastungskopfes (vgl. Abb.13) (rechts)

Der Einbau der quasi-kontinuierlich messenden Glasfaser stellte die größte Problematik dar, weil wie bereits erwähnt eine Vorspannung auf einem Trägermedium notwendig ist (siehe Abb. 9). Die Vorspannung erfolgte auf einem dünnwandigen, verzinkten Stahlrohr. Aufgrund dessen Biegesteifigkeit wird ein ausreichend geradliniger Verlauf der Faser im Tragglied gewährleistet. Hierbei ist besonders zu beachten, dass das Messkabel an den Fixierungen nicht beschädigt wird. Zusätzlich zu den Messfasern wurden noch Stabextensometer eingebaut. Diese dienen ausschließlich der Absicherung, falls durch den Einbauvorgang eine Beschädigung der Faser erfolgte. Das Verpressen des Bohrloches erfolgt mit einem Verpressschlauch (blau), der ebenso am Stützrohr befestigt ist. Der Verpressvorgang erfolgte mittels Zementleimsuspension (Blitzdämmer).

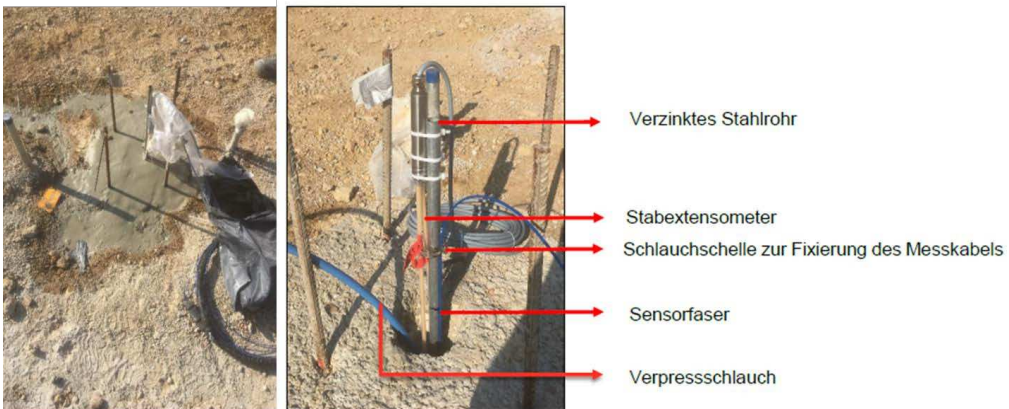


Abbildung 9: Einbau der quasi-kontinuierlich messenden Faseroptik – Verpressung des Bohrloches nach dem Einbau der Sensorik (links), Vorgespannte Fasersensorik (rechts)

Die FBG-Sensoren wurden im einen definierten Abstand auf einem Kunststoffseil mit hoher Dehnsteifigkeit fixiert. Am Ende des Trägerseils wurde ein Lotgewicht befestigt und mittels Dreibeinstativ in das Bohrloch eingependelt. Dies ermöglichte einen zentrischen Einbau. Nach dem Fixieren der Spitze wurde das Seil geradlinig gespannt. Die Verfüllung des Bohrloches erfolgte auf gleiche Weise, wie bei der quasi-kontinuierlichen Sensorik.



Abbildung 8: Einbau der FBG-Sensoren

Nach den Probelastungen wurden die obersten Abschnitte Säulen ausgegraben, um an den geborgenen Stücken die Elastizitätsmoduln zu ermitteln. Anhand der Säulenstücke kann man in Abbildung 9 erkennen, dass die Einbauvarianten gute Verbundbedingungen zwischen Messfasern, Verpressmaterial und Säule ergeben haben.



Abbildung 9: Ausgegrabene Säulenstücke – CFA 7 mit FBG-Sensoren (links), CFA 9 mit vorgespannter Fasensorik und Steckisen (rechts)

4 Messtechnik im Boden

Der die Säulen umgebende Boden wurde noch im Vorfeld der Bauarbeiten mit zahlreichen Piezometern und zwei kombinierten Porenwasser-Erddruckgebern ausgestattet. Zu jeder vorgesehenen Säule wurden zwei gegenüberliegende Piezometer installiert – einmal in der Tiefe von ca. 7 m und einmal knapp unter den vorgesehenen Traggliedfüßen (siehe Abbildung 10). Dazu wurde zunächst der Boden an Ansatzpunkten mit Drucksondierung durchgehend vorpenetriert, um von dort aus die Piezometer in den gewachsenen Boden weiter nach unten einzudrücken. Die mit der Drucksondierung ermittelten Spitzenwiderstände, Mantelreibungen und Porenwasserdrücke halfen, die Bodenerkundung noch weiter zu präzisieren. Um die Porenwasserdruckentwicklung möglichst nahe am Mantel der Tragglieder erfassen zu können, musste die Messtechnik auch entsprechend robust sein und dabei dennoch die erforderlichen Messgenauigkeiten aufweisen. Der 1,7 t schwere Rüttler erzeugt im Boden große Druckluft und Horizontalkräfte, die weniger widerstandsfähige Messtechnik zerstören würde.

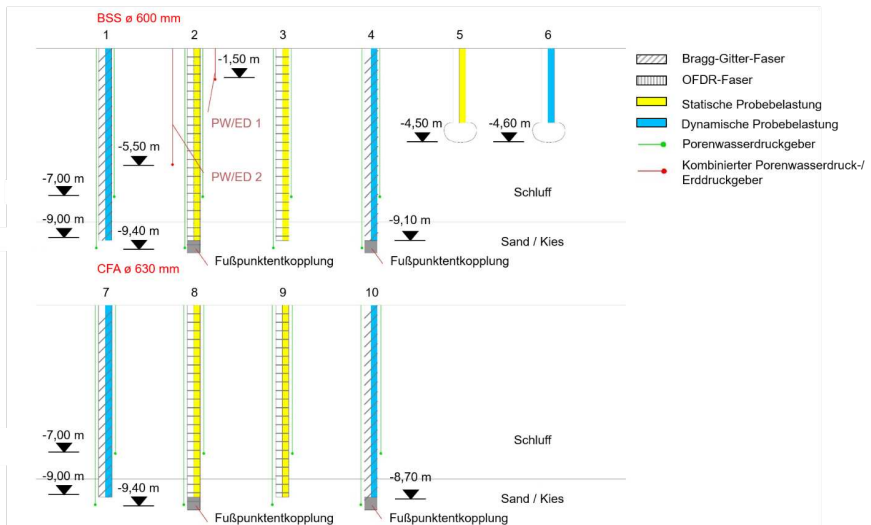


Abbildung 10: Anordnung der Messgeber an den aufstehenden und schwimmenden Säulen

Das angewandte Piezometersystem besteht grundsätzlich aus zwei Komponenten. Eine mit einem Filter und einer hydraulischen Zelle versehene Spitze ohne empfindliche Elektronik, die mittels Drucksonde in den Boden eingebracht wurde (Abbildung 11 und 12 - links).



Abbildung 11: Vorab eingebautes Piezometer auf dem Testfeld

Ein durch ein schlankes Innenrohr nach unten in die Spitze geführtes Widerstandsdehnungsmessgerät erfasst den aktuellen Porenwasserdruck. Obwohl die Installation der Piezometer minimal 11 cm neben dem Rüttler hätte erfolgen können, wurde ein Abstand von 26 cm gewählt, um nachträglich Belastungsaufsätze auf die Säulenköpfe aufbetonieren zu können. Bei den SOB konnte ein Abstand von 17 cm realisiert werden. Die Messwertenerfassung erfolgte mittels Datenlogger mit 1 s Abtastung bei den dynamischen bzw. mit 2 s Abtastung bei den statischen Probelastungen. Neben der BSS Nr. 2 wurden noch zwei kombinierte, spatenförmige Porenwasser-Erddruckgeber (PEG) in der Tiefe von 1,5 m und 4,5 m in den Boden eingebracht. Wie im Falle der Piezometer wurde dazu zunächst mittels Rammsonde eingetriebener Schappe ein Bohrloch nahezu über die ganze Tiefe hergestellt. Von der Bohrlochsohle wurden die PEG in den gewachsenen Boden eingedrückt und das überstehende Bohrloch mit Tonpellets erfüllt (Abbildung 12 - rechts). Wegen der eingebauten Kabel und empfindlichen Elektronik wurden die zwei kombinierten Geber 1,0 m vom Säulenmittelpunkt aus eingebracht.



Abbildung 12: Einbau eines Piezometers (links) und eines kombinierten Porenwasser-Erddruckgebers (rechts)

5 Probelastungen

An 50% der BBS und SOB wurden statische und an den restlichen 50% dynamische Probelastungen durchgeführt.

Als Erstes wurden die dynamischen Probelastungen an 64 Tage alten BBS und 63 Tage alten SOB ausgeführt. Für die Dehnungs- und Beschleunigungsmessungen im Beton waren jeweils zwei Aufnehmer gemäß EA-Pfähle auf gegenüberliegenden Seiten des Kopfaufsatzes angebracht (Abbildung 13). Mit 5 t Freifallgewicht wurde jede Säule bzw. jeder Pfahl sechsmal mit einer stufenweise ansteigenden Fallhöhe von 0,11 m bis 1,41 m belastet, wodurch sich mit jedem Schlag die eingeleitete Energie vergrößerte. Die bleibenden Setzungen nach jedem Schlag wurden mit einem Feinnivellement erfasst.

Zu der statischen Belastung wurde ein Hydraulikkolben von 700 bar eingesetzt. Vertikale und ggf. horizontale Verschiebungen und Neigungen am Kopfaufsatz wurden mittels elektronischen Messuhren erfasst (Abbildung 14). Jede Säule bzw. jeder Pfahl wurde mit drei Lastzyklen zum Versagen gebracht, wobei Versagen als relatives Setzungskriterium mit 10 % des Durchmessers in Anlehnung an EA-Pfähle festgesetzt wurde. Der erste Zyklus begann nach Vorbelastung von 100 kN und endete immer kurz vor Erreichen einer Setzung von 10 mm. Der zweite Zyklus begann nach Entlastung auf die Vorlast und endete bei einer

Setzung von ca. 20 mm. Der letzte Zyklus begann nach Entlastung auf die Vorlast und endete nach Überschreiten einer Setzung von 10 % des Durchmessers.



Abbildung 13: Ausrüstung bei den dynamischen Probelastungen



Abbildung 14: Ausrüstung bei den statischen Probelastungen

6 Messergebnisse der Sensorik im Boden

Die Probelastungen wurden mit kontinuierlichen Dehnungs- und Porenwasserdruckmessungen begleitet. Bei einer statischen Probelastung wurde zusätzlich noch der mit den PEG gemessene Erddruck manuell miterfasst. In Abbildung 15 ist beispielhaft der

während der dynamischen Probelastung an einer aufstehenden BSS gemessene Porenwasserdruckverlauf dargestellt. Während der Porenwasserdruck mit jedem Schlag in der Schluff/Ton-Schicht ansteigt, sinkt er tendenziell durch Auflockerung in der Sand- und Kies-Schicht. Die Messpeaks des Sensors in der Tiefe 9,31 m sind auf das Verhalten der Messtechnik unter Stoßbelastung zurückzuführen.

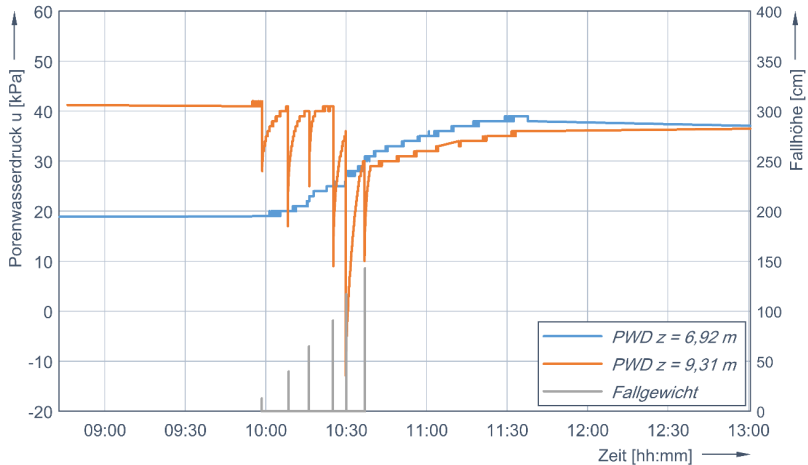


Abbildung 15: Porenwasserdruckverlauf (PWD) während einer dynamischen Probelastung BSS 1

In Abbildung 16 sind beispielhaft die während der statischen Probelastung gemessenen Porenwasserdruck- und Erddruck-Entwicklungen neben einer schwimmenden BSS dargestellt. Die Messkurven der PEG sind deutlich glatter und weisen deutlich geringere Ausschläge als die Messkurven der Piezometer auf. Dies ist u.a. darauf zurückzuführen, dass die PEG um 58 cm weiter vom Säulenmittelpunkt aus entfernt angeordnet wurden und die Wirkung der Belastung auf Porenwasser- und Erddruck mit der Entfernung stark abnimmt.

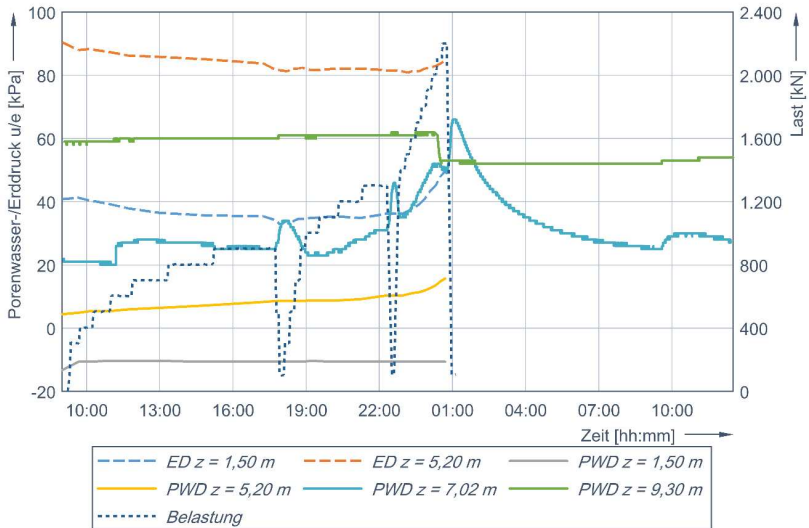


Abbildung 16: Porenwasser- (PWD) und Erddruckverlauf (ED) während einer statischen Probelastung BSS 2

7 Messergebnisse der Sensorik in den Säulen

Im Zuge der statischen Probelastung wurden bei den SOB mit und ohne Fußpunktentkopplung die Pfahldehnungen quasi-kontinuierlich über die Pfahllänge aufgenommen. Bei den BSS konnte herstellungsbedingt nur bei der Säule ohne aufstehenden Fuß die Dehnungen gemessen werden. Zur Bestimmung der Normalkräfte wird für die SOB eine über die Tiefe konstante Querschnittsfläche von $A = 0,31 \text{ m}^2$ angenommen. Diese Annahme wird durch die ausgegrabenen Pfahlstücke bestätigt, da keine relevanten Querschnittsänderungen zu erkennen sind. Die E-Moduln wurden aus den geborgenen Stücke bestimmt und haben im Mittel einen Wert von ca. $E = 33.000 \text{ MN/m}^2$. Bei den BSS beträgt der ermittelte E-Modul ca. $E = 29.000 \text{ MN/m}^2$. Die Querschnittsfläche über die Tiefe wurde ebenfalls an ausgegrabenen BSS-Teilstücken ermittelt. Eine Betrachtung der Lasteinleitung erfolgt ab einer Tiefe von ca. 0,47 m unter GOF. Ab dieser Tiefe kann eine Störung der ebenen Spannungsverteilung als abgeklungen angesehen werden.

In Abbildung 17 sind kontinuierliche Normalkraftverläufe aus den Messungen abgebildet. Hier wird der fußpunktentkoppelte SOB mit der „schwimmenden“ BSS verglichen. Man erkennt, dass über den gesamten Verlauf der BSS lokale Normalkraftanstiege auftreten. Diese Effekte können nicht von negativer Mantelreibung herrühren, sondern von herstellungsbedingten Änderungen der Dehnsteifigkeiten in den Traggliedern, die zu Dehnungs- bzw. Spannungskonzentrationen im Bauteil führen.

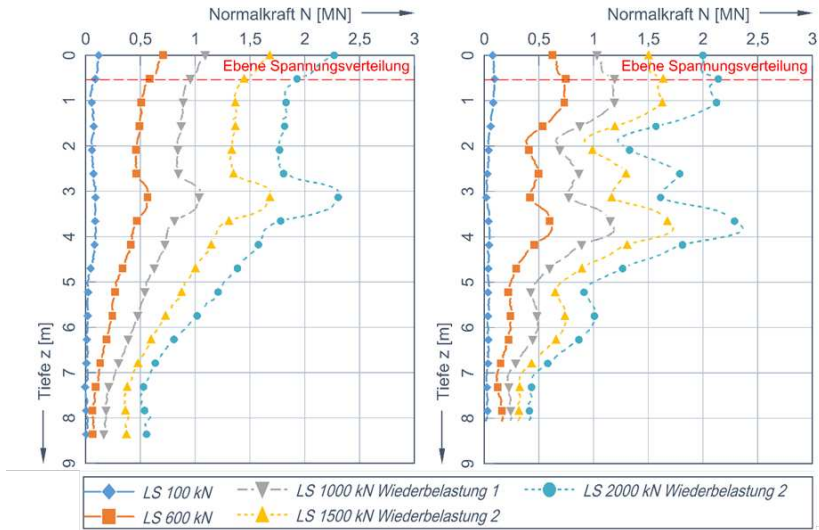


Abbildung 17: Normalkraftverläufe schwimmende Tragglieder – SOB (links), BSS (rechts)

In Abbildung 18 kann man sehen, dass bei den BSS diese Anstiege in den Bereichen auftreten, wo die Säulen ausbauchen und eine Art Konsole in den umgebenden Boden ausbilden. Die führt bei Belastung dazu, dass lokal hohe Dehnungen bzw. Spannungen in den ausgeweiteten Bereichen der Säulen auftreten.

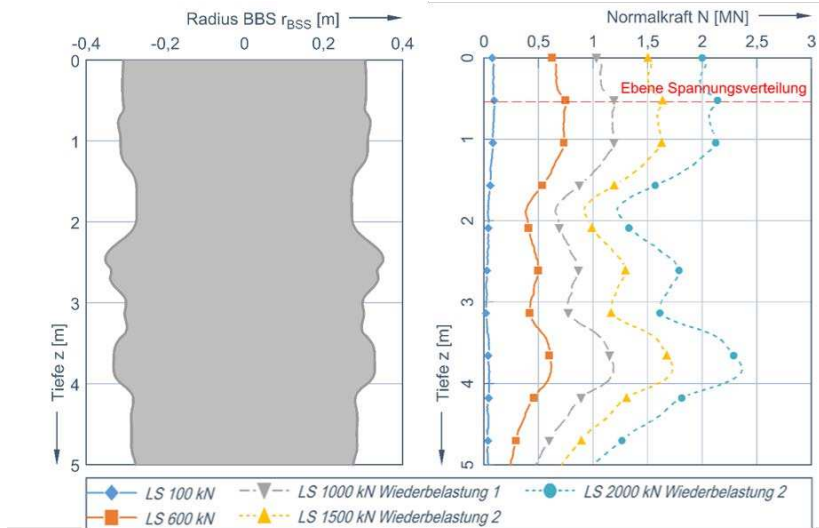


Abbildung 18: Vergleich des Querschnittsprofils über die Tiefe einer BSS (links) mit dem Normalkraftverlauf (rechts)

Bei den dynamischen Pfahlprobelastungen wurde mittels FGB-Sensorik die Wellenausbreitung in den Traggliedern gemessen. In Abbildung 19 ist exemplarisch für eine Fallhöhe des Fallgewichtes von 91 cm die Messung der Kompressionswelle je Messebene (ME) aufgeführt. Man kann visuell den Ausbreitungsvorgang der Welle erkennen. Auf Grund von starken Schwankungen der Dichte, des E-Moduls und der Querschnittsfläche sind die Messwerte nach Auftreffen der Wellenfront in den jeweiligen Messebenen nicht aussagekräftig. Der Grund liegt darin, dass der Wellenverlauf sowohl durch Fußpunkreflektion als auch durch Impedanzänderungen ($Z_i = E_i A_i / c_i$) entlang des Pfahlschaftes beeinflusst wird [PLAßMANN, 2002].

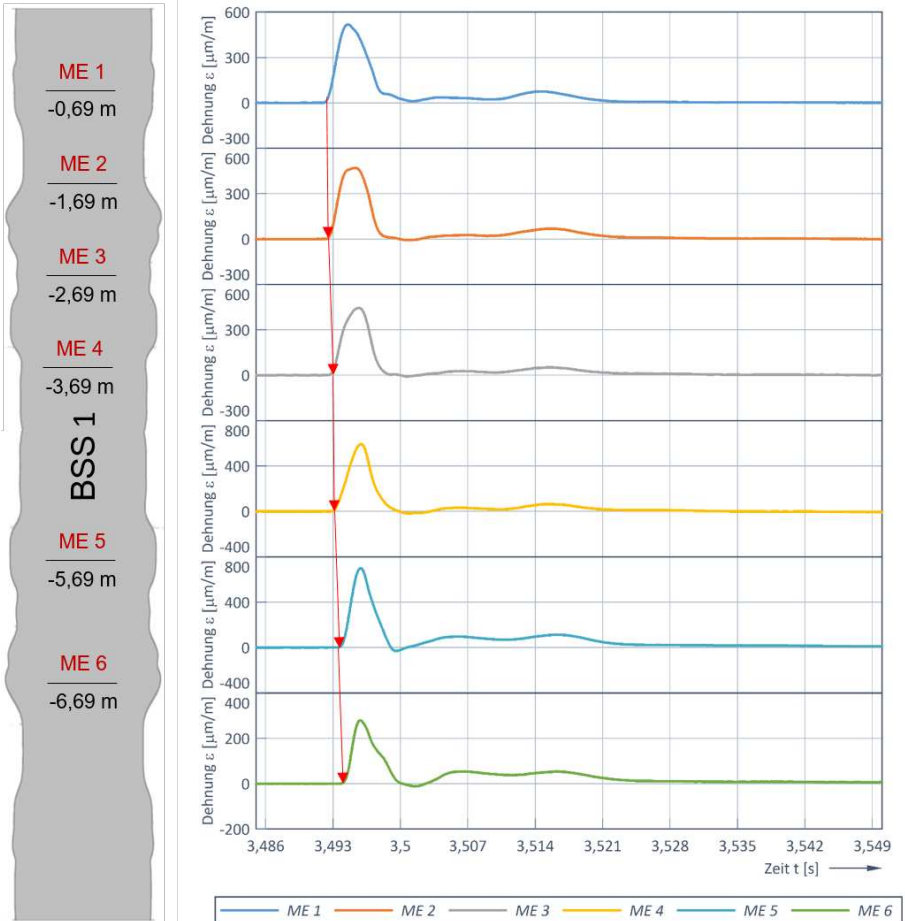


Abbildung 19: Erfassung der Wellenausbreitung in einer BSS

8 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird aufgezeigt, dass einerseits auch Porenwasserdrucksensoren vor der Säulenherstellung mit sehr geringem Abstand neben SOB und BSS (<30 cm) eingebaut werden können, ohne beim Einbringvorgang zerstört zu werden und anschließend zuverlässige Messergebnisse liefern. Andererseits gelang es im Nachgang mittels zentrischen Sprenglochbohrungen in BSS sowohl Glasfasern zur kontinuierlichen Dehnungsmessung (OFDR) und FBG-Glasfaser-Sensoren für dynamische Messungen einzubauen, wobei mit geeignetem Dämmen und mit geeigneter Verpresstechnik ein lückenloser Verbund Glasfaser/BSS erzielt wurde. Die abgebildeten Versuchsergebnisse aller eingebauten Sensoren belegen deren Funktionstüchtigkeit bei statischen und dynamischen Probelastungen an SOB und BSS. Mit den vorgestellten Techniken können statische und dynamische Probelastungen auch an BSS tiefergehender und zuverlässiger als bisher ausgewertet, sowie deren Lastabtragungsverhalten besser verstanden werden.

Literatur

Brugg Cables; Fibre Optic Sensing Cables BRUsens strain V9 Datenblatt, *kein Datum*

Hering, E.; Schönfeld, G.; Sensoren in Wissenschaft und Technik, *Springer Vieweg Wiesbaden, Aufl. 2, 2018*

Kreger, S. T.; Sang, A. K.; Gifford, D. K.; Froggatt, M. E.; Distributed strain and temperature sensing in plastic optical fiber using Rayleigh scatter, *Fiber Optic Sensors and Applications VI, International Society for Optics and Photonics, Vol. 7316, S. 73160A, 2009*

Pauer, H.; Auf metrischen und differentialgeometrischen Konzepten basierende neue mathematische Algorithmen zur Sensordatenfusion mit Anwendungen in der Faser-Bragg-Gitter-Formsensorik, *Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), 2017*

Platzmann, B.; Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfung, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 67, 2002*

Autoren

Maximilian Lerch, M.Eng.

maximilian1.lerch@oth-regensburg.de

Prof. Dr.-Ing. Thomas Neidhart

thomas.neidhart@oth-regensburg.de

Fakultät Bauingenieurwesen

Fachgebiete Geotechnik + Bahnbau

OTH Regensburg

www.oth-regensburg.de

Galgenbergstraße 30, 93053 Regensburg

Tel.: 0941 943-1200

Dr.-Ing. Michal Bubenicek

michal.bubenicek@keller.com

Keller Holding GmbH

www.kellerholding.com

Kaiserleistraße 8, 63067 Offenbach

Tel. 069 8051 217

Verwendung faseroptischer Messtechnik im Zuge wiederholter Eignungsprüfungen an Verpressankern

Fabian Heidenreich, Markus Herten

Bundesanstalt für Wasserbau, Deutschland

Detlef Hofmann, Frank Basedau

Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Deutschland

1 Einleitung

Der Bedarf und Anspruch an begleitende und dauerhafte Monitoringmaßnahmen während der Bauausführung und der Lebensdauer der Bauwerke steigt mit deren zunehmender Komplexität immer weiter an. Geotechnische Elemente, wie Verpressanker und Mikropfähle, lassen sich aufgrund ihrer Herstellung und Lage im Boden nur mit hohem Aufwand mit Messtechnik ausstatten. Gängige Methoden zur Überwachung sind Kraftmessdosen am Kopf sowie Dehnungsmessstreifen oder Schwingsaitenaufnehmer zur punktuellen Überprüfung von Verformungen am Stahlglied. In den letzten Jahren wird der Einsatz von Glasfasermesstechnik bei Eignungs- und Untersuchungsprüfungen von Verpressankern verstärkt praktiziert [HERTEN & SCHWAB 2009, HUYBRECHTS et al, 2016; KINDLER et al, 2017; FABRIS et al, 2019].

An der Nordstrecke des Dortmund-Ems-Kanals (DEK) zwischen Bergeshövede und Gleesen werden alle Schleusen an die wachsenden Abmessungen der Binnenschifffahrt angepasst. Eine besondere Herausforderung für die Bauausführung stellte sich im Laufe der Baugrunderkundungskampagnen heraus. An allen geplanten Schleusenstandorten wurde im Grundwasser eine Betonaggressivität infolge kalklösender Kohlensäure festgestellt. Bei Bauelementen wie Verpressankern kann sich ein chemischer Angriff auf den Zementkörper gravierend auf das Tragverhalten auswirken. Bei Modellversuchen an der Ruhr-Universität Bochum [HOF, 2004; TRIANTAFYLLIDIS & SCHREINER, 2007] sowie an der MPA Stuttgart [MANN & LANGE, 1993] wurde festgestellt, dass der chemische Angriff durch kalklösende Kohlensäure zu einem Tragfähigkeitsverlust von 20% bis 80% führt.

Für weitere Untersuchungen sind an der Schleuse Gleesen am DEK sechs Forschungsanker installiert worden, die Rückschlüsse auf Änderungen im Tragverhalten in

Folge des chemischen Angriffes geben sollen. Zur Überwachung ist eine Kraftmessdose an jedem Ankerkopf angebracht, um die Änderung der Festlegelast über die Dauer zu erfassen. Zusätzlich ist ein Glasfaserkabel an das Ripprohr der werksmäßig vorverpressten Anker appliziert, wodurch die Dehnungen des Zementkörpers inklusive der Rissbildung während der Eignungsprüfungen gemessen werden.

Im Zuge der Untersuchungen werden die sechs Verpressanker seit der Erstellung im Jahr 2017 jährlich einer Eignungsprüfung unterzogen. Bei dieser wird die Dehnungsänderung der Glasfaser mit Hilfe der Rayleigh-Rückstreuung erfasst. Im Folgenden werden die bisherigen Ergebnisse aus den drei Untersuchungen von 2017 bis 2019 dargestellt.

2 Lage und Einbau

2.1 Lage und Einbau der Verpressanker

Die sechs Forschungsanker befinden sich im Uferbereich des Unterwassers der Schleuse Gleesen. An zwei Standorten (Abbildung 1) sind jeweils drei Einstabanker, FA1-3 am Standort A und FA4-6 am Standort B, eingebaut worden. Die Verpresskörper des ersten Standorts befinden sich im Bereich von dicht bis sehr dicht gelagerten Sanden bis hin zu Sanden mit Ton- und Schlufflinsen. Am zweiten Standort stehen im Bereich des Zementkörpers mitteldichte bis sehr dichte Sande und am Fuß Sand mit Ton- und Schlufflinsen an. Alle Anker sind gleich ausgebildet und vertikal eingebaut. Die freie Stahllänge beträgt rund 6,25 m und die Länge des Verpresskörpers liegt bei circa 5,00 m. Der Durchmesser des Zugglieds beträgt 63,5 mm und wird von einem rund 185 mm mächtigen Verpresskörper umhüllt. Bei der Herstellung erfolgten eine Wasserspülung oberhalb der Verpressstrecke und eine Verfüllung mit einer Bentonitsuspension.

2.2 Einbau und Anbringung Messtechnik

Die an der Baustelle angelieferten Einstabanker sind werksseitig bereits innerhalb eines gewellten Hüllrohres mit Zementleim verfüllt und im Bereich der freien Stahllänge mit einem zusätzlichen glatten Hüllrohr versehen (Abbildung 2). Die Glasfaserkabel sind mit speziell angefertigten Abstandshaltern an das Ripprohr angebracht, so dass eine Messung der Dehnungen im Zementkörper erfolgt. Oberhalb des späteren Verpresskörpers verlaufen die Glasfaserkabel entlang des glatten Hüllrohres in Leerrohren, die im Übergang zu der Verpressstrecke zur Vermeidung eines Zutritts des Zementleims

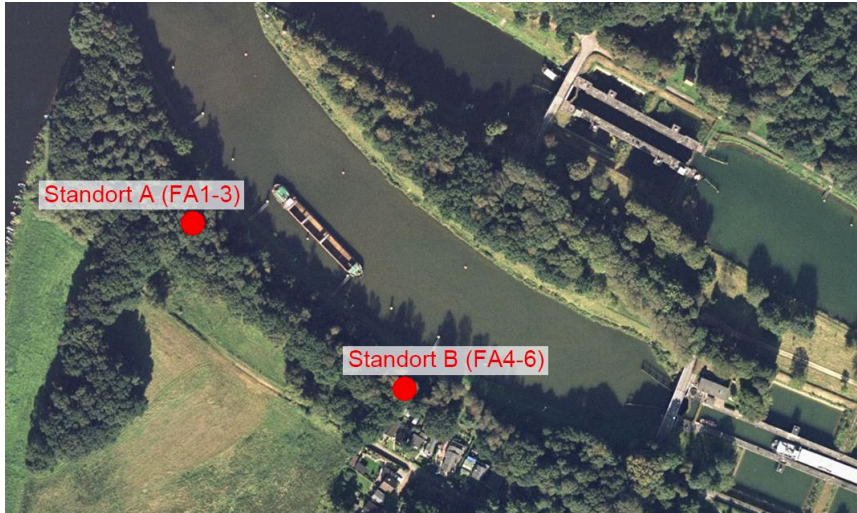


Abbildung 1: Lage der Versuchsanker im Unterwasserbereich der Schleuse Gleesen (Dortmund-Ems-Kanal)

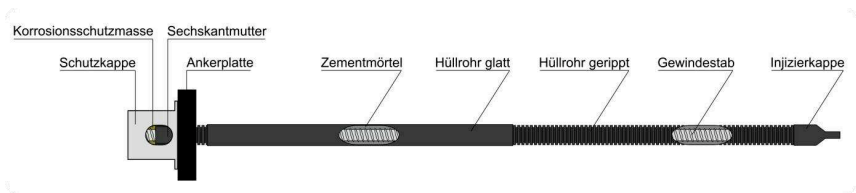


Abbildung 2: Schematische Darstellung eines Einstabankers

abgedichtet wurden (Abbildung 3). Im Fußbereich des Ankers sind die Kabel jeweils als Schleife gelegt, so dass eine Dehnungsmessung an zwei gegenüberliegenden Seiten erfolgen kann (Abbildung 3). Die Messkabel werden seitlich unterhalb des Widerlagers an die Geländeoberkante geführt, um dieses außerhalb der Durchführung des Ankers schadensfrei zu halten. Die Anbringung der Glasfaserkabel auf der Baustelle stellte keine größeren Probleme dar und führte durch ein geeignetes Zeitmanagement zu keinen Verzögerungen.

Die Kraftmessdosens zur dauerhaften Überwachung der Ankerkraft sind zwischen Widerlager und Auflagerplatte des Ankerkopfes installiert (Abbildung 4). Die

Datenerfassung erfolgt über einen Logger je Standort, welcher witterungsgeschützt in einem verschließbaren Edelstahlbehälter lagert. Dort werden auch die Anschlussstücke für die Auslesung der Glasfasern hineingeführt.



Abbildung 3: Angebrachte Glasfaserkabel vor dem Einbau des Einstabankers im Übergangsbereich zwischen Ripprohr und Glattrohr (links) und im Fußbereich (rechts)



Abbildung 4: Anker FA1 bis FA3 im eingebauten Zustand mit Betonwiderlager, Messstation, Kraftmessdosen (blau) und Schutzkappe (weiß)

3 Faseroptische Sensoren zur Dehnungsmessung

Ein faseroptischer Sensor (FOS) ist ein spezieller Messaufnehmer (Sensor) für optische Messverfahren auf Grundlage von Lichtwellenleitern (LWL). Bei faseroptischen Sensoren wird die Messgröße nicht durch eine elektrische Größe repräsentiert bzw. übertragen, sondern durch eine optische.

3.1 Lichtwellenleiter (LWL)

Ein Lichtwellenleiter besteht aus Glas oder Kunststoff mit geringem Durchmesser und hoher Flexibilität (Abbildung 5). Er dient zur Informationsübertragung mittels optischer Wellen über große Entfernungen mit sehr geringen Verlusten. Das Licht wird in der optischen Faser aufgrund des gegenüber dem Mantel höheren Brechungsindex des optischen Kerns durch Totalreflexion gehalten. Singlemodefasern zeichnen sich durch einen sehr kleinen Kerndurchmesser aus, so dass hier nur eine einzige Lichtmode ausbreitungsfähig ist.

Der Fasermantel wird vom Coating, einer zum Schutz auf dem Glasfasermantel aufgetragenen Kunststoffbeschichtung, umgeben. Zusätzlich sind meist noch eine oder mehrere weitere Hüllen zum Schutz vor äußeren Einflüssen oder bei Sensorfasern zur guten Anbindung an das Messobjekt vorhanden. Die verschiedenen Glasfasertypen unterscheiden sich nach dem Durchmesser von Kern und Mantel in Singlemode- oder Multimodfasern und nach dem Verlauf des Brechungsindexes in Stufenindex- oder Gradientenindexfasern. Für die Fasersensorik kommen hauptsächlich Singlemodefasern zur Anwendung. Gegenüber Stufenindex- oder Gradientenindexfasern bieten diese entscheidende Vorteile, wie z. B. geringe Signaldämpfung, sehr geringe Laufzeitverschiebungen und hohe Bandbreiten. Damit sind große Distanzen zum Messobjekt überbrückbar. Erkauf wird dies mit höheren Anforderungen beim Verbinden der Fasern (Spleißen, Steckverbinder) und der Lichteinkopplung auf Grund des kleinen Kerndurchmessers.

Wesentliche Parameter zur Auswahl des geeigneten Fasersensors sind die Größe der Messbasis sowie Anzahl und Dichte der Messstellen. Lokale faseroptische Sensoren besitzen eine kurze Messbasis (z. B. wenige mm) und werden an definierten diskreten Stellen eingesetzt. Verteilte und quasi-verteilte faseroptische Sensoren kommen dagegen

für Messungen über teilweise sehr große Strecken mittels einer einzelnen Faser zum Einsatz.

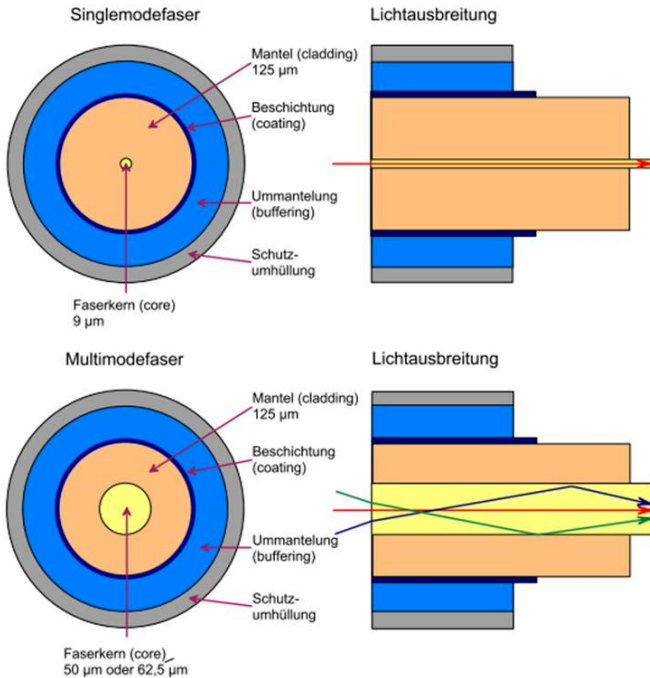


Abbildung 5: Unterschiede im Aufbau und in der Lichtausbreitung von Singlemode- und Multimodefasern

3.2 Lokale (punktuelle) Fasersensoren

Zu den bekanntesten und am häufigsten eingesetzten Fasersensoren gehören Faser-Bragg-Gitter-Sensoren. Sie sind heute einschließlich geeigneter Messgeräte (Interrogatoren) in einer Vielzahl von Ausführungen kommerziell erhältlich.

Ein Faser-Bragg-Gitter (FBG) ist ein in einen Lichtwellenleiter eingeschriebener optischer Interferenzfilter, der durch eine periodische Modulation des Brechungsindex der Faserkernbrechzahl entsteht. Das Gitter reflektiert dabei einen bestimmten Anteil vom optischen Spektrum des eingestrahelten Lichtes, dessen Wellenlänge direkt von der

Periode des Abstands der Gitterebenen abhängt. Ändert sich der Gitterabstand durch eine Dehnung oder Temperaturänderung der Faser, ändert sich ebenfalls die Wellenlänge des reflektierten Lichtes [SCHALLERT et al, 2004; SCHLÜTER, 2010].

Ein besonderer Vorteil der FBG-Sensorik ist, dass viele Sensoren in einer Faser hintereinandergeschaltet und bei simultaner Messung bei Verwendung unterschiedlicher Braggwellenlängen leicht separiert werden können (quasiverteiltes Messsystem). Die Trennung von Temperatur- und Dehnungsbeeinflussung der Bragg-Wellenlänge geschieht meist über Referenzsensoren, die vom Mess-FBG räumlich getrennt sind. Diese räumliche Trennung z. B. durch Hybridsensoren von FBG und langperiodische Gitterstrukturen aufzuheben, gelingt im Labor, findet aber noch keine allgemeine Anwendung in der Messpraxis.

Für die Messung mit Faser-Bragg-Gittern stehen heute eine Vielzahl von FBG-Interrogatoren auf der Grundlage unterschiedlicher Auswerteverfahren mit einer großen Leistungspalette zur Verfügung. Gegenwärtig werden typische Wellenlängenauflösungen von ca. 0,5 pm und Messraten von 1 bis 34 kHz erreicht. Vereinzelt sind Geräte bis >150 kHz erhältlich, dann aber meist mit einer geringeren nativen Wellenlängenauflösung, die durch Interpolationsalgorithmen verbessert werden kann.

Monitoring-Systeme mit Faser-Bragg-Gitter-Sensoren lassen sich langzeitstabil und zuverlässig realisieren. Reparaturen oder Wechsel von Anschluss-LWL, Ergänzung oder Tausch von Sensoren erfordern keine Neukalibrierung des Messgeräts. Ebenso können diese Systeme diskontinuierlich arbeiten, da durch das absolut messende Verfahren kein Nullpunktverlust eintritt.

Nachteil solcher „quasiverteilten“ faseroptischen Messsysteme ist allerdings, dass lediglich punkt- oder abschnittsweise Aussagen zum Verhalten im Verpressbereich der Anker möglich sind. Auftretende Dehnungsüberhöhungen durch z. B. Risse können in der Regel nicht aussagekräftig detektiert werden. Dieser Nachteil wird durch die Verwendung verteilter faseroptischer Messverfahren vermieden. Hierbei dient die Faser selbst als Sensor. Die Messgröße wird kontinuierlich über die gesamte Faserlänge oder, wenn benötigt, über gewählte Abschnitte erfasst. Für die Erfassung schnell fortschreitender Veränderungen wie sie zum Beispiel bei Rissbildung und Rissfortschritt auftreten, sind aber auch kurze Messzeiten notwendig.

3.3 Verteilt messende faseroptische Messsysteme

Zu einer kontinuierlich verteilten Messung von physikalischen Größen (vorwiegend Dehnungs- und Temperaturverläufe) werden verschiedene Lichtstreuungsprozesse (Abbildung 6) in der Faser genutzt. Auf linearen Lichtstreuungsprozessen durch Rayleigh-Streuung basiert die bekannte herkömmliche optische Zeitbereichsreflektometrie, die standardmäßig in der optischen Nachrichtentechnik zur Lokalisierung von Bruchstellen und sonstigen Störungen angewendet wird. Durch die Weiterentwicklung der Lasertechnologie in den letzten Jahren können nichtlineare Lichtstreuungseffekte in Glasfasern erzeugt und genutzt werden. Insbesondere in Monomodefasern sind wegen der kleinen Querschnitte hohe Leistungsdichten über große Längen erreichbar, die nichtlineare Phänomene wie die stimulierte Raman- und Brillouin-Streuung hervorrufen.

Eine optische Zeitbereichsreflektometrie (Optical Time Domain Reflectometer (OTDR)) liefert neben einer Längenermittlung (tatsächlich gemessen wird die Laufzeit eines Lichtpulses) den orts aufgelösten Dämpfungsverlauf eines LWL. Das Messprinzip beruht darauf, dass kurze Pulse gesendet werden, die den Prüfling durchlaufen. Beim Durchlaufen der Faser wird von jedem Ort ein kleiner Teil des Lichts auf Grund der Streuprozesse in der Faser zum Gerät zurückgeleitet. Von entfernteren Orten kommt die Streuung also später und um die Faserdämpfung abgeschwächt zum Messgerät zurück.

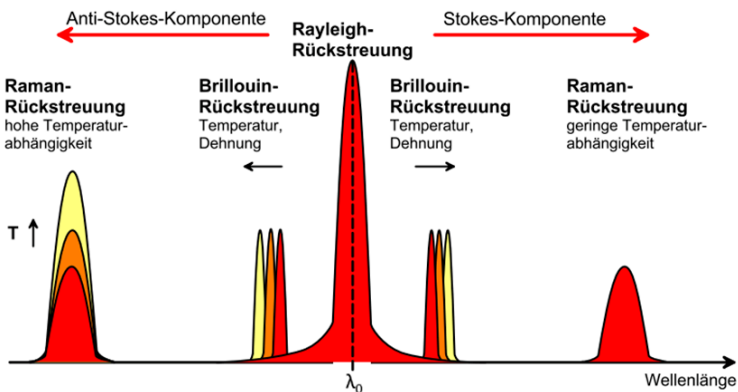


Abbildung 6: Lineare und nichtlineare Lichtstreuungsprozesse in Glasfasern

Die Anzeige des Messgerätes stellt den Intensitätsverlauf über einer Zeitachse dar, wobei die Zeitachse in Entfernung umgerechnet ist. Übliche Ortsauflösungen bei OTDR-Geräten liegen im Zentimeterbereich.

Zu einer höheren Ortsauflösung gelangt man durch Messung im Frequenzbereich bei der Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR) unter Verwendung einer durchstimmbaren Lichtquelle und anschließender Rücktransformation des Signals.

3.3.1 Brillouin-Rückstreuung

Die Brillouin-Streuung ist der dominierende nichtlineare Effekt in einer Monomodefaser, wenn schmalbandiges leistungsstarkes Laserlicht in die Faser eingestrahlt wird. Es handelt sich um eine induzierte Rückstreuung von Licht an Schallwellen im Fasermaterial. Die Frequenz der rückgestreuten Lichtwelle (Brillouin-Streuung) ist gegenüber der ursprünglichen Lichtwelle (Pumpwelle) zu niedrigeren Frequenzen hin verschoben. Diese Frequenzverschiebung wird Brillouin-Frequenzverschiebung (Brillouin-Frequenz f_B) genannt und hängt unter anderem von der Schallgeschwindigkeit ab. Physikalische Größen wie Temperatur und Dehnung verändern die Schallgeschwindigkeit und dadurch die Brillouin-Frequenz einer Faser. Durch Messung der Brillouin-Frequenz einer Faser kann eine Temperatur- und Dehnungssensorik realisiert werden. Eine Standardmonomodefaser besitzt bei Raumtemperatur eine Brillouin-Frequenz von ca. $f_B = 12,8$ GHz. Temperaturänderungen und Dehnungen verändern f_B mit ca. $1,2$ MHz/°C bzw. 500 MHz/1% Dehnung [KREBBER, 2001]. Die Abhängigkeiten sind linear. Die Brillouin-Streuung kann in einer Monomodefaser von mehreren Kilometern Länge erzeugt und detektiert werden. Die Messung der Brillouin-Frequenzverschiebung erfolgt ortsauflösend. Somit kann der Verlauf der Temperatur und der Dehnung auf der Faserstrecke ermittelt werden.

Zur Realisierung der Ortsauflösung werden reflektometrische Messverfahren, wie die Zeit- und Frequenzbereichsreflektometrie, eingesetzt. Z. B. werden bei der Zeitbereichsreflektometrie (Brillouin Optical Time Domain Analysis (BOTDA)) mittels eines Pulsgenerators sehr kurze Lichtpulse erzeugt und in die Faser geschickt. Aus dem zeitlichen Verlauf der Rückstreuung lassen sich Rückschlüsse auf die Brillouin-Frequenz und somit auf Temperatur und Dehnung in Abhängigkeit vom Faserort ziehen. Die Pulsdauer bestimmt dabei die Größe der Ortsauflösung (10-ns-Pulse entsprechen einer Ortsauflösung von 1 m). Im Jahr 1996 wurde ein alternatives Konzept namens Brillouin

Optical Frequency Domain Analysis (BOFDA) eingeführt. Die BOFDA arbeitet mit sinusförmig amplitudenmoduliertem Licht und basiert auf der Messung der Übertragungsfunktion in der Frequenzdomäne durch einen Netzwerkanalysator (NWA). Ein Signalprozessor berechnet die inverse schnelle Fourier-Transformation (IFFT der Basisband-Übertragungsfunktion). Diese IFFT liefert eine gute Näherung der Impulsantwort des Sensors und entspricht der Dehnungs- und Temperaturverteilung entlang der Faser.

Brillouin basierte Sensorsysteme (BOFDA) zur Dehnungs- und Temperaturmessung arbeiten heute bei schnellen Messzeiten von ca. 20 Sekunden mit Auflösungen von etwa $2 \mu\text{m/m}$ und $0,1 \text{ }^\circ\text{C}$ bei einer örtlichen Auflösung des Messsignals von 20 cm im kleinsten Messbereich von 2 km.

Für ein ortsverteilt präzises Monitoring wie z. B. von Verformungen im Verpresskörper von Ankern inklusive der Rissbildung während der Eignungsprüfungen ist dieses Messverfahren auf Grund der zu geringen örtlichen Auflösung und der langen Messzeiten nicht geeignet.

3.3.2 Verteilte Temperaturmessung mit dem Raman-Effekt

Verteilte Temperaturmessungen können vorteilhaft mit Hilfe des Raman-Effekts realisiert werden [MOTIL et al, 2016]. Dieser entsteht durch Rückstreuung an thermischen Molekülschwingungen im Festkörper. Die Reflexionswellenlänge ist gegenüber der Anregungswellenlänge verschoben und in eine Stokes- und eine Anti-Stokes-Komponente aufgeteilt. Während die Stokes-Linie nur schwach temperaturabhängig ist, zeigt die Intensität der Anti-Stokes-Linie eine starke Temperaturabhängigkeit. Über die bekannte Ausbreitungsgeschwindigkeit des emittierten Lichtes in der Faser ist eine genaue Ortszuordnung möglich. Der Lichtwellenleiter wird dadurch selbst zum sensitiven Element. Das Messprinzip besteht darin, aus dem Spektrum des Rückstreuulichtes die Stokes- und die Anti-Stokes-Linie herauszufiltern. Durch eine Verhältnisbildung der Intensitäten der beiden Linien werden mit Ausnahme der Temperatur alle anderen Einflüsse auf den Lichtwellenleiter eliminiert. Damit lässt sich die Temperatur für einen kleinen Lichtwellenleiterabschnitt bestimmen, während sich die zugehörige Ortskoordinate aus der entsprechenden Laufzeit des rückgestreuten Lichtimpulses ergibt. Mit der faseroptischen Temperaturmessung wird die mittlere (integrale) Temperatur für einen kleinen Abschnitt des Lichtwellenleiters bestimmt. Wesentliche Eigenschaften der faseroptischen

Temperaturmesstechnik sind dabei die gleichzeitige Messung von Temperatur und Ort entlang der Messstrecke mit einer Ortsauflösung $\geq 0,5$ m. Es sind Messlängen bis zu 30 km, eine Temperaturentauflösung bis zu 0,02 K bei einer Absolutgenauigkeit der Temperaturmessung bis zu $\pm 0,1$ K in einem Messbereich -140 °C bis $+460$ °C zu erreichen. Es erfolgt keine Beeinflussung des Temperaturfeldes durch den Messvorgang. Das Verfahren eignet sich besonders für ein Langzeitmonitoring aber auch für diskontinuierliche Messungen zur Aufnahme von Temperaturprofilen. So wurde ein Messgerät auf Basis des Raman-Effekts (AP Sensing N4386) erfolgreich bei der Installation der Anker zur Messung der Temperaturentwicklung während des Aushärtens des Verpressmörtels eingesetzt.

Im Gegensatz zu anderen verteilten messenden Verfahren können hier ohne Nachteile herkömmliche Gradientenindexfasern zur Messung verwendet werden.

3.3.3 OFDR auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung

Gegenüber den vorgestellten verteilten Messverfahren, die auf der Raman- bzw. Brillouin-Rückstreuung beruhen, bietet die optische Frequenzbereichsreflektometrie (Optical Frequency Domain Reflectometry (OFDR)) auf Basis der Rayleigh-Rückstreuung neben dem Vorteil der verteilten hochauflösenden Dehnungs- und Temperaturmessung eine sehr gute Ortsauflösung. Die Messzeit für eine Messung beträgt etwa drei Sekunden. Als Sensorfaser dienen Standardglasfasern. Damit ist es für die vorgesehene Aufgabe, den Dehnungsverlauf und die Rissbildung in den Verpressbereichen der Anker örtlich aufgelöst zu detektieren, prädestiniert [KINDLER et al, 2016].

Das optische Rückstreureflektometer OBR 4600 (Luna Innovations Inc.) stellt ein kommerzielles Messsystem dar, das nach diesem Verfahren arbeitet (Abbildung 7). Das OBR-System basiert auf der Messung der Rayleigh-Streuung, die als Folge zufälliger Schwankungen des lokalen Brechungsindex bei der Herstellung der optischen Fasern entsteht (Fingerabdruck der Faser). Eine Änderung des Spannungs- oder Temperaturprofils der Faser führt zu einer Änderung des Rayleigh-Rückstreusignals. Das Prinzip eines Swept-Wavelength Interferometer (SWI) wird verwendet, um ein hochaufgelöstes Rückstreusignal (Abtastauflösung ca. 10 μm) entlang des Messpfades zu erhalten. Dazu wird die komplexe Amplituden- und Phaseninformation im Frequenzbereich analysiert und in den Zeitbereich transformiert. Werden die Information mit einer Referenzmessung segmentweise korreliert, stellt das Ergebnis die verteilte

Dehnungsänderung der Faser dar. Die verteilte Messung erreicht eine Dehnungsauflösung von $\pm 1,0 \mu\text{m/m}$.

Abhängig von der Systemkonfiguration kann mit einer räumlichen Auflösung von besser $10 \mu\text{m}$ bei 30 m Faserlänge, besser $20 \mu\text{m}$ bei 70 m Faserlänge und besser 1 mm bei einer Gesamtfaserlänge von 2 km gemessen werden. Die Dehnungsänderung kann mit einer Genauigkeit von $\pm 1 \mu\text{m/m}$ bestimmt werden. Dieses Messverfahren bietet vorteilhafte Möglichkeiten zur Diagnose großer Strukturen entlang des optischen Faserwegs und kann Dehnungsverteilungen von oberflächlich applizierten sowie strukturintegrierten optischen Fasern erfassen.

Auf Grund des sehr hochauflösenden Messprinzips ergeben sich beim Einsatz des Systems einige Aspekte, die zu beachten sind: In der kurzen Messzeit des Systems während des Wellenlängensweeps führen Vibrationen auf der Sensorfaser zu Messfehlern, die sich in Artefakten in der Dehnungs- bzw. Temperaturverteilung niederschlagen.

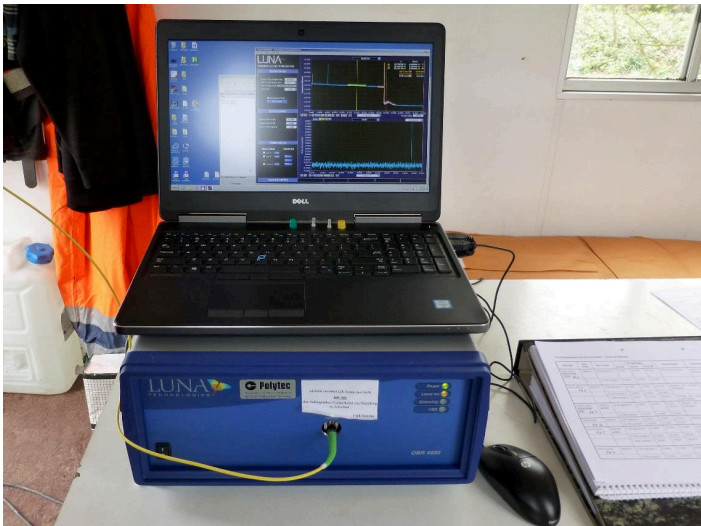


Abbildung 7: Optisches Rückstreureflektometer LUNA OBR 4600 im Einsatz bei einer Eignungsprüfung der Anker

Für die Messung von orts aufgelösten Dehnungsbeaufschlagungen und Temperaturprofilen ist es notwendig, dass sich das Messsystem auf eine sogenannte Referenzmessung beziehen kann, es führt also immer Relativmessungen durch.

Dieser Bezug auf eine anfängliche Referenzmessung kann bei diesem Gerät in der Praxis, insbesondere bei Feldeinsätzen, nur über einige Tage gewährleistet werden. Neben der beaufschlagten Dehnung werden die optischen Eigenschaften der Fasern durch geringfügige Spannungs-, Temperatur- oder Druckänderungen so verändert, dass auf die ursprüngliche Referenz nicht mehr Bezug genommen werden kann. Die Messergebnisse beinhalten immer mehr Artefakte, die eine Auswertung unmöglich machen. Somit sind jährliche Messungen der Faserdehnung (Rissdetektion) bei Bezug auf die ursprünglichen Referenzmessungen nicht sinnvoll zu realisieren.

Lediglich bei Dauermessungen lässt sich dies durch entsprechende Maßnahmen bei der Messdatenauswertung verhindern (neue Referenzmessung mit Umrechnung der Daten).

3.4 LWL-Messkabel und Sensordesign

Für den Praxiseinsatz an den Verpressankern wurden kommerziell verfügbare Sensorkabel für ortsverteilte Temperatur- und Dehnungsmessungen verwendet. Sie bestehen aus Standardglasfasern und sind in einem Kabelaufbau integriert, der sowohl den Schutz der Sensorfasern als auch bei den Sensorkabeln für die Dehnungsmessung eine gute Dehnungsübertragung vom Matrixmaterial auf die Sensorfaser sicherstellt.

Für die Dehnungsmessungen und Rissdetektion an allen sechs Versuchsankern kam ein spezielles Dehnungssensorkabel mit Volladern, Oberflächenstrukturierung und 3,2 mm Außendurchmesser zum Einsatz (Abbildung 8). Die strukturierte Manteloberfläche gewährleistet eine durchgehend kraftschlüssige Verbindung des Messkabels im Verpressbereich der Anker. Zusätzlich wurden die Anker mit flexiblen unstrukturierten 3 mm-Messkabeln mit Vollader ausgestattet.

Für die Aufnahme von Temperaturverläufen längs der Anker erhielt jeweils ein Anker pro Feld ein Multimodekabel mit Kompaktader.

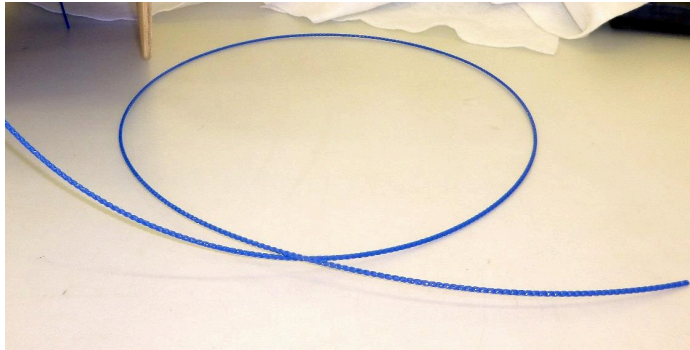


Abbildung 8: Strukturiertes Dehnungsmesskabel

Sämtliche Messkabel wurden im Labor nach den Angaben der Auftraggeber vorkonfektioniert. Als Verbindungskabel dienten armierte optische Außenpatchkabel, die oberhalb des Verpressbereichs mittels Spleißverbindung mit den Sensorkabeln verbunden wurden. Der Schutz der Spleißstellen erfolgte mittels Metallummantelung.

4 Versuchsdurchführung

An den Verpressankern wurde eine Prüfung im Mai 2017, März 2018 sowie im November 2019 durchgeführt, bei denen jeweils die Verformungen der eingebauten Glasfaserkabel gemessen wurden. Zwischen den Prüfungen werden die Anker mit einer Kraft von rund 840 kN festgelegt. Zu Beginn der jeweiligen Eignungsprüfung werden zunächst Abhebeversuche zur Verifizierung der Ergebnisse der Kraftmessdosen und im Anschluss die Ankerprüfung nach Ablassen der Anker durchgeführt. Zum Schluss erfolgt die erneute Festlegung der Verpressanker.

Im Rahmen der ersten Untersuchung im Jahr 2017 wurde zunächst eine Prüflast von 1.670 kN festgelegt, die aber im Zuge der Belastung des ersten Ankers und der daraus resultierenden Setzungen des Widerlagers und möglichen Zerstörung des Glasfaserkabels abgemindert wurde. Somit wurde während der ersten Prüfung das Belastungsschema auf 480-660-840-1020-1200 kN mit jeweiliger Entlastung geändert. Eine exemplarische Darstellung des Belastungsschemas ist in Abbildung 9 wiedergegeben. Eine Auslesung des Glasfaserkabels des Ankers FA3 konnte aufgrund einer wahrscheinlichen Beschädigung bei der Herstellung nicht mehr durchgeführt werden. Infolge von relativen Verformungen zwischen Widerlager und Anker bei höheren Laststufen war eine Erfassung

der Daten des Verpressankers FA1 nicht weiter möglich. Somit verbleiben zur Auswertung die Anker FA2 und FA4-6. Aufgrund des zeitlichen Bauablaufes konnte während der ersten Festlegung keine Messung an den Glasfaserkabeln durchgeführt werden.

In den folgenden zwei Untersuchungen, 2018 und 2019, ist das Prüfschema zur Gewährleistung, dass keine weiteren Beschädigungen auftreten, auf 340-460-590-720-840-950 kN reduziert worden (Abbildung 9). Diese beiden Prüfungen konnten ohne Beeinträchtigungen erfolgen.

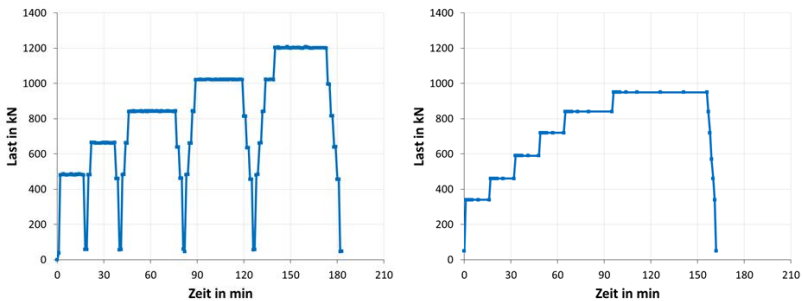


Abbildung 9: Prüfschema der Eignungsprüfungen an den Verpressankern in 2017 (links) bzw. 2018 und 2019 (rechts)

5 Versuchsergebnisse

5.1 Ankerprüfungen

Die Ergebnisse der Untersuchungen an den relevanten Verpressankern FA2 und FA4-6 zeigen mit Ausnahme des Ankers FA2 übereinstimmende Ergebnisse. Eine Überschreitung des Kriechmaßes $k_s > 2$ mm führt lediglich bei Anker FA2 zu einem Versagen auf der höchsten Laststufe im Jahr 2017, obgleich ein erneutes Versagen mit den geringeren Spannungen in den Folgeprüfungen nicht mehr stattgefunden hat. Die Entwicklung der gemessenen Verformungen am Ankerkopf zeigt, dass die Hauptverformungen bei der ersten Prüfung eintreten und die weiteren Verschiebungen des Ankerkopfes in den beiden Folgeuntersuchungen nahezu identisch und sehr klein sind (Abbildung 10 und Abbildung 11). Die Werte der Kriechmaße über die steigenden Laststufen nehmen von der ersten Prüfung 2017 bis hin zur dritten Prüfung 2019 ab, wobei vor allem bei der zweiten und dritten Last Untersuchung ein identischer Verlauf zu erkennen ist.

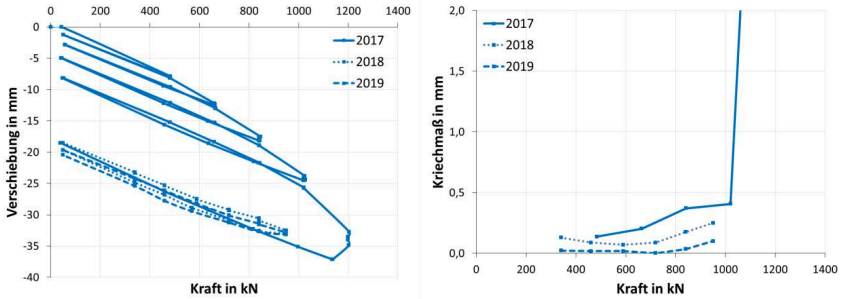


Abbildung 10: Kraft-Verschiebungs-Diagramm (links) und die Entwicklung des Kriechmaßes (rechts) des Ankers FA2

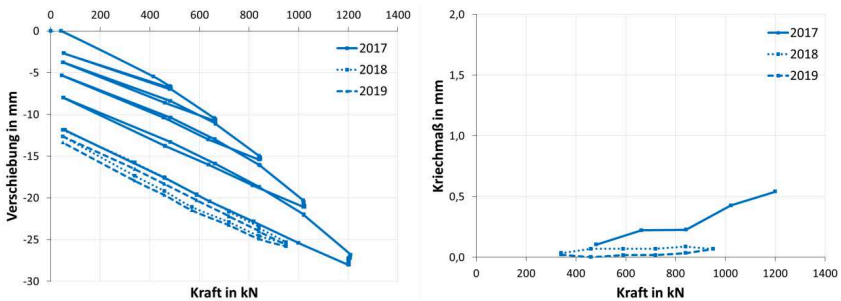


Abbildung 11: Kraft-Verschiebungs-Diagramm (links) und die Entwicklung des Kriechmaßes (rechts) des Ankers FA6

5.2 Dauerermessung der Festlegekraft

Die Festlegekraft wird über die Kraftmessdosen und einen Datenlogger je Standort erfasst. Zwischen den Prüfungen ist ein Absinken der Kräfte zu beobachten. Eine Darstellung der Festlegelasten der Anker FA4-6 ist in Abbildung 12 gegeben. Die Datenlogger an den beiden Standorten wurden erst nach der ersten Festlegung gestartet, so dass der Ausgangswert in Anlehnung an die Vorgabe von 840 kN abgeschätzt wird. Der starke Abfall bis zum Beginn der Datenerfassung der Festlegekraft resultiert wahrscheinlich aus einer fehlerhaften Festlegung der Anker.

Bis zur zweiten Prüfung in 2018 sinken die Festlegekräfte der Anker FA1-3 auf rund 615 bis 645 kN und der Anker FA4-6 auf rund 490 bis 550 kN gemäß der erfassten Werte der Kraftmessdosen. Die überprüften Werte durch die Abhebeversuche ergeben rund 20 bis

60 kN mehr. In 2019 lagen die Kräfte zwischen ca. 640 und 710 kN bei den Anker FA1-3 und 610 und 655 kN bei den Anker FA4-6. Eine Abweichung nach oben um rund 50 bis 90 kN wurde durch die Abhebeversuche festgestellt. Ein Vergleich des Absinkens der Festlegelasten zwischen erster und zweiter bzw. zweiter und dritter Prüfung kann aufgrund der fehlenden Datenerfassung zu Beginn nicht vorgenommen werden. Ein identischer Verlauf der Entwicklung der Festlegekräfte ist vorstellbar, da in beiden Zeiträumen ein ähnlicher Kraftverlust festgestellt wurde.

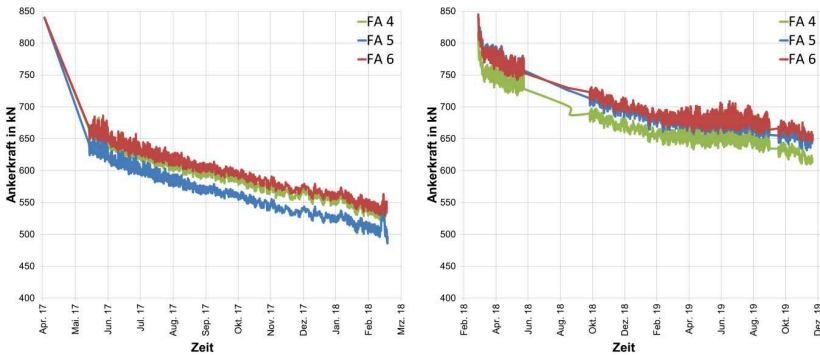


Abbildung 12: Festlegekräfte der Anker FA4-6 zwischen erster und zweiter (links) bzw. zweiter und dritter (rechts) Eignungsprüfung

5.3 Glasfasertechnische Messung

Infolge der verwendeten Glasfasermesstechnik auf Grundlage der Rayleigh-Rückstreuung haben die Messungen der einzelnen Jahre jeweils eine eigene neue Referenz, die bei völliger Entspannung des Ankers nach dem Abhebeversuch gemessen wurde. In Abbildung 13 bis Abbildung 15 sind die maximalen Dehnungen während der Laststufen der jeweiligen Prüfung für einen Anker entlang des Verpresskörpers dargestellt. Die maximalen Verformungen gegenüber der jeweilig neuen Referenz nehmen von Jahr zu Jahr ab. Ebenso verringert sich die Anzahl der Peaks, die für auftretende Risse stehen. Diese beiden Tatsachen lassen sich mit einer wahrscheinlich plastischen Verformung des Ankerkörpers anhand der aufgebrachtten Festlegekraft begründen, da diese bleibende Verformung mit den jeweiligen Referenzen nicht erfasst werden kann. Zudem ist ein Zusammenschluss mehrerer kleiner Risse zu einem größeren vorstellbar, wodurch sich die Anzahl und maximale Dehnung reduzieren. In allen drei Untersuchungen ist die

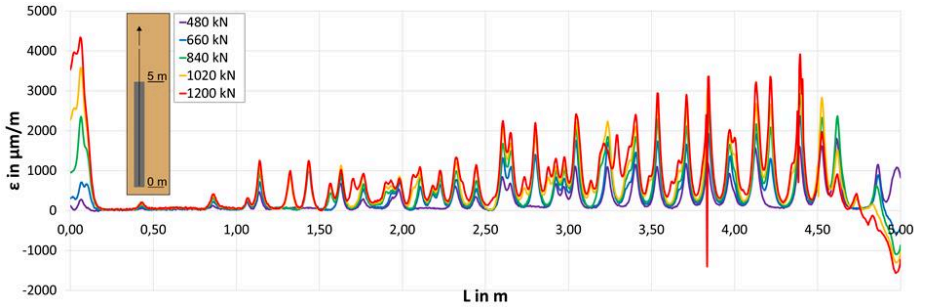


Abbildung 13: Darstellung der Dehnungen des Glasfaserkabels während der Laststufen der Ankerprüfung am Verpressanker FA4 in 2017

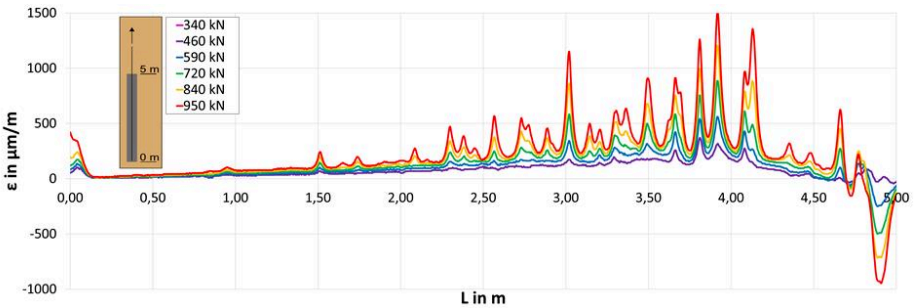


Abbildung 14: Darstellung der Dehnungen des Glasfaserkabels während der Laststufen der Ankerprüfung am Verpressanker FA4 bei der Prüfung 2018

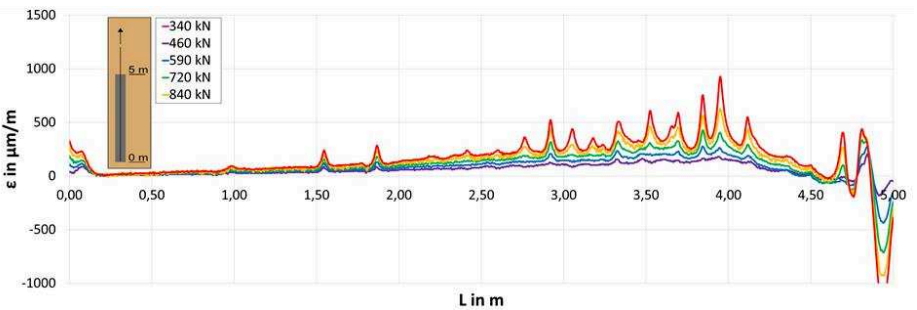


Abbildung 15: Darstellung der Dehnungen des Glasfaserkabels während der Laststufen der Ankerprüfung am Verpressanker FA4 bei der Prüfung 2019

Rissbildung im oberen Bereich des Ankers deutlich ausgeprägter, was auf einen maßgeblichen Lastabtrag in diesem Bereich des Verpresskörpers zurückzuführen ist. Die Risse überprägen sich bei höheren Laststufen, d.h. es findet eine Aufweitung der Risse bei steigender Last statt. In der ersten Prüfung ist ersichtlich, dass sich mit zunehmender Laststufe neue Risse im Zementkörper bilden. Ein direkter Vergleich der Dehnungen der maximalen Laststufen zeigt, dass das Verformungsbild aus dem Jahr 2017 in den weiteren Prüfungen mit den jeweiligen neuen Referenzen nicht direkt wiederzuerkennen ist. Die Dehnungen in den Jahren 2018 und 2019 sind für den jeweiligen Anker prägnant. Beispielhaft ist dies in Abbildung 16 dargestellt.

Eine Integration der Dehnung über die Länge des Verpresskörpers ist in Abbildung 17 abgebildet. Im oberen Bereich der Verpressstrecke ist in allen drei Prüfungen zunächst eine negative Verformung, d.h. eine Stauchung, erkennbar. Dies lässt auf einen Druckbereich innerhalb des Zementkörpers schließen, welcher über die Jahre größer wird. Anschließend an diesen Druckbereich befindet sich eine Zone mit ansteigenden Dehnungen, die ein Indiz für Zugspannungen im Mörtel und somit stark wirkenden Zugkräften sind. Im unteren Abschnitt des Ankers verläuft die aufintegrierte Dehnung nahezu waagrecht, also ergeben sich kaum Verformungen im Verpresskörper und die aufgenommenen Zugkräfte sind sehr gering. Die maximal aufsummierte Dehnung liegt 2017 bei 1,5 bis 4,5 mm und nimmt über 2018 mit 1,2 bis 1,6 mm bis 2019 mit 0,8 bis 1,3 mm ab.

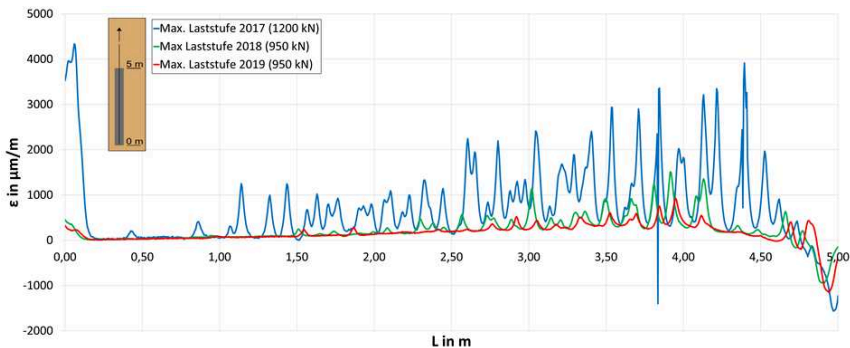


Abbildung 16: Dehnungen der maximalen Laststufen während der Eignungsprüfungen am Anker FA4

Eine Betrachtung der Einzelrisse im Zementkörper, also der Aufsummierung der Dehnungen eines einzelnen Peaks, ist exemplarisch in Abbildung 18 dargestellt. Die Verteilung der Risse über den Verpresskörper ist bereits aus den Dehnungen bekannt. Die Rissbreiten sind in der ersten Prüfung entsprechend der Dehnungen auch am höchsten. Der Vergleich der einzelnen Jahre ist aufgrund der jeweilig neuen Referenz nicht direkt durchführbar. Die Einzelrisse sind, wie in der Beispieldarstellung zu erkennen, nicht direkt korrelierbar zu den anderen Prüfungen. In 2017 ergeben sich maximale Rissbreiten zwischen 0,15 mm bei Anker FA1 und 0,50 mm bei Anker FA4. Die relativen Rissbreiten der Untersuchung in 2018 sinken auf 0,10 bis 0,20 mm und in 2019 auf 0,07 bis 0,15 mm. Eine Betrachtung der maximal zulässigen Rissbreiten bei Stahlbetonbauteilen nach DIN 1992-1-1:2011-01 zeigt, dass die Messwerte aus 2017 bis auf eine Messseite bei Anker FA4 innerhalb des Wertebereiches von 0,40 mm liegen.

Die Abbildung 19 und Abbildung 20 zeigen einen Vergleich der Dehnungen des Glasfaserkabels zwischen der Festlegelast vor und nach der Prüfung sowie der höchsten

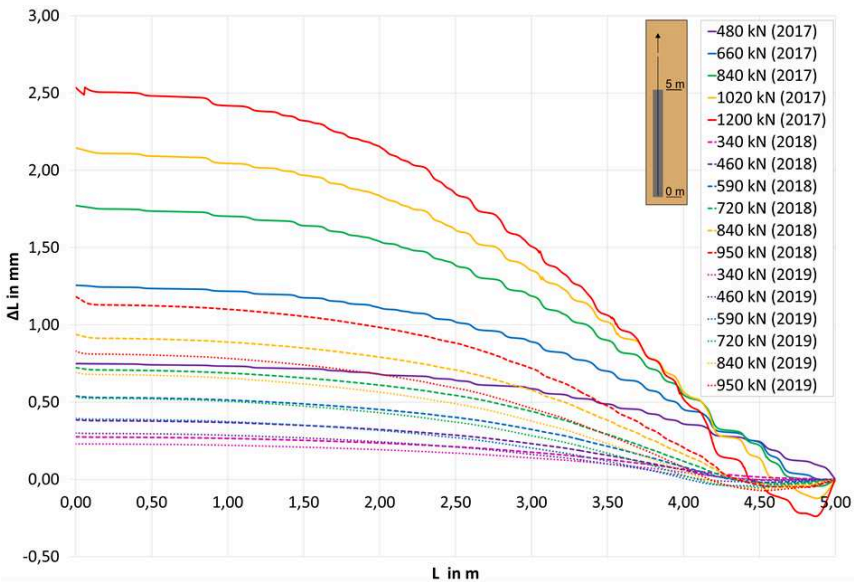


Abbildung 17: Darstellung der aufintegrierten Dehnung der Glasfasermessungen während der Eignungsprüfung des Ankers FA4 aus den Jahren 2017-2019

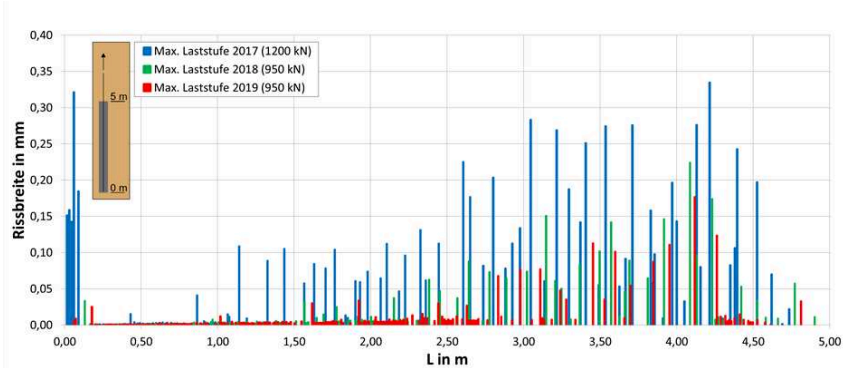


Abbildung 18: Rissbreiten während der maximalen Laststufen der Eignungsprüfungen des Ankers FA4

Belastungsstufen während der Eignungsprüfung. Die durch einen Abhebeversuch geprüften Festlegelasten lagen 2018 vor der Prüfung bei 540 bis 650 kN. Die Dehnungen der erneuten Festlegung mit 840 kN im Anschluss an die Prüfung entsprechen in etwa denen der höchsten Laststufe während der Eignungsprüfung (950 kN). In 2019 lagen die Festlegelasten bei 665 bis 685 kN (FA4-6) bzw. 795 kN bei Anker FA2. Wie bei dem Vergleich im Jahr 2018 zeigen sich in 2019 die Dehnungen der Festlegung nach Prüfung in etwa auf dem Niveau der höchsten Laststufe von 950 kN. Ausnahme bildet hierbei der Anker FA2, bei dem die Dehnungen bei Festlegelast zwischen denen der Laststufe 840 und 950 kN liegen. Die Festlegung nach erfolgter Eignungsprüfung zeigt in den beiden Untersuchungen 2018 und 2019 ein Überprägen der Dehnungen, ohne dass sich neue zusätzliche Risse bilden. Zudem zeigt sich, dass die Festlegung bei kleinerer Last identische Verformungen hervorruft wie die höchste Laststufe. Der dazwischenliegende Prozess des Ablassens und erneuter Kraftaufbringung bringt offensichtlich eine Änderung in der Verbundzone Zement-Boden.

An der Betrachtung bleibender Dehnungen im Zementkörper hervorgerufen durch die Untersuchungsprüfung, also vom kraftlosen Zustand vor und nach der Prüfung, lässt sich erkennen, dass die Prüfung in 2017 die größten Verformungen verursacht. Exemplarisch ist dies für den Anker FA4 in Abbildung 21 dargestellt. Die zunächst auftretenden bleibenden Risse in der ersten Prüfung verteilen sich gleichmäßig und gleichstark über fast den gesamten Verpresskörper im Gegensatz zu den Prüfungen in 2018 und 2019. Die

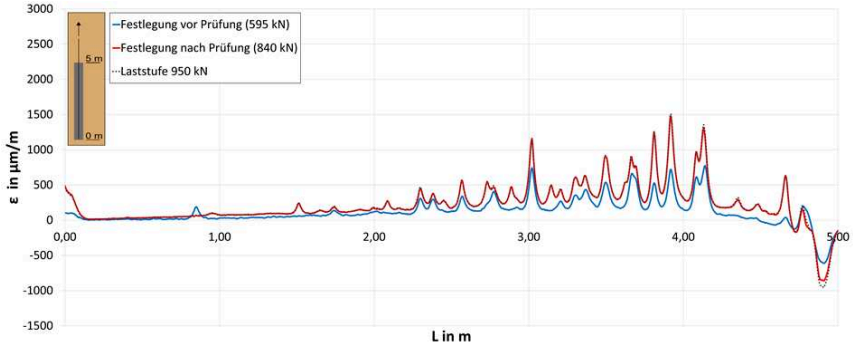


Abbildung 19: Dehnungen des Glasfaserkabels bei der Festlegelast 2018 vor und nach der Prüfung des Ankers FA4

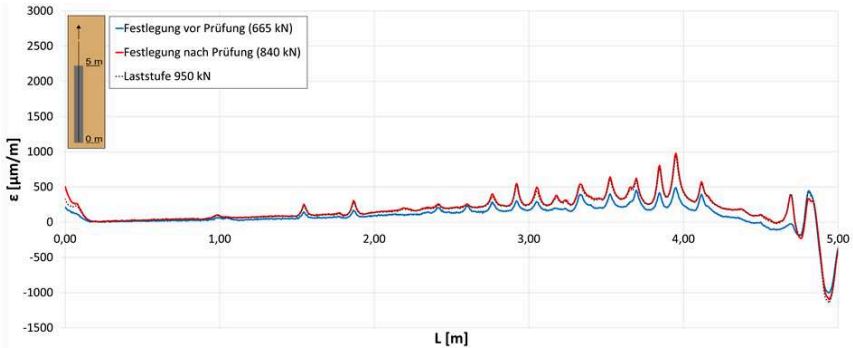


Abbildung 20: Dehnungen des Glasfaserkabels bei der Festlegelast 2019 vor und nach der Prüfung des Ankers FA4

bleibenden Dehnungen des Glasfaserkabels sind in der zweiten und dritten Prüfung verhältnismäßig klein, zeigen aber die Tendenz im Gegensatz zur ersten Untersuchung in der oberen Hälfte des Ankers ausgeprägter zu sein (Abbildung 22). Die Aufintegration der Dehnungen vom oberen Ende des Verpresskörpers bis zum Fuß zeigt eine bleibende Stauchung im oberen halben Meter bei der Untersuchung im Jahr 2017 (Abbildung 23). Die gesamte bleibende Verformung des Ankerkörpers liegt bei allen untersuchten Ankers bei der ersten Untersuchung bei rund 0,9 mm und bei den weiteren Prüfungen bei unter 0,1 mm. Im Vergleich zu einer Gesamtlänge des Ankers von rund fünf Metern ist die

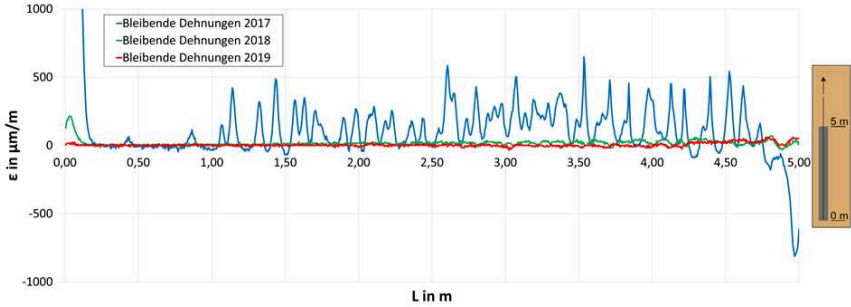


Abbildung 21: Bleibende Dehnung verursacht durch die Eignungsprüfung in den Jahren 2017 bis 2019 des Ankers FA4

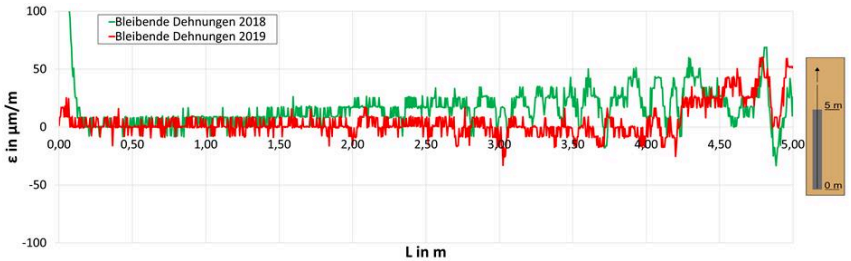


Abbildung 22: Bleibende Dehnung verursacht durch die Eignungsprüfung in den Jahren 2018 bis 2019 des Ankers FA4

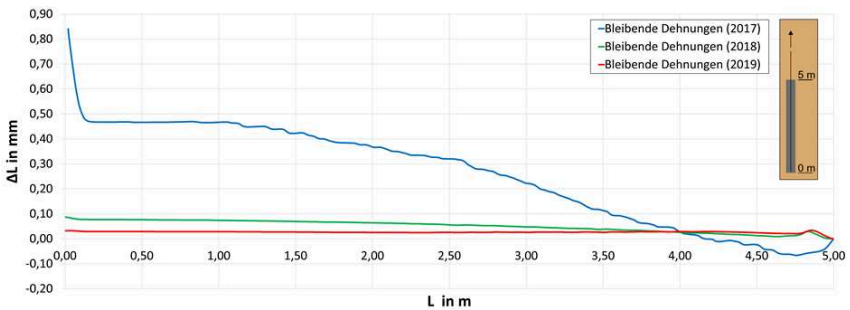


Abbildung 23: Aufintegrierte Dehnung des Ankers FA4 aus der bleibenden Dehnung verursacht durch die Ankerprüfung

Verformung der Verpresslänge von 0,2 Promille bzw. 0,02 Promille in der zweiten und dritten Prüfung gering. Bei der Erstprüfung treten erwartungsgemäß die größten bleibenden Verformungen auf, welche sich über fast den gesamten Verpresskörper homogen verteilen. Dies spricht zunächst für eine gleichmäßige Belastung über den Zementkörper. Im Zuge der zweiten und dritten Untersuchung treten bleibende Verformungen hauptsächlich im oberen Drittel auf. Daraus kann geschlossen werden, dass die zusätzlichen Lasten aus der Prüfung gegenüber der Festlegelast hauptsächlich im oberen Kraffteinleitungsbereich abgetragen werden.

Ein Vergleich der Dehnungen zwischen den Werten der Festlegung 2018 und der Festlegung 2019 jeweils bezogen auf die entsprechende Referenz zeigt, dass die erfassten Dehnungen eine Ähnlichkeit aufweisen. Die Festlegelasten sind in diesem Zeitraum, wie beschrieben, abgefallen, so dass kleinere Dehnungen aufgrund der geringeren Belastung zu erwarten sind. Ein Vergleich der Dehnungen der Prüfungen bei 590 bzw. 720 kN im Jahr 2018 zeigt ein identisches Verformungsbild wie das der Festlegung zur Referenz 2019 (Abbildung 24). Daraus folgernd ergibt sich keine größere bleibende Verformung in diesem Zeitabschnitt.

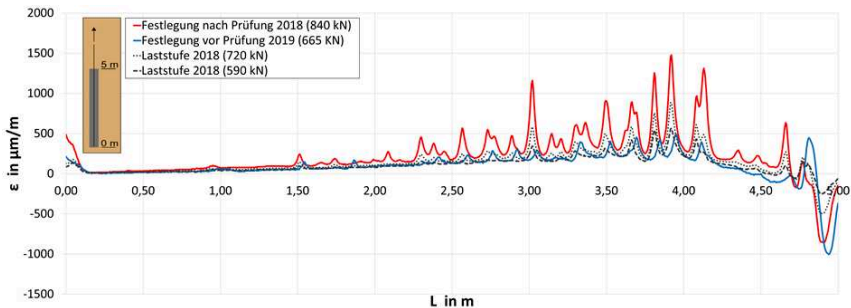


Abbildung 24: Dehnungen des Glasfaserkabels bei Festlegelast nach Prüfung 2018 und vor Prüfung 2019 des Ankers FA4 inklusive der Dehnungen aus der Eignungsprüfung 2018

6 Fazit und Zusammenfassung

Im Rahmen der Untersuchungen der Auswirkungen von kalklösender Kohlensäure auf Verpressanker am DEK wurden Glasfasern in Kombination mit der Rayleigh-Rückstreuung verwendet. Das Lastabtragungsverhalten von Verpressankern lässt sich durch den Einsatz dieser Messtechnik expliziter untersuchen als mit den bisherigen Methoden über

Dehnungsmessstreifen und Schwingsaitenaufnehmern. Eine Erfassung der Dehnung an jeder Stelle in sehr hoher Auflösung kann so gewährleistet werden. Die Anbringung im Zementkörper bei Verwendung von Einstabankern ist im Baustellenbetrieb praktikabel und ohne größere Verzögerungen ausführbar. Die hier verwendete Rayleigh-Rückstreuung kann aufgrund der momentanen Auswertungsgeräte keine früheren Referenzen verwenden, da schon kleine Änderung in Spannung oder Temperatur zu Verschiebungen führen, die vom Auslesegerät nicht auf die Ursprungsreferenz bezogen werden können. Bleibende Verformungen zwischen den Untersuchungszeiträumen sind so nicht zu erfassen, wodurch ein periodisches Monitoring zur Überwachung nicht möglich ist. Zusammenhänge zwischen den einzelnen Prüfungen, vor allem der zweiten und dritten, sind erkennbar, aber schwer qualitativ auswertbar. Die ursprüngliche Fragestellung der abnehmenden Tragfähigkeit durch den chemischen Angriff ist aufgrund der jeweilig neuen Referenzen kaum zu beantworten ist. Insgesamt lassen sich aber mit diesem Verfahren sehr klein aufgelöste Dehnungen über die gesamte Länge erfassen, wodurch die Bildung von Rissen im Mörtel detektiert werden kann. Über dieses Rissbild lassen sich im Anschluss weitere Aussagen der Lastabtragung über den Verpresskörper in den Boden treffen.

In Zukunft wäre eine Kombination der Rayleigh-Rückstreuung mit anderen Verfahren zur punktuellen Auflösung vorstellbar, um einen Bezug der Referenzmessung sicherzustellen. Des Weiteren müssen die Rohdaten der Lichtwellenmessungen weitergehend betrachtet werden, um hier einen möglichen Zusammenhang zur ursprünglichen Referenz herzustellen.

Literatur (Schriftgröße 12, fett, ohne Nummerierung)

Fabris, C.; Schweiger, H. F.; Woschitz, H.; Račanský; Pull-out behaviour of two post-grouted anchors: fibre-optic strain measurements and numerical simulations, *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019, Reykjavik, Iceland, 2019*

Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J., Brentle, J.; Lich, A.; Nachweis der Ankertragfähigkeit am Beispiel eines innovativen Ankermonitorings, *12. Hans Lorenz Symposium, Grundbauinstitut, Technischen Universität Berlin, Heft Nr. 69, Berlin, S. 69-84, 2016*

Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Nachweis der Ankertragfähigkeit auf Grundlage faseroptischer Messungen, *Bautechnik (94), Heft 2, S. 144-151, 2017*

Krebber, K.; Ortsauflösende Lichtleitfaser-Sensorik für Temperatur und Dehnung unter Nutzung der stimulierten Brillouin-Streuung basierend auf der Frequenzbereichsanalyse, *Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2001*

Herten, M.; Schwab, R.; Numerische Auswertung von instrumentierten Zugversuchen an Auftriebspfählen, *Pfahl-Symposium, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, H. 88, S. 493-512, 2009*

Huybrechts, N.; De Vos, M.; Van Lysebetten, G.; Advances and innovations in measurement techniques and quality control tools, *Proceedings ETC 3 Int. Symp. On Design of Piles in Europe, Leuven, Belgium, S. 209-233, 2016*

Hof, C.; Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff, *Dissertation, Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Heft 35, 2004*

Manns, W.; Lange, H.-D.; Einfluß aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpreßankern und Verpreßpfählen, *Abschlussbericht, Bauforschung, Band T 2550, 1993*

Motil, A.; Bergman, A.; Tur, M.; State of the art of Brillouin fiber-optic distributed sensing, *Bauforschung, Optics & Laser Technology 78, Part A (2016), S. 81-103, 2016*

Schallert, M.; Krebber, K.; Hofmann, D.; Habel, W.; Stahlmann, J.; Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für Anwendungen in der Geotechnik, *Messen in der Geotechnik, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Nr. 77, S. 309-328, 2004*

Schlüter, V.; Entwicklung eines experimentell gestützten Bewertungsverfahrens zur Optimierung und Charakterisierung der Dehnungsübertragung oberflächenapplizierter Faser-Bragg-Gitter-Sensoren, *Dissertation, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2010*

Triantafyllidis, T.; Schreiner, V.; Tragverhalten von Verpressankern unter kalklösender CO₂-Belastung, *Abschlussbericht, Bauforschung, Band T 3167, 2007*

Autoren

Fabian Heidenreich, M.Sc.

fabian.heidenreich@baw.de

Dr.-Ing. Markus Herten

markus.herten@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau

www.baw.de

Kussmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-0

Dr. Detlef Hofmann

detlef.hofmann@bam.de

Frank Basedau

frank.basedau@bam.de

Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung

www.bam.de

Unter den Eichen 44-46, 12203 Berlin

Tel.: 030 8104-0

Zum Messen der Bewegungen und Verformungen einer Tragbohle im Zuge einer schweren Rammung

Jannik Beuße, Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg, Hamburg

1 Einleitung

Kaimauern werden häufig mittels kombinierter Stahlspundwände zur Absicherung des Geländesprungs hergestellt. Dabei ist die Lagegenauigkeit der Tragbohlen zur Sicherstellung des Systemtragverhaltens mit den angeordneten Zwischenbohlen entscheidend [EAU, 2012]. Die Bemessung kombinierter Spundwände erfolgt dennoch nach aktuellem Normenstand für den Endzustand ohne Berücksichtigung der Einflüsse aus dem Einbringverfahren für einen idealen Zustand. Die Identifizierung des Bewegungsverhaltens von Tragbohlen sowie der Einfluss der Rammführung sind Teil des FOSTA-Verbundprojekts 1327 bzw. AiF/IGF-Nr. 19937 N „Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand“, welches in [Beuße et al., 2019] vorgestellt wird.

Zur Untersuchung des Einflusses der Einbringung auf den Endzustand kann im Rahmen des Neubaus der Kaimauer am Liegeplatz 23 des Seehafens in Rostock im Februar 2019 eine Tragbohle messtechnisch instrumentiert werden. Für die Baumaßnahme ist im Auftrag der Rostock Port GmbH die Arge Neubau Liegeplatz 23 Seehafen Rostock, bestehend aus der Ed. Züblin AG und der Tiefbau GmbH Unterweser, verantwortlich. Es wird eine Tragbohle vom Typ HZ 1180M A - 12, S 430 GP mit einer Länge von ca. 30 m mittels Einvibrieren unter Zuhilfenahme einer Kammführung und schlagender Nachrammung der letzten drei Meter unter Einsatz eines Hydraulikrammbärs mit Schwingmäkler eingebracht. Die Instrumentierung der Tragbohle mit Messtechnik, die über den Zeitraum der Einbringung funktionsstüchtig bleiben soll, stellt eine Herausforderung dar. Hierzu wird ein entsprechendes Montage- und Schutzkonzept entwickelt. Dabei wird erstmals eine Highspeedkamera mit gleichem Zeitstempel wie von den Sensoren verwendet, um das Bewegungsverhalten optisch zu analysieren und die Ergebnisse mit indirekten Messdaten zu vergleichen.

Im Rahmen dieses Beitrags werden die zur messtechnischen Begleitung der Einbringung einer Tragbohle verwendeten Sensoren und das Vorgehen zur Ermittlung des Bewegungsverhaltens vorgestellt.

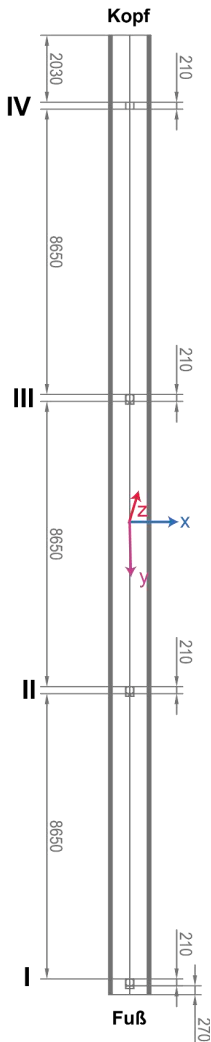


Abbildung 1:
Messebenen der Ver-
suchstragbohle HZ
1180M,
aus [Beuße et al., 2019]

2 Messkonzept

Die Tragbohle wird in einem Abschnitt von 8,6 m in vier Messebenen mit Sensoren instrumentiert wobei zum obersten Messpunkt IV ein Abstand von Kopf von etwa zwei Metern eingehalten wird (vgl. Abbildung 2). Durch die Montage von piezoelektrischen, dreiaxialen Beschleunigungssensoren des Typs AT/14/TB (DJB Instruments (UK) LTd) im Messbereich ± 2000 g bei einer Auflösung von 2,5 mV/g sollen die Einflüsse der eingebrachten Energie auf die Beschleunigungen im Profil untersucht werden. Zur Identifizierung der Einflüsse der Beschleunigungen am Rammgerät sowie an der Rammführung auf das Verhalten der Tragbohle werden dort ebenfalls Sensoren montiert. Für die Ermittlung der axialen und lateralen Profildehnungen des Stegs werden gekapselte Dehnmessstreifen (DMS) KCW-5-350-G14S-11 (KYOWA Electronics Instruments Co., LTD) mittels Punktschweißgerät montiert. Die Neigung des Profils wird am Messpunkt I und III mit Neigungssensoren des Typs PTAM5-2-60-U8-CW-T0,5-M12R5-VA (ASM Automation Sensorik Messtechnik GmbH) aufgezeichnet.



Abbildung 2: Versuchstragbohle HZ 1180M A - 12, S 430 GP

Durch die Anbringung von vierkantigem Profilstahl exzentrisch in zwei Achsen am Profil, werden die Anfangsverformung und die Endverformung im Zuge der Einbringung mittels Inklinometersonde MNG D 11002272 (GLÖTZL Gesellschaft für Baumesstechnik mbH) bestimmt.

Neben der Aufzeichnung der Einbringung mittels Drohne und lokal angeordneter Kameras, erfolgt mit der Hochgeschwindigkeitskamera DEWESoft DS-CAM-600 eine detaillierte Aufnahme auf Höhe der bestehenden Kaimauer. Dazu wird in einer Schrittweite von einem Meter die Tragbohle mit Strichen markiert.

3 Sensor- und Kabelschutz

Damit die Sensoren möglichst die Einbringung unbeschadet überstehen, werden diese zwar direkt auf dem Steg der Tragbohle montiert, dabei jedoch mit einem umhüllenden Stahlkastenvor geschützt. Die Schutzkästen werden von unten angeschrägt, um ein Abscheren durch den Boden zu verhindern. Verbunden werden die Schutzkästen mittels Rundrohrstahl, welcher punktuell ebenfalls an der Tragbohle angeschweißt wird, um ein übermäßiges Schwingen dieser bei der Einbringung zu verhindern (vgl. Abbildung 3).

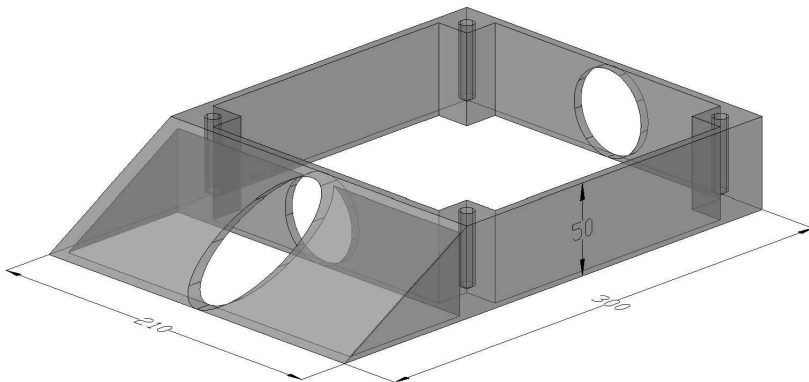


Abbildung 3: Konstruktionszeichnung eines mittleren Schutzkastens (Messpunkt II und III)

Die Anordnung der Sensoren und der nach der Abdichtung mittels Stahlblechs verschlossene Schutzkasten am untersten Messpunkt I sind beispielhaft der Abbildung 4 zu entnehmen.

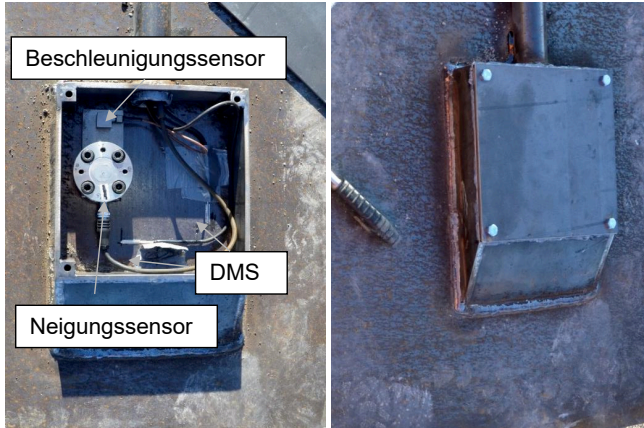


Abbildung 4: Schutzkasten am untersten Messpunkt I, offen (links) und verschlossen (rechts)

Die Kabel der Sensoren des obersten Messpunkts IV werden zum Messpunkt III geführt und von dort gebündelt, gerafft an einem Kletterseil befestigt (vgl. Abbildung 5, links), welches anschließend zur Zugentlastung an angeschweißten Stahlösen befestigt wird. Dadurch kann während des Stellens der Tragbohle in die Rammführung und der Einbringung des Kabelbündels ohne Zugbelastung der Kabel geführt werden (vgl. Abbildung 5, rechts)

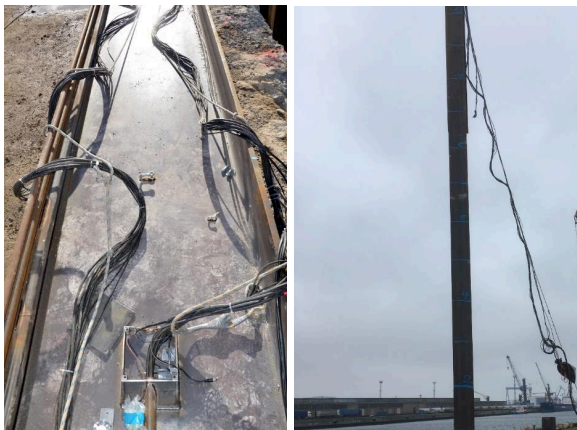


Abbildung 5: Gebündelte Kabel mit Befestigungsösen zur Zugentlastung am Messpunkt III (links) und Kabelmanagement beim Stellen der Tragbohle (rechts)

4 Bewegungsverhalten der Tragbohle

4.1 Methode zur Auswertung der Videoaufzeichnung

Durch Verfolgung einzelner Pixel im Bild der Videoaufzeichnung soll das vertikale und horizontale Bewegungsverhalten der Tragbohle während der Einbringung bestimmt werden. Dazu wird zunächst mit der Software KINOVEA die Flanschbreite des Profils als Bezugsgröße definiert, um die Umrechnung von Pixeln in Längen zu ermöglichen (vgl. **Abbildung 6**). Bedeutend für die Funktion der Punktverfolgung im Videomaterial ist der Kontrast eines Pixelpakets gegenüber der Umgebung. Optimalerweise würde der Punkt sich signifikant von der Umgebung abheben, weshalb möglichst die blauen Markierungsstriche als kontrastreicher Bereich verwendet werden (vgl. **Abbildung 7**), wie es für einen Zeitabschnitt der Schlagrammung der **Abbildung 6** zu entnehmen ist.



Abbildung 6: Definition der Bezugslänge (links) und Punktverfolgung bei der Schlagrammung (rechts)

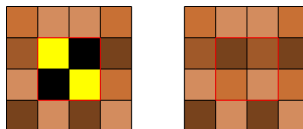


Abbildung 7: Pixelverfolgung des Referenzbereichs mit roter Markierung im Idealfall (links) und bei der untersuchten Tragbohle (rechts)

Bei der vorherigen Vibrationsrammung erfolgt die Aufzeichnung jedoch direkt durch die Trägerprofile der Rammführung blickend auf die Tragbohle, so dass in einem Bildabschnitt nicht zwei Markierungsstriche zu erfassen sind. Hier würde der Referenzpunkt aus dem Bild wandern, so dass im

nächsten Abschnitt die Information der relativen Verschiebung fehlen würde (**Abbildung 8**, links). Aus diesem Grund wird mittels der Software Adobe After Effects vor dem Hinauslaufen des verfolgten Pixelpakets immer an der gleichen Stelle ein oben rechts im Bild ein roter Hilfspunkt eingefügt, welcher entsprechend verfolgt werden kann. Hierdurch kann das vertikale Bewegungsverhalten des Profils sowie die aufsummierte horizontale Bewegung kontinuierlich ermittelt werden.

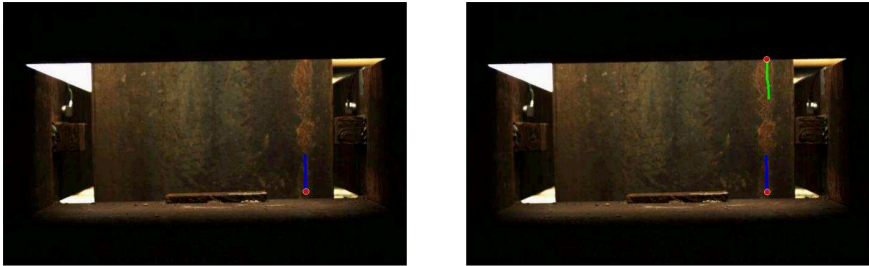


Abbildung 8: Einvibrieren - Videoauswertung bei 35,08 s im Messabschnitt I (links) sowie im Übergang zum Messabschnitt II bei 35,12 s (rechts)

Problematisch bei dieser Methode ist neben unzureichender kontrastreicher Pixelbereiche eine veränderliche Profilneigung, welche in der Kameraaufzeichnung nicht hinreichend identifiziert werden kann. Für eine erneute Anwendung wäre es daher empfehlenswert, neben häufigeren Markierungen und zusätzlichen, kontrastreichen Markierungspunkten, die exakte Ausrichtung des Kameraobjektivs zum Profil auszumessen. Für die Berücksichtigung dreidimensionaler Bewegungen wären entsprechend mindestens zwei Kameras erforderlich.

4.2 Erzielte Ergebnisse

Während des Einvibrierens stellt sich in Folge der harmonischen Anregung ebenfalls eine harmonische Vertikalbewegung ein. Diese Schwingung oszilliert nahezu um eine Gerade herum und bleibt über die 15,6 m Einbringtiefe annähernd gleich. Bei der Schlagrammung kann mittels der Videoauswertung gezeigt werden, dass sich grundsätzlich ein treppenförmiger, vertikaler Bewegungsverlauf einstellt. Erkennbar sind regelmäßige Abstände von etwa 0,8 s zwischen den Schlägen. Entgegen dieser Regelmäßigkeit des Abstands der Einbringungen, variiert die Penetrationstiefe je Schlag über die Zeit. Zu Beginn der Schlagrammung beträgt diese etwa 2 cm. Mit zunehmender Eindringung liegt die Eindringtiefe je Schlag zwar immer noch bei knapp 1 cm, jedoch federt das Profil nach jedem Schlag nach oben. Dadurch ist die Abnahme der Effektivität des Einbringverfahrens mit zunehmender Tiefe bzw. Verdichtung des Bodens festzuhalten (vgl. Abbildung 10).

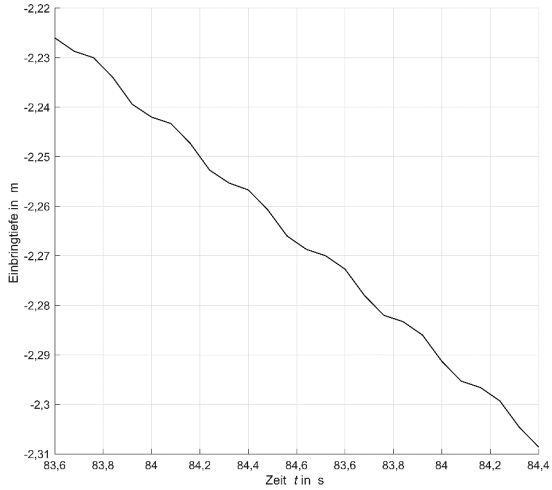


Abbildung 9: Vertikales Bewegungsverhalten der Tragbohle während des Einvibrirens

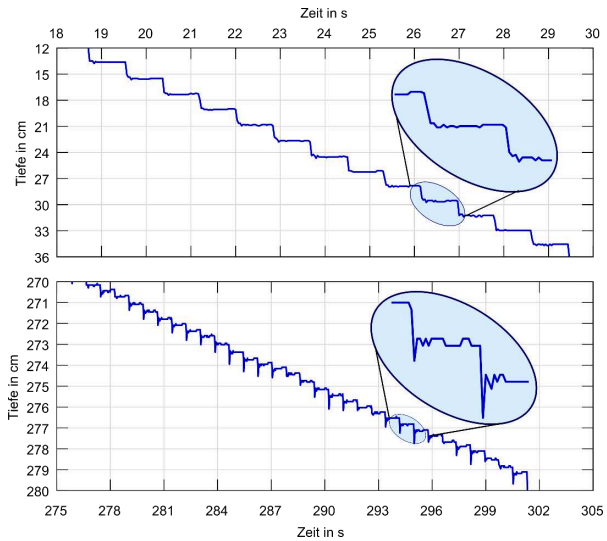


Abbildung 10: Vertikales Bewegungsverhalten der Tragbohle zu Beginn - (oben) und zum Ende der Schlagrammung (unten)

Die erläuterte Auswertung wird im Weiteren dazu verwenden, den Einfluss der Rammführung auf die Beschleunigungen und die Bewegungen des Profils zu analysieren. Die Videoauswertung dient bei der Auswertung der integrierten Beschleunigungssignale als wertvolles Werkzeug zur Validierung der Ergebnisse. So kann gezeigt werden, dass die aus den axialen Beschleunigungen ermittelten, aufsummierten Schwingwege der Schlagrammung gut mit dem tatsächlichen Bewegungsverhalten übereinstimmen (vgl. Abbildung 11).

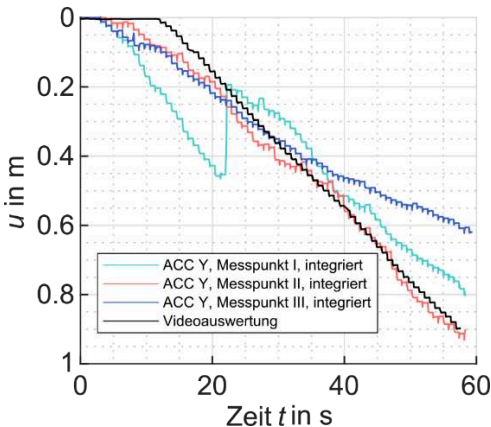


Abbildung 11: Beschleunigungen in axialer Richtung während der Schlagrammung

5 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurde messtechnisch die Einbringung einer Tragbohleninstallation mittels Vibrations- und Schlagrammung begleitet. Das knapp 30 m lange Profil des Typs HZ 1180 M wurde dabei in vier Messebenen mittels Beschleunigungs-, Dehnungs- und teils auch Neigungssensoren ausgestattet. Darüber hinaus wurde die Installation mit einer Highspeedkamera aufgezeichnet.

Vorge stellt werden das verwendete Messkonzept sowie der entwickelte Sensor- und Kabelschutz, wodurch der Sensorausfall sehr geringgehalten werden kann. Es wird ein Verfahren zur Punktverfolgung der Videoaufzeichnung verwendet, um daraus das Bewegungsverhalten der Tragbohle zu bestimmen. Die Ergebnisse können verwendet werden, um diese mit integrierten Beschleunigungssignalen zu vergleichen sowie numerische Modelle zu validieren.

6 Förderhinweis und Danksagung

Das IGF-Vorhaben 19937 / 1327 "Optimierte Auslegung von kombinierten Spundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wird über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wird am Institut für Geotechnik und Baubetrieb (TUHH) sowie Institut für Konstruktion und Entwurf (Uni Stuttgart) durchgeführt.

Es wird den Mitgliedern des PbA für die Beteiligung gedankt. Ein zusätzlicher Dank gilt der Rostock Port GmbH sowie der Arge Neubau Liegeplatz 23 Seehafen Rostock, bestehend aus der Ed. Züblin AG und der Tiefbau GmbH Unterweser. Diese haben die Durchführung der Feldmessung zur Einbringung der Tragbohle in besonderem Umfang unterstützt.

Publikationen

Beuße J.; Grabe J.; Kuhlmann, U.; A. Enders ; *Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand. In: Tagungsband zum Fachseminar Stahl im Wasserbau 2019 in Braunschweig, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 109, S. 169-190, 2019*

EAU; Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen, Berlin: Ernst & Sohn, 2012

Autoren

Jannik Beuße, M.Sc.

jannik.beusse@tuhh.de

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

grabe@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg (TUHH)

<https://www.tuhh.de/gbt>

Harburger Schloßstraße 20, 21079 Hamburg

Tel.: 040 428 78 – 4055

Überwachung gravitativer Naturgefahren mit Datenfunk-Netzwerken

Daniel Naterop, Vincenzo Caci
Sisgeo s.r.l., Italien

1 Einleitung

Die geotechnische Überwachung gravitativer Naturgefahren ist ein wichtiges Element, um Infrastrukturbauwerke in gebirgigen Regionen sicher bauen und betreiben zu können. Im Gebirge bestehen dazu besondere Herausforderungen, wie weite Distanzen im Messperimeter, schwieriges Gelände, Blitzeinwirkung, extreme klimatische Bedingungen, die Überwachungsanlagen sicher und wirtschaftlich erstellen und betreiben zu können. Seit einigen Jahren setzen wir dazu vermehrt auf Datenfunk-Netzwerke die sich, mit den zur Überwachung erforderlichen Sensoren und Sensorsystemen, sehr gut eignen und bewährt haben.

Anhand von Beispielen, Hochvogel-Gipfel im Allgäu, Spare-Felswand in der Zentralschweiz und der Kitzmaiss-Felswand in Österreich, Unterengadin, wird die Instrumentierung beschrieben, auf einige Besonderheiten eingegangen und die Systemtechnologie erläutert.

2 Das WRLog-Datenfunk-Netzwerk

Ein typisches Monitoring-System mit dem WRLog-Datenfunk-Netzwerk besteht im Wesentlichen aus den Sensoren, aus Nodes und dem Gateway. Zusätzlich wird für die zwei Projekte, Spare und Kitzmaiss-Felswand das Internet-Datenportal, der Huggenberger-Monitor eingesetzt. Verschiedene analoge Sensoren, z.B. mit DMS-Vollbrücken, Sensoren mit Spannungsausgang und mit 4-20mA Stromschleife aber auch Schwingsaitensensoren können eingesetzt werden. Digitale Sensorsysteme, wie Inklinometer-Messketten, Neigungssensoren und Schlauchwaagen werden ebenfalls mit dem WRLog-System betrieben.

Die batteriebetriebenen Nodes haben einerseits die Funktion, die Messungen an die Sensorart angepasst, auszuführen, die Messwerte zu speichern und die Rohmesswerte und die Messwerte in technischer Einheit per Funk zu übertragen. Durch die Anwendung

sehr stromsparender Messung und Funkdatenübertragung, es wird das LORA-Funkprotokoll (Low Power Wide Area) angewendet, erreicht man eine sehr lange Batterieautonomie von typisch 5 bis 10 Jahren und Funkdistanzen zwischen den Nodes und dem Gateway von typisch 10 km. Die Batteriebetriebszeit ist jedoch abhängig von der Mess- / Übertragungsrate und vom Typ des Sensors. Die Netzarchitektur ist sternförmig, die Nodes kommunizieren mit einem zugeordneten Gateway, welcher die Datenpakete verschlüsselt an einen Server sendet.



Abbildung 1: WRLog-Nodes 4 Kanal und 1-Kanal

Der Gateway wird meistens mit einer SIM-Karte zur Datenübertragung auf z.B. einen FTP-Server ausgerüstet. Es besteht auch die Möglichkeit den Gateway mit einem Ethernet-Anschluss anzusprechen. Über eine passwortgeschützte Internetverbindung kann auf den Gateway zugegriffen werden um z.B. Messwerte zu sichten, Datenfiles und Files zum Messanlagen-Status zu übertragen oder auch um die Messrate der Nodes individuell zu verändern.



Abbildung 2: WRLog-Gateway

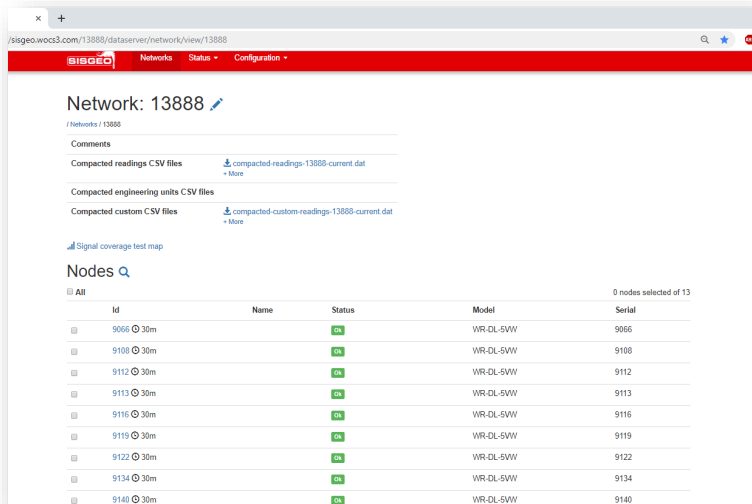


Abbildung 3: Internet-Zugriff auf Gateway

Das Besondere, hinsichtlich der Anwendung in der Geotechnik, ist die hohe Robustheit der Funkdatenübertragung, die große Funkübertragungsdistanz und die lange Batteriebetriebszeit. Es braucht keine Solarpanels zur Speisung der Nodes mit elektrischer Energie und die Daten können z.B. aus Betonschächten, in Tunnels, durch dicke Schneedecken und über mehrere Kilometer Distanz sicher übertragen werden.

3 Hochvogel-Gipfel im Allgäu

Der 2592m hohe Hochvogel-Gipfel liegt auf der Grenze zwischen Deutschland und Österreich und besteht im Wesentlichen aus Hauptdolomit. Das spröde, stark gelüftete, tektonisch gestresste Gestein weist mergelige Zwischenlagen auf.

Seit mehreren Jahrzehnten öffnet sich eine im Gipfel bestehende Spalte und löst dadurch einen Felsblock von ca. 260000 m³ vom Massiv. Nach Einschätzung von Experten wird der Gipfel bald zerbrechen und ins Tal stürzen. Der Bevölkerung droht, da das Sturzgebiet unbewohnt ist und ein kreuzender Wanderweg gesperrt ist, dadurch wenig direkte Gefahr.

Forscher der Technischen Universität München, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, untersuchen und überwachen unter der Leitung von Prof. Michael Krautplatter die Felsbewegungen seit einigen Jahren. Der Riss ist derzeit ca. 40 m lang, 8 m tief und 3 m breit.



Abbildung 4: Hochvogel-Gipfel

Da der Felssturz Bäche stauen und damit Schlammlawinen auslösen kann, drohen indirekte Schäden in Wohngebieten und auf Straßen, wie Murgänge und Überschwemmungen. Am Beispiel des Felssturzes Piz Cengalo in der Schweiz, mit einer Felssturzmasse von 4Mio m³, damals kamen 8 Menschen ums Leben und es wurden große Schäden an Gebäuden und Straßen verursacht, ist ersichtlich welche Gefahren drohen.

Im Rahmen des AlpSenseBench Projektes wird durch die TU München ein umfassendes Monitoringsystem, bestehend aus geodätischen Messungen (scannende Totalstation), terrestrischer Photogrammetrie, seismischer Detektion von Felsbrüchen, Gravimetrie und kontinuierlicher kinematischer Messung von Felsverschiebungen betrieben.

Bestehende Sensoren des Systems zur kinematischen Messung wurden mit neuen Sensoren ergänzt und werden seit Mitte 2019 mit dem WRLog-Funkdaten-Netzwerk betrieben. Da die Eignung der Funkdatenübertragung vorab der Installation noch unsicher war, wurde zuerst ein Testsystem zur Verfügung gestellt. Für den Test wurden die Nodes in der Felsspalte installiert und der Gateway in einem Haus im Hinterhornbachtal in ca. 3 km Distanz vom Hochvogelgipfel montiert. Nachdem der Test erfolgreich ausgeführt war, entschloss sich die TU München folgendes System zu installieren und in Betrieb zu nehmen.

- Mini-Node, 1 Kanal für einen analogen Sensor
- 5 Stück 1-Kanal-Node für je einen Schwingsaitensensor mit Thermistorsensor
- Gateway mit Antennen-Blitzschutz

Damit werden 3 Wegaufnehmer zur Verschiebungsmessung über kurze Distanzen einer Felsspalte, Extensometer mit 2 m-Messbereich und eine Meteostation zur Niederschlagsmessung betrieben.



Abbildung 5: Grundrissphoto Hochvogel-Gipfel mit Messstellen

4 Horloui- und Spare-Felswand Weggis

Die Verbindungsstrasse zwischen Weggis und Vitznau, am Vierwaldstättersee in der Zentralschweiz, wird stellenweise von in Teilen instabilen mächtigen Nagelfluh-Felswänden überragt. In der Vergangenheit kam es stellenweise schon zu Niederbrüchen und es musste, da die Sicherheit einzelner Häuser nicht gegeben war, eine Siedlung vor ca. 10 Jahren aufgegeben und abgebrochen werden.

Im Vorfeld, von im Jahre 2018 ausgeführten Arbeiten zur Erhöhung der Sicherheit, wurden einzelne große, vom Massiv frei stehende Felsblöcke messtechnisch untersucht. Damit konnte eine Selektion, welche Blöcke stabil sind und welche instabil sind getroffen werden. Die so selektierten Felsblöcke der Felswand Horloui wurden aufgrund dieser Messungen danach abgebaut.



Abbildung 6: Felsturm Weggis mit Verschiebungsgeber

Der überwachte Bereich der Felswand Spare dehnt sich über eine Länge von ca. 400 m und über eine Höhe von bis zu 160 m aus. Auch hier stehen vom Bergmassiv losgelöste oder potentiell losgelöste Blöcke, die drohen auf die Straße zu stürzen, an.

Im Jahr 2019 wurden zur Überwachung neue Sensoren versetzt und werden seither mit dem WRLog-Funknetzwerk betrieben. Im vorliegenden Projekt, wo die einzelnen Messstellen in sehr unwegsamem Gelände angeordnet und in einem Gebiet von mehreren Hundert Metern verteilt sind, wäre die Verkabelung, verglichen mit der hier realisierten Lösung, mit ungleich größerem Aufwand verbunden gewesen. Während folgenden Bau- und Sanierungsarbeiten, sind Kabel sehr hinderlich und anfällig auf Beschädigungen. Durch Blitzschlag, in diesem Gebiet häufigem Steinschlag und durch Wildbiss sind verkabelte Systeme einem zusätzlichen hohen Risiko der Beschädigung ausgesetzt. Schäden müssen dann oft unter großem Aufwand behoben werden. Diese Arbeiten können zudem oft nur bei guten Witterungsbedingungen durch Höhenarbeiter-Höhenarbeiterinnen ausgeführt werden.



Abbildung 7: Felswand Spare

In der Felswand Spare sind 20 Fels-Verschiebungsgeber, 3 Lufttemperaturgeber und ein Laser-Distanzmesser installiert. Gruppenweise sind die Fels-Verschiebungsgeber und die Lufttemperaturgeber an 4-Kanal Nodes angeschlossen. Der Laserdistanzmesser ist mit einem Node kombiniert in einem Gehäuse integriert. Der Gateway befindet sich in ca. 600 m Distanz von der Felswand in einem Technikraum der Vitznauer Abwasserreinigungsanlage



Abbildung 8: Spare-Felswand Roter Pfeil zeigt Verschiebungsgeber

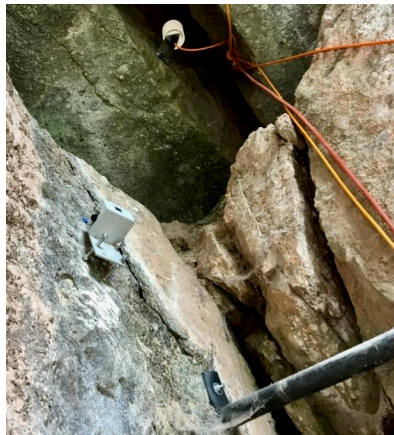


Abbildung 9: Laser-Distanzmesser und oben im Bild Lufttemperaturmessung

Zur Datenvisualisierung wurde die Huggenberger-Monitor Datenplattform eingerichtet. Die übersichtlich gehaltene Projektwebseite stellt die Messstellen in einer Felswandansicht dar und erlaubt deren Daten graphisch und numerisch darzustellen. Fotos und technische Bericht sowie die Möglichkeit von Logbuch-Einträgen dokumentieren die Messanlage und deren Betrieb.

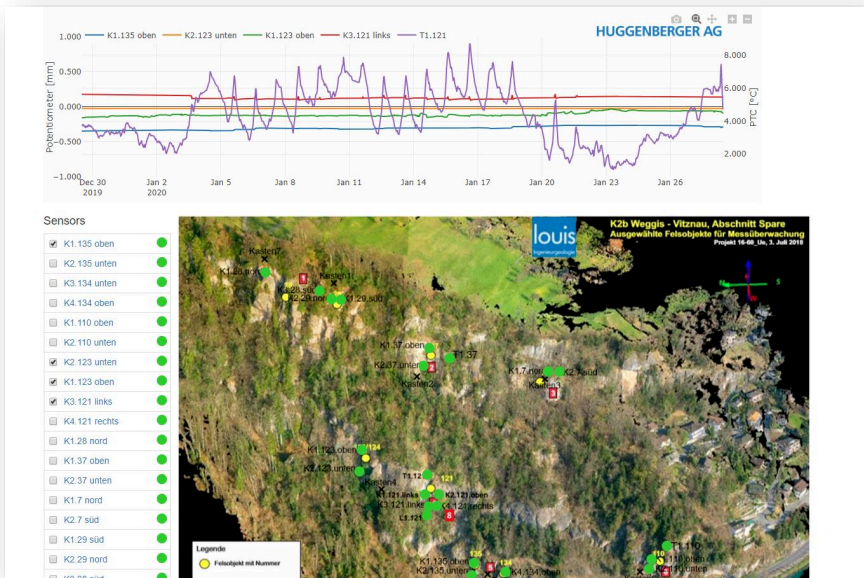


Abbildung 10: Spare-Felswand Internet-Datenportal

5 Kitzmaiss-Felswand, Ovella,

An der Grenze zwischen Österreich und der Schweiz, im Unterengadin, wird für das Gemeinschaftskraftwerk Inn, das Stauwehr Ovella und das Einlassbauwerk für den 23.4 km langen Druckstollen unter einer mächtigen bis ca. 650 m hohen Felswand gebaut. Umfangreiche Sicherungsarbeiten mit Netzen und einer Radar-Überwachungsanlage wurden vor Baubeginn installiert.



Abbildung 11: Photomontage des fertiggestellten Stauwehrs Ovella



Abbildung 12: Bauzustand Stauwehr Ovella Nov. 2019



Abbildung 13: Kitzmaiss-Felswand

Zusätzlich, seit Herbst 2019, besteht nun ein Monitoringsystem der Huggenberger AG. Es überwacht an 36 Messstellen die Felsverschiebungen und alarmiert im Ereignisfall die zuständigen Personen und Organisationen. Zur Vorbereitung der Montage wurde durch die Projektleitung, einer Ingenieurgemeinschaft bestehend aus den Büros Dipl.-Ing. Andreas Bilak, bf:gh Salzburg und der Geoconsult ZT GmbH eine detaillierte Bilddokumentation, auf der die geplante Lage und Ausrichtung der Verschiebungsgeber (in Gelb) ersichtlich ist, erstellt. Im Zuge der Montagearbeiten wurde diese Bilddokumentation dann mit den tatsächlich montierten Sensoren (in Blau) ergänzt.

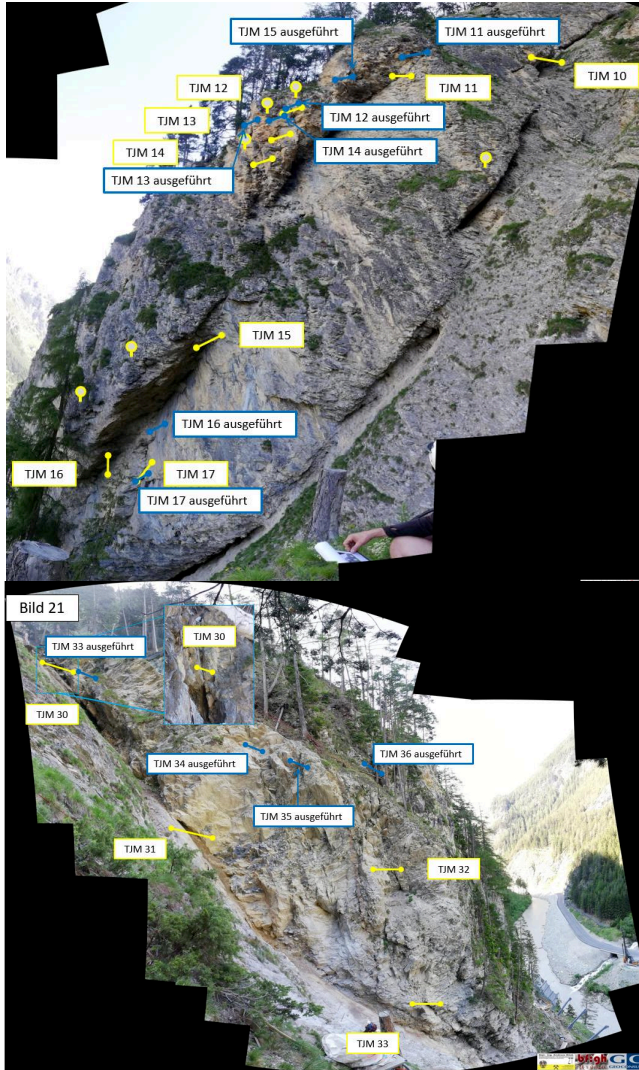


Abbildung 14: Messstellendokumentation



Abbildung 15: Mini-Node auf Schutzplatte



Abbildung 16: Montierte Mini-Node und Telejointmeter

Die Messstellen bestehen jeweils aus Fels-Verschiebungsgebern Typ Telejointmeter der Huggenberger AG, die jeweils einzeln mit einem WRLog-Mini-Node kombiniert, in der Felswand montiert wurden. Damit werden Verschiebungen zwischen einzelnen Felsblöcken resp. Felspalten präzise überwacht und die Messwerte per Lora-Funk zum Gateway übertragen. Die Messwerte werden vom Gateway, er ist im Talgrund bei der Baustelle des Stauwehres montiert, laufend auf den Huggenberger-Monitor übertragen, um im Ereignisfall, bei Überschreiten von Grenzwerten, eine Alarmierung mittels SMS an die zuständigen Organisationen und Personen auszulösen.



Abbildung 17: Gateway Ovella

Die Nodes und die zugeordneten Telejointmeter wurden auf der Baustelle konfiguriert, weitgehend montagebereit vorbereitet und der, mit den Montagearbeiten in der Felswand betrauten Spezialfirma, abgegeben. Vorgängig erfolgte eine Instruktion des Personals in die Montage und Justierung. Die Stößel der Telejointmeter wurden so markiert und prov. justiert, dass eine Verkürzung von ca. 10 mm und eine Verlängerung von ca. 40 mm erfasst werden kann. Die Nodes (Datenlogger) wurden vorgängig der Montage auf eine Messrate von 5 Min gesetzt. So konnte von der Baustelle aus, durch on-Line Verbindung zum Gateway, laufend die Funkverbindung überprüft und die Montage, Justierung der Telejointmeter überwacht werden.

Das Datenportal des Kluftweiten-Monitorings Stauwehr Ovella ermöglicht es allen Projektbeteiligten und Entscheidungsträger, die Messresultate übersichtlich darzustellen. Zudem sind Grenzwerte festgelegt worden, die bei Überschreitung der Messwerte über die unterschiedlich abgestuften Grenzwerte eine Alarmierung per SMS auslösen.

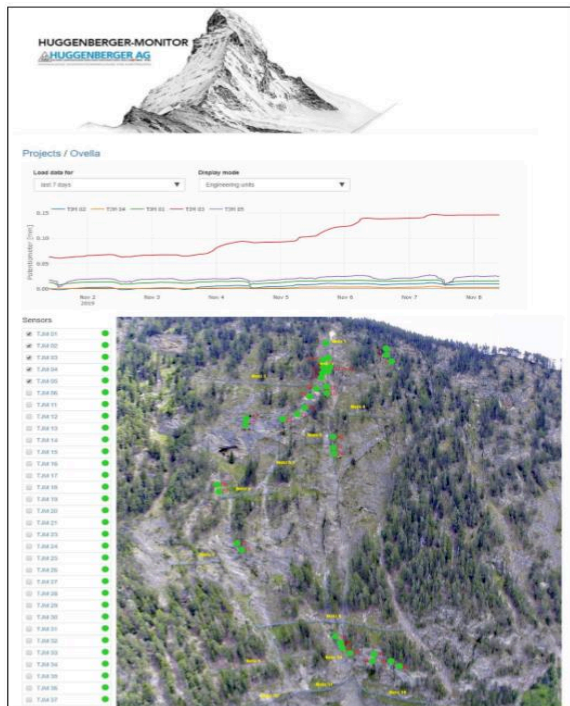


Abbildung 18: Projekt-Webseite Datenplattform Ovella

6 Fazit und Ausblick

Die geotechnische Überwachung gravitativer Naturgefahren erfordert Messsysteme, welche an die Gegebenheiten optimal angepasst werden können. Beschädigungen und Verlust von Anlageteilen durch Steinschlag, extreme Witterungsbedingungen mit Eis und Schnee, Blitzschlag aber auch durch Wildbiss können durch Funk-Sensornetzwerke weitgehend reduziert werden. Montagearbeiten und, die in dem Zusammenhang oftmals aufwändigen Sicherungsmassnahmen, werden ebenfalls weitgehend optimiert. Sind im Perimeter der Überwachung Bauarbeiten auszuführen, die oftmals noch nicht genau planbar sind, erreicht man mit der Anwendung von Funk eine hohe Flexibilität bei der Planung und Ausführung von Überwachungssystemen.

Verschiedene Arten von Sensoren, neben Verschiebungsgebern wurden Laser-Distanzmesser, Drucksensoren und Ankerkraft-Geber eingesetzt, bieten die Möglichkeiten nicht nur reaktive Grössen zu erfassen, sondern auch verursachende Parameter zu messen. Sie sind oftmals für Frühwarnsysteme relevant. Digitale Sensorsysteme z.B. vertikale und horizontale Neigungs-Messketten in Bohrungen und Schlauchwaagen-Messsysteme werden ebenfalls in diese Systeme integriert.

Besonderer Dank und Anerkennung gilt den Firmen, welche in den Projekten mit den Montagearbeiten der Systeme betraut wurden. Deren hohe Professionalität und Einsatzbereitschaft auch unter sehr schwierigen Bedingungen am Seil, über dem Abgrund, bei schlechter Witterung Messsysteme fachgerecht einzubauen verdient hohes Lob.

Anerkennung und Dank an die TU München, Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, unter der Leitung von Prof. Michael Krautplatter für die interessante und gute Zusammenarbeit. Wir bedanken uns zudem bei der GKI (Gemeinschaftskraftwerk Inn) und der Fachbauleitung, der Ingenieurgemeinschaft Dipl.-Ing. Andreas Bilak, bf:gh Salzburg und der Geoconsult ZT GmbH, für die gute Zusammenarbeit im Projekt Kluftweitenmonitoring Ovella. Ebenfalls gebührt Dank dem Kanton Luzern, Projekt Horloui und Spare sowie der Fachbauleitung dem Büro louis Ingenieurgeologie GmbH, Vitznau Schweiz.

Autoren

Daniel Naterop, Dipl. Bauing.

daniel.naterop@sisgeo.com

Sisgeo S. r. l.

Via F. Serpero 4/f1

www.sisgeo.com

20060 Masate (MI, Italien)

Tel.: +41 44 79 154 66 56

Vincenzo Caci, civil engineer

vincenzo.caci@huggenberger.com

Huggenberger AG

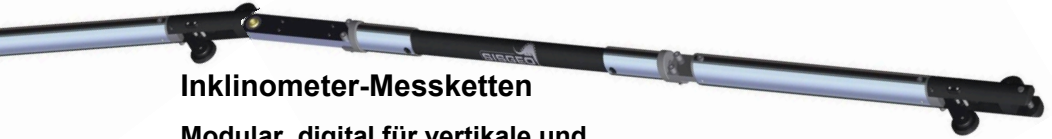
Tödistrasse 68

www.huggenberger.com

CH-8810 Horgen, Schweiz

Tel.: +41 44 727 77 00

.. fünf der vielen hochwertigen Sisgeo Messsysteme ..



Inklinometer-Messketten

Modular, digital für vertikale und horizontale Messlinien



WRLog Funk-Sensornetzwerk

10km Funkdistanz, 10 Jahre Betrieb ab Batterie, für analoge Sensoren, digitale Messsysteme und Schwingensaiten-Sensoren. Die optimale Lösung zu vielen Monitoringaufgaben.



Mini-OMNIALog

Der kleine 4-Kanal Datenlogger mit 3G-Modem für die Geotechnik. Mit integriertem Webserver, hoher Einsatzflexibilität, kostengünstig



CRD-400 Ablesegerät

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



H-Level

Schlauchwaagen-Messsystem



Technical insights into 40 years experiences with inclinometer measurement

Joachim Schneider-Glötzl, Farzin Karimi
Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH

1 Abstract

The mobile or stationary inclinometers are typically used to determine subsurface deformation in geotechnical or structural monitoring. Irrespective of advantages and disadvantages of chosen measuring system for a project, there are various mechanical and electrical factors which simultaneously influence negatively the measurement results or even make them implausible.

Thermal behaviour as well as long-term drift and noise of sensors are the most important electrical disturbing factors. From a purely mechanical aspect, there are a wide range of interior systematic factors and exterior variables which can cause negative effects on system behaviour and consequently the inconsistency of the measured inclination.

It is therefore essential to clearly define the technical requirements of the monitoring project for development of any practicable measuring instrument in the earlier design processes of inclinometer. In particular, since the mechanical and physical boundary conditions can create some source of uncertainty, making a reasonable decision for inclination monitoring system needs particular attention to the key features of the monitoring object. For example, building some predictive models as well as numerical analysis, distinguishing between technical specifications of available inclinometer systems on the market and continuous performance check of whole monitoring system.

Over the past four decades along with involvement in project execution phases, Glötzl is closely tackling these challenges and has meanwhile implemented investigations on numerous mechanical and electrical components for different kinds of inclinometer measurement systems. Glötzl has undertaken substantial measures required to perform

different quality tests for long-term behaviour of mechanical and electrical parts of the system and acquired a considerable insight into the technology of inclinometers.

This paper will discuss two major mentioned issues. From electrical aspect, the results indicate that the long-term stability of sensors is much more important than nominal precision recorded in calibration sheet of inclinometer systems. From the mechanical aspect, inclinometer casings and their strength characteristics will be outlined. From this perspective the results highlight that choosing the inclinometer casings is important as well, even though there are less products and manufacturers in comparison with inclination sensors.

Keywords: Inclinometer casing, inclinometer, Inclination sensor, thermal drift, performance check

2 Introduction

An inclination measurement system, so-called inclinometer, is typically used to determine settlement, lateral displacement, or both. In many instances, the inclinometer has two major components containing inclinometer casings and measurement system (Fig. 1). In addition, there are some methods providing the opportunity to measure settlement through metal or magnetic plates installed at outer casing circumference which move freely due to the surrounding material deformation.

Inclinometer casings and their couplers provide access for the inclinometer probe via internal grooves. Choosing an appropriate casing type with adequate material characteristics is not very straightforward. It is strongly dependent on the application of inclinometer and surrounding condition of casings. For example, the plastic casings are more flexible and are used in embankment projects in contrast to the metal casings which are normally used in retaining walls and deep piling foundations. For large scale embankment projects, the couplers should have telescopic function allowing to adjust the movement of casing proportional to the settlement, heaving or lateral large deformation without any resistance.

The portable readout unit consists of inclinometer probe and a cable at first glance. The probe, as the main element of measurement system, is connected to the cable and engaged with the grooves through spring-loaded wheels. There are electrical components as well as sensor and electronic boards housed in the waterproof stainless-steel probe housing. In case of protecting for anti-explosion measurements the whole hardware must be earthed, the electronic elements e. g. controllers be removed from the housing which should be certified for IP68.

The evaluation software communicates directly with readout unit and manages the data captured by inclinometer probe for generating plots and providing corrections of systematic errors for both vertical and horizontal inclinometers. The software takes the actions for putting the reading errors away and correcting the systematic errors as well as cable elongation in deep profiles.

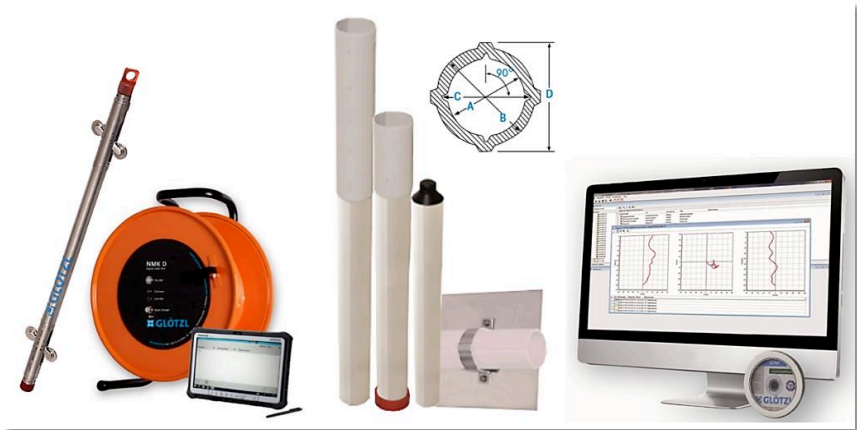


Fig. 1. Inclinometer readout unit, inclinometer casings and evaluation software

3 Historical review – Technical issues

It is quite difficult to have a careful definition of all possible components contributing to the source of errors in inclinometer measurements. Assuming that the interior parts of an

inclinometer measurement system are faultless, the exterior variables as other possible sources of uncertainty need to be considered. Although, comparative measurements could ensure neglecting some source of errors. However, this cannot be assigned for any measuring circumstances.

Figure 2 is a figurative model and visualizes comprehensively the systematic effects on measurement resolution caused by calculation of displacement from inclinometer data. The accuracy of deformation profile, plotted on an interface of measurement system, is strongly dependent on the conditions under which relative inclination in the appropriate unit is calculated.

In a figurative sense of measuring displacement by an inclinometer probe, showed as exaggerated representation in figure 2, A_{Σ} stands for the reference measuring length. However, due to the deformation it incrementally changes to the shadow length of inclinometer probe on the project-based initial measuring axis. C_{Σ} is the total length of measured profile and equal to the figurative probe length. B_{Σ} represents the vertical displacement. In case of having no displacement ($B_{\Sigma}=0$), A_{Σ} is equal to C_{Σ} .

In the real case, the system is more flexible than figurative form and measuring profile consists of n pieces C_p . C_p represents the length of inclinometer probe which can be used mobile or installed stationary in chain.

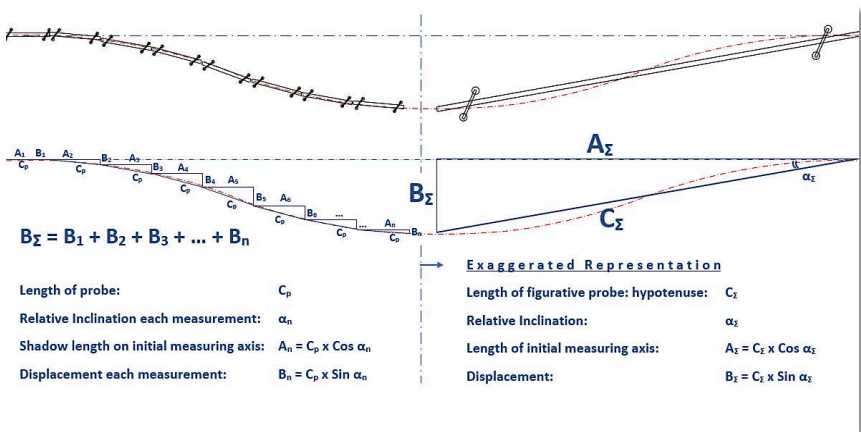


Fig. 2. Calculation of displacement by inclinometer measurements

The inclination profile is the result of fitting a line through a series of points which are calculated coordination by measuring the degree of inclination. Each degree of inclination (α_n) is the result of series of calculations made by sensor manufactures for gaining it from sensor's output signals. In this regard, for example the force balance accelerometers have voltage output which should be digitized, transferred to the data base and be calculated for the appropriate unit e.g. radian. Each manufacturer has its own method and setting for calculation and representation of measured data.

In addition to the mentioned proceedings, each single value of relative inclination (α_n) must be geometrically recalculated for representing the displacement (B_n). Finally, these incremental changes ($B_1 \dots B_n$) are added together to draw a profile of inclinometer casing.

After drawing the profile, the next step is relating the alignment of measures to the reference positions along the length of casing. This is another source of error if the object faces large displacements. Therefore, it is highly important to distinguish between the profile length, measuring axis length and the length of initial reference axis. Neglecting this issue especially in case of using telescopic couplers for inclinometer casings can cause considerable errors. The calculated displacement related to each reference point needs to be rectified by correction of measuring length.

One of the traditional methods for overcoming the propagation of such systematic errors is running comparative measurements for long-term monitoring. The profiles taken on different dates will provide a base of judgment for any occurred deflection during the time.

If the measurement procedure and equipment remain intact, the *reliable long-term monitoring* refers to the long-time stability of sensor. In fact, repeatability and reproducibility of measurements are much more important than decimal digits displayed on an inclinometer readout unit which comprises a collection of hardware- and software measures and their associated errors in background. Therefore, only the nominal precision should not be the concern by itself for choosing the inclinometer system.

In addition to the discussed issues, every single element involved in the measurement of inclination, can be a source of uncertainty if its specifications are inadequate for observed project characteristics and monitoring purposes. In this regard, this paper will take three

common mechanical issues and one electrical challenge into account which can cause difficulties for project engineers to execute a long-time and trouble-free monitoring project.

The mechanical challenges which have been identified in many large-scale projects are highlighted in this paper are inadequate mechanical characteristic of casings, captured probe in widened or narrowed sections of casings and difficulties with extra-long cable. The first issue, related to strength properties of casings, is discussed quite thoroughly in this paper and the mechanical issues of probe and cable are mentioned in short.

The electrical issue for inclination sensors discussed in this paper is instrumental drift occurring due to the temperature changes. From this aspect, the results of long-time temperature drift tests on different kinds of sensors will be presented.

4 Inadequate mechanical characteristics of casings

As the name indicates, inclinometer casings are subject to loads which cause inclination. The mechanical properties of casings characterize the response of casing to these loads. The suitability of casing should be defined according to the estimated loads and deformations distributed in the body of measuring object which should be an optimum solution between flexibility and hardness.

The mechanical loading may differ significantly case to case, though they are a restricted range of products for inclinometer casings which are mainly limited to ABS casings. ABS casing is basically categorized as inexpensive, flexible and shock-resistant plastic casing in geotechnical literature.

However, dependent on material and production quality each manufacturer delivers different products and they are mostly content to provide only technical specification of pure material and don't see themselves obliged to run some quality tests on final product as casing.

Glötzl has conducted in house hardness tests on casings, from different manufacturers with different wall thickness, to determine the suitability of casing under both uniaxial and hydrostatic loadings. The uniaxial test is conducted by a pressure calibration machine (Fig 3) and hydrostatic test in an autoclave cylinder (Fig 4). It is important to remark that the results of these tests differ from hardness of material which normally are catalogued by casing manufacturers.

The samples for uniaxial test have experienced loading on their cross section up to a predefined distance between upper and lower compression plates of machine. This distance is equivalent to a minimum required internal diameter of casing for passing Glötzl inclinometer prob NMGD. The probe can pass the casings with at least 40 mm internal diameter. In this situation the wheel seesaw has an angle of 172° with probe axis (Fig. 3).

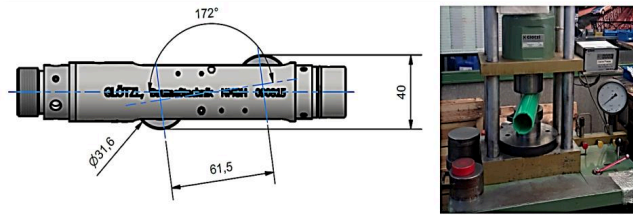


Fig. 3. Uniaxial loading test arrangement

considered yield level: 40 mm vertical spacing in casing as minimum passage diameter

The casings under hydrostatic test, with 200 cm length and capped from both sides, have experienced loading in a cylindrical autoclave up to an abrupt rupture. For measuring volumetric change during the loading, whole samples were filled with water and the volume of out-streaming water has been measured (Fig 4).

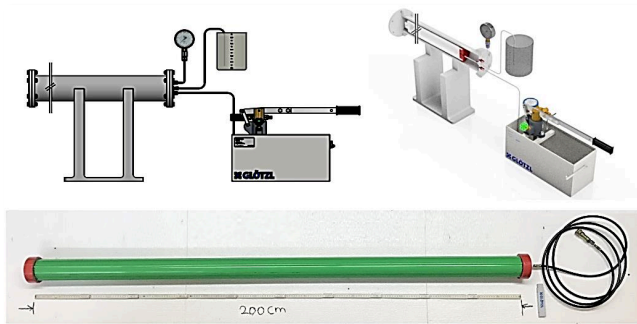
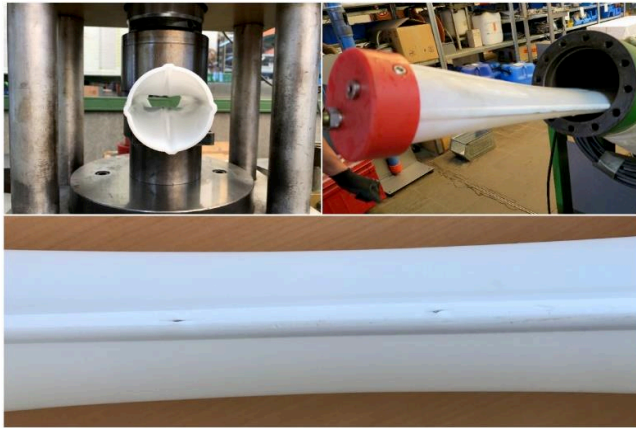


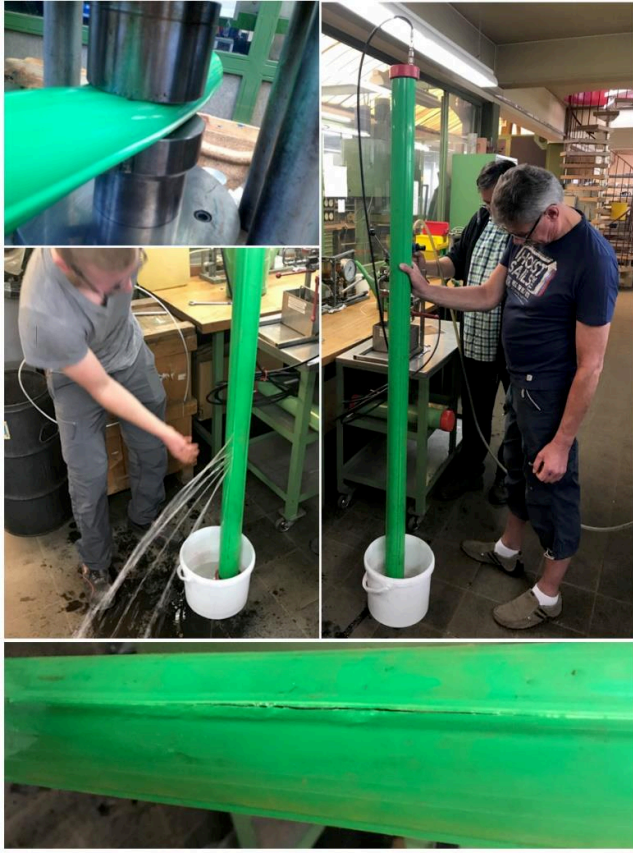
Fig. 4. Hydrostatic loading test arrangement

As the figures illustrate, the yielding cracks of casings and coupling are either at length on or close to the grooves. The samples and their yielded zones are shown in figures 5 to 8. It is noticeable that the strength characteristics especially the volumetric change at rupture for casing ABS 74 W is considerably larger than ABS 74 G. Both casings have same sectional area and their material are catalogued as ABS.

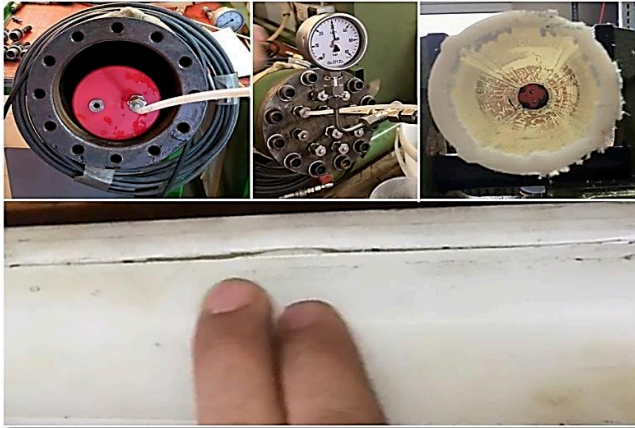
The heavy duty casing ABS 66, with 8 mm wall thickness, is appropriate for vertical or horizontal casings which experience huge lateral pressure or large overburden (Fig. 7). This casing is first developed for installation in an embankment dam with about 170 m height. The outer circumference of this casing is designed to be identical with ABS 74, with 4 mm wall thickness. Due to this accordance, the thin casings can be installed in the upper levels of embankment and easily coupled with heavy duty casings.



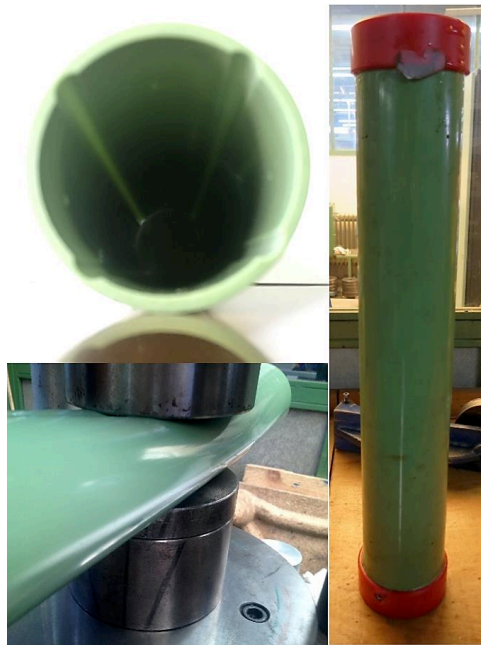
**Fig. 5. Inclinometer casing test, ABS 74 W / 4 mm wall thickness, 200 cm sample length
uniaxial: 6 kN, hydrostatic: 600 kPa, volumetric change at rupture: 83 %**



**Fig. 6. Inclinator casing test, ABS 74 G / 4 mm wall thickness, 200 cm sample length
uniaxial: 4 kN, hydrostatic: 400 kPa, volumetric change at rupture: 35 %**



**Fig. 7. Heavy duty casing test, ABS 66 / 8 mm wall thickness, 200 cm sample length
uniaxial: ---, hydrostatic: 3500 kPa, volumetric change at rupture: 5 %**



**Fig. 8. Inclinator coupling test, ABS 83 / 5 mm wall thickness, 50 cm sample length
uniaxial: 6 kN, hydrostatic: 600 kPa, volumetric change at rupture: 45 %**

According to the results of tests, as listed in table 1, there is considerable difference in properties between similar products as mentioned. Tests on samples ABS 74/G and ABS 74/W which are same in section, though from different manufacturers, have delivered compelling results. The green casing have less yielding levels in both uniaxial and hydrostatic test and more less volumetric change at rupture level.

By increasing wall thickness of ABS 74 W to 8 mm while remaining the exterior circumference constant, referred to the heavy duty casing ABS 66, hydrostatic strength of casing increased about 6 times and volumetric changes dropped 16 times. Notwithstanding these improvement of properties at cost of increasing wall thickness, in case of using telescopic coupling for heavy duty casings, a widening of 17 mm in coupling area can catch the probe and trouble to continue the readings (Fig. 10).

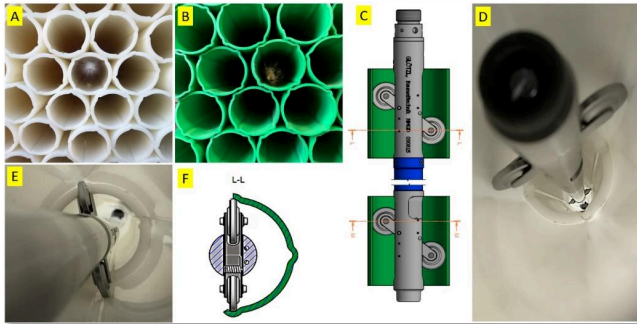
Table. 1. Results of inclinometer casing hardness test; summer 2017

Test No.	Test Samples *	Wall Thickness (mm)	Yielding Load / Stress		Volumetric Change in Rupture (%)
			Uniaxial (kN)	Hydraustatic (kPa)	
1	Casing ABS	4	4	400	35
2	Coupling ABS	5	6	600	45
3	Casing ABS	4	6	600	83
4	Casing ABS	8	not done	3500	5

* Sample length: Pos. 1, 2 & 4: 200 cm; Pos. 3: 50 cm

5 Captured probe in widened and narrowed sections of casings

The smooth functioning of spring-loaded guide wheels in inclinometer casings is not without obstacle in case of changes in sectional area, especially if the groves are partially damaged or the pathway includes telescopic couplings (Fig. 9.D, E & 10). Guiding the probe in such unequal sections of casings has the risk of capturing the probe. Therefore, Glötzl has developed special mounting clips for wheels which can maintain rescue ropes. When the probe is captured, the rescue mechanism is simple to run by pulling the ropes (Fig. 11).



**Fig. 9. A) Inclinometer heavy duty casing 8 mm wall thickness
B) Inclinometer casing 4 mm wall thickness
C) Inclinometer probe Glötzl NMGD
D) Upper wheels in coupling and lower wheels in casing
E) Casing wall thickness as hinderance in telescopic coupling
F) Wheels in casing grooves**

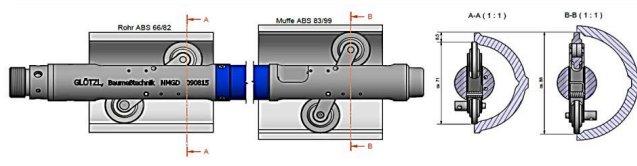


Fig. 10. Different seesaw angles during passing telescopic coupling

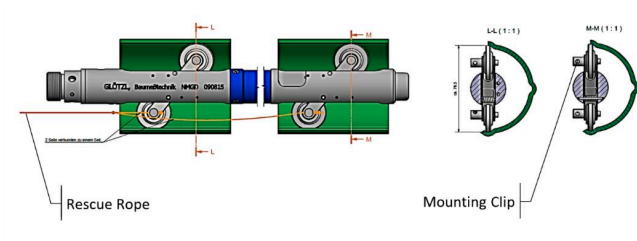


Fig. 11. Rescue rope and its mounting clip

6 Difficulties with extra-long cable

Glöttl has developed the fully automatic readout system for monitoring inclination in deep profiles especially for slope stability monitoring of landslides and open cast mining projects. The system can be assembled on a trailer and consists of automatic positioning system and the cable length counter. The readings should be corrected in terms of cable elongation that is programmed in data management software according to the internal cable tests performed by Glöttl.

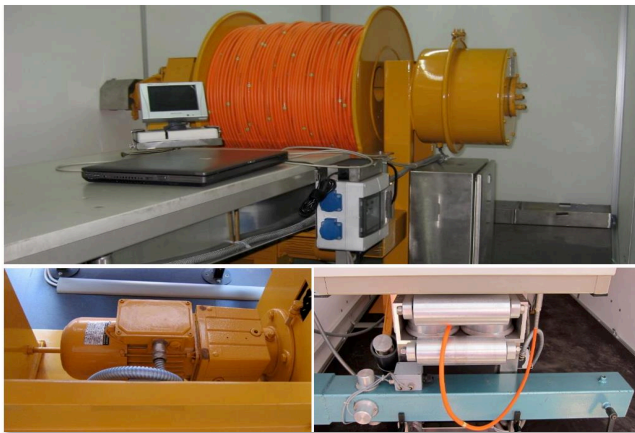


Fig. 12. Fully automated inclinometer readout system for 650 m cable length

7 Long-time sensor drift

Since the manufacturer of geotechnical monitoring systems are not necessarily the inclination sensor producers, they have to perform instrumental tests being able to make parametric compensation in the inclinometer measurement system as well as temperature drift which is the important concern for long-term inclination monitoring.

Drift generally refers to the change in sensor reading if all parameters and inputs are kept as constant as possible. Drift can be quantified by running multiple tests within regular intervals with same procedure, laboratory conditions and reading equipment. Variations in

these parameters can cause changes in readings even if the measuring parameter remains unchanged. For determining the sensor sensitivity to one parameter, the test should be carried out while other parameters, conditions and input voltages remain unchanged. For approaching the temperature drift of inclination sensors, Glötzl performs continuous tests for qualifying the inclinometer sensors alongside the rapid developing technology in this field. For this reason, the sensors were tested in same laboratory conditions. One special console with rotary motor was developed for increasing the test quality (Fig. 13). The sensors are shown in figure 14.

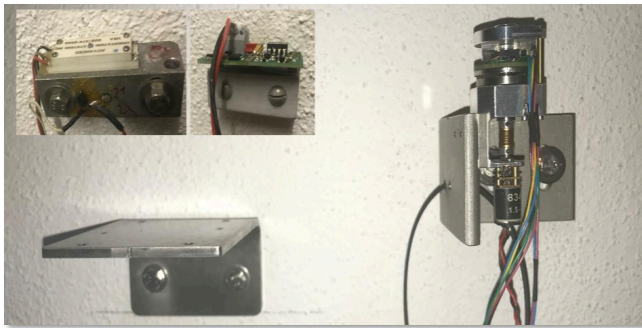


Fig. 13. Test consoles; fixed and with rotary motor 180°

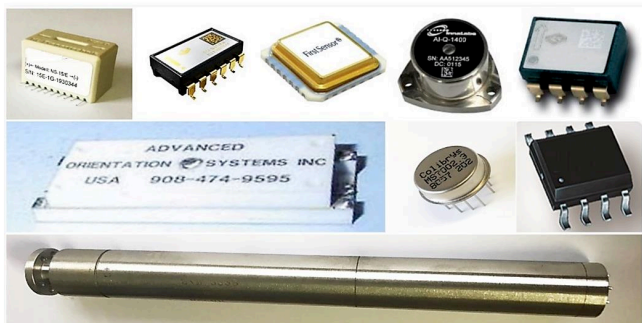


Fig. 14. Inclination sensors related to the temperature drift test

Table 2 lists some inclination sensors with common significant specifications that Glötzl has tested for temperature drift effect in the past forty years. Some manufacturers of listed sensors don't exist anymore and some of them have considerably improved the quality of their products. In figures 15 to 23 the both curves of drift and temperature change are shown.

Table 2. Significant technical specifications of inclination sensors catalogued by manufacturers

N	Samples	Sensor Type	Technical Outputs		
			Measuring Range	Zero Point Drift ($\mu\text{G}/^\circ\text{C}$)	Resolution (mm/m)
1	SA-01	F. B. Servo	1 G	10	0.01
2	SA-02	F. B. Servo	10 G	100	0.01
3	MEMS-	MEMS	30°	70	0.2
4	CS-01	Conductive Sensor	15°	50	0.05
5	MEMS-	MEMS	90°	400	0.2
6	MEMS-	MEMS	90°	30	0.01
7	EL-01	Electro-Leveling Sensor	3	---	0.0025

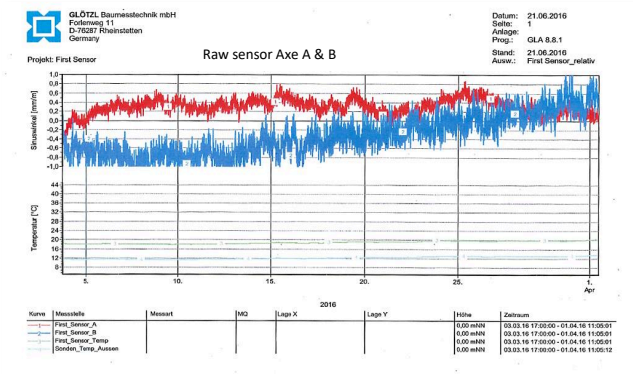


Fig. 15. Temperature drift test – dual axis MEMS-03

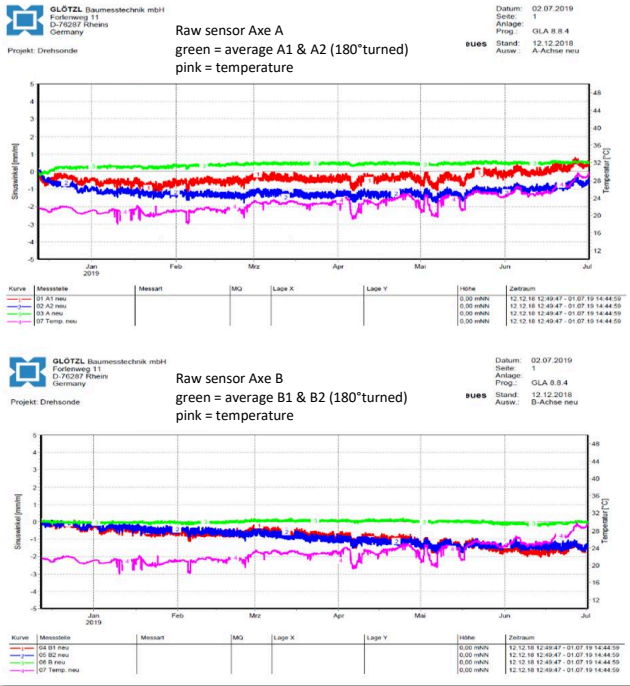


Fig. 16. Temperature drift test – dual axis MEMS-01

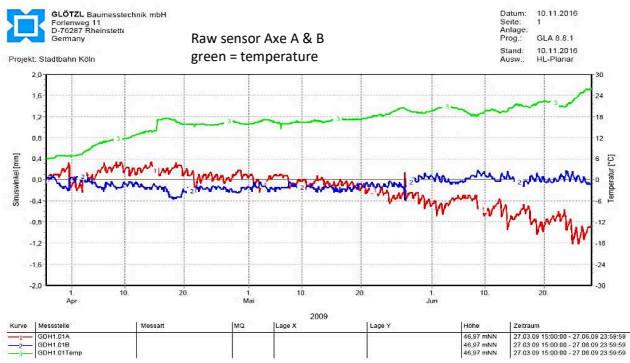


Fig. 17. Temperature drift test – dual axis conductive sensor CS-01

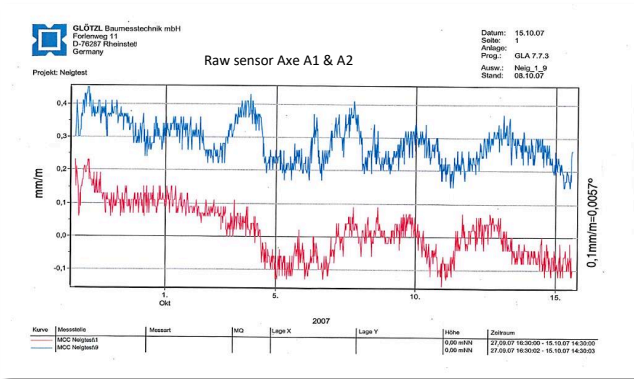


Fig. 18. Temperature drift test – single axis MEMS (not listed in table 2)

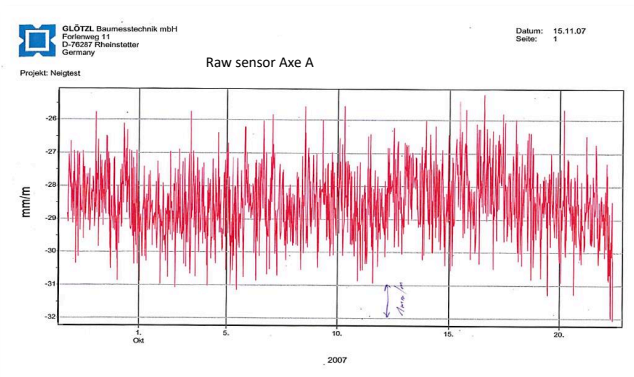


Fig. 19. Temperature drift test – single axis MEMS (not listed in table 2)

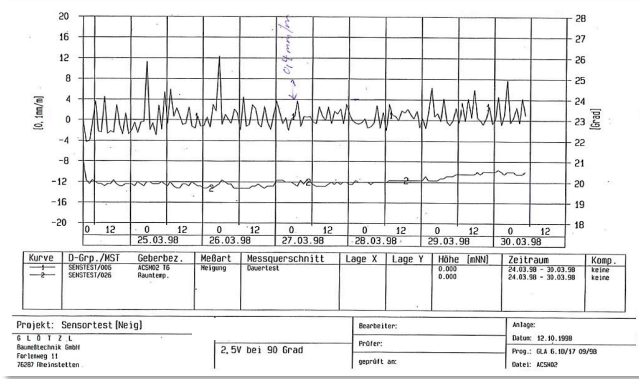


Fig. 20. Temperature drift test – single axis MEMS (not listed in table 2)

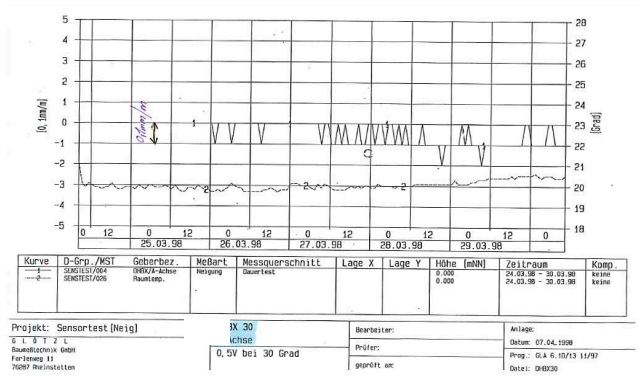


Fig. 21. Temperature drift test – dual axis F.B. servo accelerometer sensor SA-01

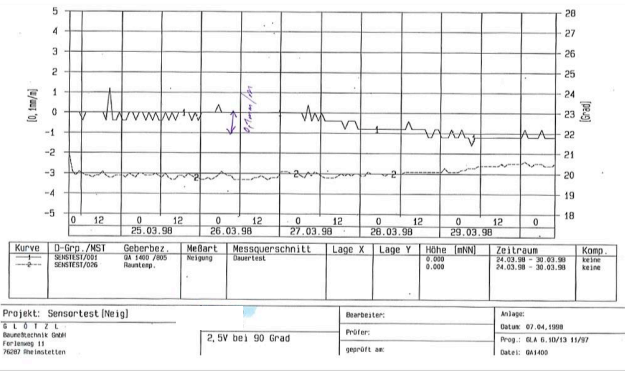


Fig. 22. Temperature drift test – single axis F.B. servo accelerometer sensor SA-02

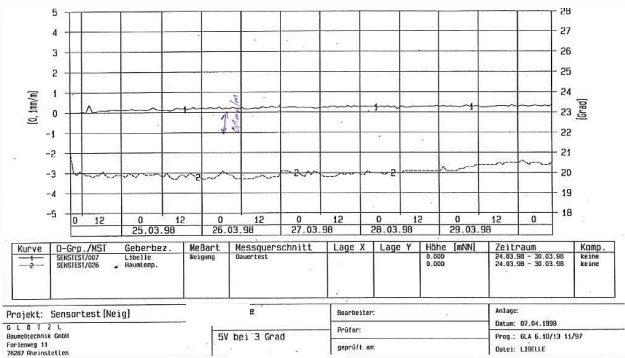


Fig. 23. Temperature drift test – single axis electro levelling sensor EL-01

8 Conclusion

Inclinometer measurements are a widely used tool for geotechnical and structural monitoring. To provide reliable data it is important to choose the right installation material and appropriate instruments. This report showed test results for different casing types to highlight the necessity in finding an optimal ratio between flexibility and stiffness of casings according to the project characteristics. In regard of the inclinometer instrumental drift it is

important to notice that the nominal accuracy of the inclination sensor is not the key parameter. Therefore, the manufacturers of inclinometer systems should carry out convincing performance tests of the used components and the end products as well.

9 Acknowledgement

The authors thank the colleagues Michael Kohl, Thomas Müller, Joachim Pudelko, Leonhard Roller, and Michael Zopf for their efforts running the tests and improving the quality of Glötzl products.

Autoren

Joachim Schneider Glötzl, Dipl. Ing.

schneider@gloetzl.com

Farzin Karimi, MSc.

karimi@gloetzl.com

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik

www.gloetzl.com

Forlenweg 11, 76287 Rheinstetten

Tel.: 0721 51 66 0

Flächige Spannungsmessung im Boden mittels Spannungspads

Ehsan Bordbar⁽¹⁾, Ansgar Emersleben^(1,2), Norbert Meyer⁽¹⁾

Institut für Geotechnik und Markscheidewesen, Technische Universität Clausthal

UNDERyourfeet – Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

1 Einleitung

Zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Boden werden in Labor- und Feldversuchen oder zur Überwachung im Rahmen von Bauprojekten üblicherweise Erddruck- oder Spannungsgeber eingesetzt. Die damit gemessenen Spannungen im Boden unterliegen einer großen Schwankungsbreite und sind abhängig von den Einbaubedingungen. Die Ergebnisse werden vor allem durch die unterschiedlichen Steifigkeiten von Boden und Erddruckmessdosen beeinflusst. Aufgrund der punktuellen Lage der Erddruckmessdosen und der unter den jeweiligen Randbedingungen erzielbaren Genauigkeit werden in der Regel Spannungen gemessen, die zwar eine grundlegende Bewertung zulassen, jedoch auf Grund der lokalen Erfassung kaum Aussagen auf die tatsächlich vorhandene Spannungsverteilung und -ausbreitung im Boden zulassen. Für die praktische Anwendung z.B. zur Überwachung von Bauprojekten ist in der Regel eine ausreichende Interpretationsfähigkeit der Messergebnisse gegeben. Sollen jedoch gezielt Spannungsverteilungen im Boden z.B. im Rahmen wissenschaftlicher Forschungstätigkeiten ermittelt werden, reichen die erzielbaren Genauigkeiten auch bei Verwendung mehrerer in der Größe angepasster Erddruckmessdosen oftmals nicht aus, um eindeutige Aussagen ableiten zu können. Dies gilt insbesondere dann, wenn bereits lokal auftretende geringe Spannungsveränderungen ermittelt oder verifiziert werden müssen. Derartige Zustände finden sich z.B. bei der Anwendung von Geokunststoffen zur Bewehrung und Stabilisierung von Tragschichten über setzungsempfindlichen Böden. Die Einlage von Bewehrungselementen wie z.B. Geogittern oder Geozellen oder die Ausführung hydraulisch gebundener Tragschichten zur Stabilisierung von Tragschichten oberhalb wenig tragfähiger Böden führt in der Regel zu einer vergrößerten Spannungsausbreitung innerhalb der Tragschichten und zu dadurch reduzierten Spannungen auf den Weichschichten. Für die Bemessung solcher Konstruktionen wird daher i.d.R. von einem gegenüber dem herkömmlichen Tragschichtaufbau veränderten Lastausbreitungswinkel ausgegangen und die daraus resultierende

Spannungsänderung auf dem Untergrund in der Bemessung abgeschätzt. Der tatsächliche Lastabtrag innerhalb der Gesamtkonstruktion und damit der ansetzbare Lastausbreitungswinkel basieren häufig auf Erfahrungswerten und überschlägigen Messungen mit lokal installierten Spannungsmessdosen. Zur Erfassung der Spannungen im Untergrund können alternativ zu Erddruckmessdosen sogenannte Spannungspads verwendet werden, mit denen die Spannungsverteilung im Gegensatz zu einzelnen Druckmessdosen flächenhaft ermittelt werden kann. Diese weisen keine Eigensteifigkeit auf, sodass eine Beeinflussung des Spannungsverlaufes nahezu ausgeschlossen werden kann und auch lokale Spannungsspitzen und Spannungsreduktionen gemessen werden können. Im Rahmen des Beitrages werden erste Erfahrungen bei der Ausführung flächiger Spannungsmessungen mit Spannungspads für das oben dargestellte Anwendungsgebiet vorgestellt. Neben der Vorgehensweise bei der Kalibrierung werden erste Versuchsergebnisse ausgeführter Modellversuche und die hierbei gewonnenen Ergebnisse vorgestellt.

2 Flächige Spannungsmessungen (Pressure Mapping Sensors)

2.1 Ausführung und Messprinzip

Die Ausführung und Aufbau der sog. Spannungspads ist grundsätzlich herstellerabhängig, basiert jedoch im Wesentlichen auf den gleichen Grundprinzipien. Die Spannungspads bestehen in der Regel aus zwei dünnen (ca. 100µm) flexiblen Polyesterfolien auf denen Leiterbahnen gedruckt werden. Auf einer der beiden Innenseiten des Sensors werden "Spalten", auf der anderen Seite "Zeilen" gedruckt. Die Innenseiten der Sensorfolien werden mit einem halbleitenden Coating (Tinte) benetzt. Wenn nun die beiden Folien aufeinandergelegt werden, entsteht an jedem Kreuzungspunkt der Matrix ein Sensorelement oder eine Sensor-Zelle. Jeder Kreuzpunkt der Matrix stellt einen variablen Widerstand dar. Im unbelasteten Zustand (es wirkt keine Kraft auf die Sensoroberfläche) ist der Widerstand am größten. Mit zunehmender Kraft wird der Widerstand geringer. Über einen Prozessor gesteuerten Multiplexer wird jeder Zellen-Widerstand (Kreuzpunkt der Matrix) beschaltet und vermessen. Die spezielle Elektronik verhindert eine gegenseitige Beeinflussung der Zellen.

Der Abstand der Zeilen und Spalten kann auf ca. 0.64 mm minimiert werden, so dass eine extrem hohe Sensorzellendichte von bis zu ca. 248 Sensorzellen je cm^2 erreicht wird. Eine Sensormatrix kann üblicherweise bis zu 2288 Sensorzellen beinhalten.

Durch unterschiedliche Anordnungen von Zeilen und Spalten können spezielle Sensorformen und Sensorgrößen hergestellt werden (Abbildung 1).

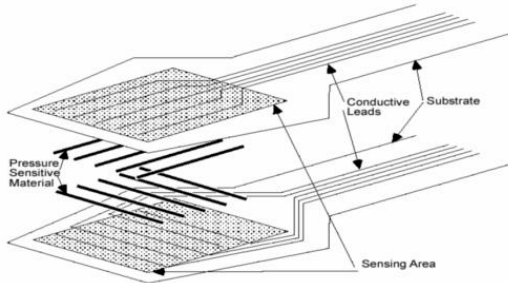


Abbildung 1: Exemplarischer Aufbau eines Sensorpads, (Tekscan Inc. 2003)

Die Form und Größe der Sensorfolien selbst kann auf Grund des variablen Herstellungsprozesses auf spezifische Anwendungen hin (Siehe Kapitel 2.2) angepasst werden und erreicht derzeit eine max. Größe von ca. 60 cm x 90 cm, wobei einzelne Sensorpads zusammengeschaltet werden können, so dass auch größere Messflächen realisiert werden können. Der Messbereich kann je nach Anwendungsfall variable gestaltet werden. Derzeit stehen Drucksensoren im Messbereich zwischen ca. 20 kN/m^2 und 200 MN/m^2 zur Verfügung.

2.2 Anwendungsgebiete

Flächige Spannungsmesssysteme werden derzeit vorwiegend im Bereich der Automobilindustrie und des Maschinenbaus z. B. zur Messung von Druckspannungen im Bereich von Bauteilverbindungen, Spannungen im Bereich von Autositzen, Kräften im Rahmen von Crashtests, Reifenkontaktspannungen oder von Spannungen zwischen Walzen und in der Medizintechnik z. B. zur Messung von Spannungen auf Zahnprothesen oder innerhalb künstlicher Gelenke angewendet (Abbildung 2).

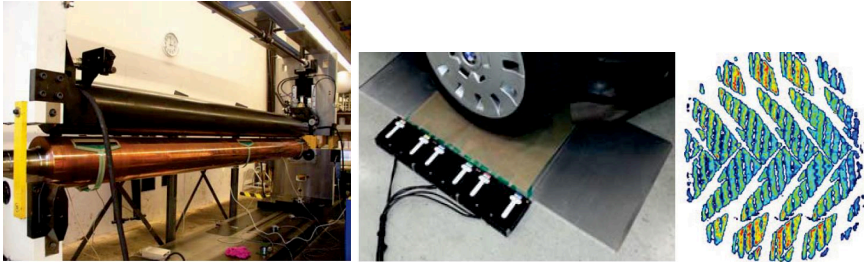


Abbildung 2: Exemplarischer Anwendung von Foliensensoren zur Messung des Walzenspaltes (links) und der Reifenkontaktspannung (rechts), (CMV Hoven GmbH, 2014)

Mit zunehmender Akzeptanz und Weiterentwicklung der Sensoren finden Spannungspad zwischenzeitlich auch zunehmende Anwendung im Kontakt mit Boden und anderen Baustoffen (z. B. Beton). Eine weit verbreitete Anwendung ist der Einsatz zur Messung von Reifenkontaktspannungen und den daraus resultierenden Bodenverdichtungen im Bereich landwirtschaftlicher Nutzfahrzeuge (Abbildung 3).



Abbildung 3: Messungen von Reifenkontaktspannungen in einem Überfahrversuchsstand (Tekscan Inc. 2016)

Die Foliensensoren werden dabei bislang vorwiegend auf der Geländeoberfläche ausgelegt, um den direkten Reifenkontakt zu erfassen. Die Anwendung von Spannungspads innerhalb des Bodens mit einem vollflächigen beidseitigen Kontakt der Messfolien zum Boden in einer größeren Tiefe beschränkt sich bislang auf wenige Einzelfälle. Dies ist insbesondere darauf zurückzuführen, dass die Messgeber feuchteempfindlich sind und daher einen besonderen Schutz gegen Feuchtezutritt bedürfen und zudem eine Kalibrierung der Messgeber für den jeweils zu erwartenden Spannungsbereich erfordern, was insbesondere bei einer zu

erwartenden Lastausbreitung im Boden nicht ohne weiteres realisiert werden kann (Palmer et al. (2009) und Gao et al. (2013) (siehe Kapitel 2.3).

2.3 Kalibrierung

Anders als Kraft- oder Erddruckmessdosen, bei denen üblicherweise der vorhandene Messbereich durch kalibrierte elektrische Spannungsbereiche definiert ist, erfordern die Foliensensoren eine anwendungsspezifische Kalibrierung in Abhängigkeit des zu erwartenden Messbereiches. Dies ist notwendig, da das Messsystem die auf der Gesamtfläche der Sensoren einwirkende Spannung über die jeweiligen elektrischen Signale an einzelnen Messgebern über das Gesamtsystem verteilt. Grundsätzlich stehen verschiedene Kalibrierungsmethoden zur Verfügung. Hierbei wird im Wesentlichen unterschieden in Single Load (Pre) Calibration, Two Load Non Linear (Pre) Calibration und Frame (Post) Calibration.

Bei der Einzellastkalibrierungsmethode (Single Load (Pre) Calibration) wird eine gleichmäßige und konstante Last auf mindestens 25 % der Sensorfläche über einen bestimmten Zeitraum aufgebracht. Die aufgebrachte Last sollte der max. zu erwartenden Belastung in der Messanwendung entsprechen. Über den bekannten Belastungswert, der üblicherweise zum Beispiel in einer speziell entwickelten Kalibriereinrichtung über ein Vakuum aufgebracht werden kann, interpoliert die entsprechende Software linear zwischen dem Nullwert (nicht geladener Sensor) und der aufgebrachten Kalibrierlast. Bei der Zweilastkalibrierung (Two Load Non Linear (Pre) Calibration) werden zwei bekannte Lasten auf den Foliensensor aufgebracht. Dabei sollte das Kraft-Flächen-Verhältnis bei der zweiten Last 2 bis 3 Mal höher sein als bei der ersten Last. Darüber hinaus sollten die erste und die zweite Last während der Messung etwa 20 % und 80 % der zu erwartenden Maximallast betragen. Der Sensor wird dann basierend auf der Nulllast und der Kalibrierlast unter Verwendung der Gleichung $Y = AX^b$ kalibriert, wobei Y die Kraft, A den sog. Maßstabsfaktor, X den digitalen Ausgangswert und b einen Exponenten zur Anpassung der Kalibrierung darstellen. Letzterer ist im Fall eines linearen Sensorverhaltens gleich 1. Im Falle eines nichtlinearen Verhaltens (wahrscheinlichster Fall) wird softwaregesteuert der Faktor b zwischen den Werten 0,1 bis 4,0 variiert, um die beste Übereinstimmung für die Kalibrierungskurve zu erhalten. Diese Form der Kalibrierung erfordert besondere Sorgfalt des Benutzers, um die Plausibilität der Kalibrierungskurve zu überprüfen und nachzuweisen.

Um die genannten Kalibrierungsmethoden anzuwenden, sollte die Empfindlichkeit des Sensors vor der Kalibrierung eingestellt werden und danach nicht mehr verändert werden. Durch ein Vergrößern der Empfindlichkeit erhöht sich die Auflösung der Messungen (niedrigere Lastwerte können aufgezeichnet werden), aber der Bereich der Messbereich verringert sich.

Bei der Post-Frame-Kalibrierung kann der Sensor anhand von aufgezeichneten Messdaten nach Abschluss Messungen kalibriert werden. Wie auch bei den anderen Kalibrierverfahren muss jedoch auch bei dieser Methode die Belastung möglicste exakt bekannt sein.

Die beschriebenen Kalibrierungsmethoden erfordern eine genaue Kenntnis der auf den Foliensensor aufgebrachtten Belastung. Diese ist zum Beispiel bei der Anwendung der Foliensensoren direkt unterhalb eines Reifens (vergl. Abb. 2 und 3) nahezu exakt bekannt, zudem werden die Gesamtspannungen auf Grund einer mangelnden Lastausbreitung direkt auf den Foliensensor übertragen. Auf Grund der bekannten Gesamtspannung kann daher über die elektr. Signale einzelner Sensoren direkt auf die Spannungsverteilung geschlossen werden. Bei Anwendung der Foliensensoren im Boden mit einem Abstand der Messgeber zur eigentlichen Lasteinleitung in Kombination mit einer Lastausbreitung ist die auf den Foliensensor wirkende Gesamtspannung jedoch nicht genau bekannt, zudem kann in Abhängigkeit der Tiefenlage des Sensors eine Lastausbreitung über die Sensorfläche hinaus auftreten, so dass eine Kalibrierung mit der auf der Geländeoberfläche aufgebrachtten Belastung nicht mehr möglich ist (Abbildung 4). Zudem kann es zu einer Unterschätzung oder Überschätzung des Empfindlichkeitswerts des Sensors kommen, wenn der Wert des Drucks in der Messtiefe nicht vollständig bekannt ist.

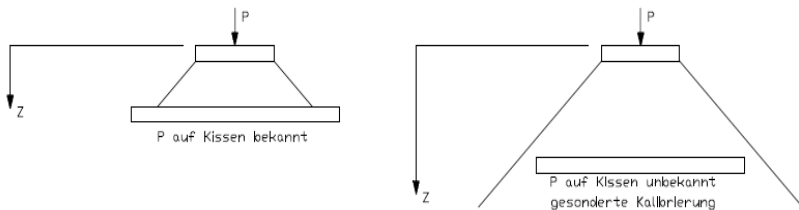


Abbildung 4: Unterschiedliche Szenarien bei der Lastaufbringung

Für diese Anwendung müssen daher besondere Kalibrierungsmethoden angewandt werden, um eine verlässliche Aussage zu den ermittelten Spannungsverteilungen treffen zu

können. Unter Berücksichtigung der oben genannten Punkte wird nachfolgend im Rahmen der Vorstellung von Modellversuchen eine alternative Kalibrierungs- und Messmethode beschrieben (Post-Frame-Kalibrierung), um Spannungen innerhalb des Bodens mit einer ausreichenden Genauigkeit erfassen zu können.

3 Modellversuche

3.1 Versuchsaufbau

Zur Untersuchung der Anwendbarkeit der Foliensensoren zur Erfassung von Spannungsverteilungen innerhalb einer Bodenschicht und zur Entwicklung eines hinreichend genauen Kalibrierverfahrens für die Sensoren wurden zunächst einfache Belastungsversuche in einer Versuchsbox mit einer Breite und Länge von jeweils 1,50 m und einer Höhe von 1,20 m durchgeführt (Abbildung 5).

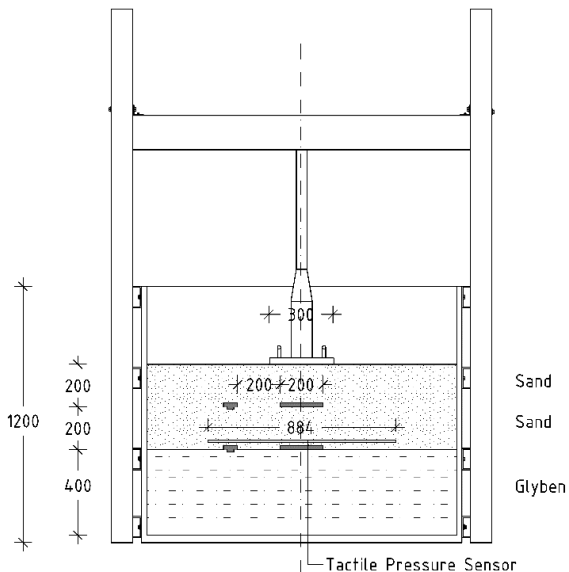


Abbildung 5: Modellversuchsstand (Maße in mm)

In der Versuchsbox wurde eine 40 cm mächtige Weichschicht (Glyben) eingebaut und darüber wahlweise eine 20 cm oder 40 cm starke mineralische Tragschicht aufgebaut. Zur Untersuchung des Einflusses einer Geogitterbewehrung auf die mittels Foliensensor

gemessenen Spannungen wurden die Aufbauten zudem bewehrt und unbewehrt ausgeführt. Als Belastungseinrichtung diente eine starre Lastplatte mit einem Durchmesser von 30 cm. Die Lastaufbringung erfolgte kraftgesteuert mittels eines Hydraulikstempels. Der Foliensensor mit einer Abmessung von 57 cm x 88 cm wurde zentriert unterhalb der Lastplatte direkt auf der eingebauten Weichschicht installiert. Ergänzend erfolgte der Einbau von herkömmlichen Erddruckmessgebern unterschiedlicher Größe oberhalb und direkt unterhalb des Foliensensors.

3.2 Versuchsmaterialien

Zur Simulation einer wenig tragfähigen Bodenschicht diente ein künstlich angemischter Boden. Das sogenannte Glyben besteht aus einer Mischung aus Bentonit und Glycerin und erlaubt einen gleichmäßigen Einbau und konstante, temperatur- und porenwasserdruck-unabhängige Versuchsrandbedingungen. Oberhalb der eingebauten Weichschicht erfolgte zu Trennung des Tragschichtmaterials vom Untergrund der Einbau eines Vliesstoffes GRK 3. Oberhalb der Weichschicht erfolgte der Einbau einer Sandschicht, versuchsabhängig in einer Mächtigkeit von 20 cm bzw. 40 cm. Die maßgebenden Bodenparameter sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1: Kennwerte der verwendeten Versuchsböden

	Einbaudichte (kN/m ³)	Undrained Scherfestigkeit (kN/m ²)	Steifemodul (kN/m ²)	Reibungswinkel (°)
Glyben	17,0	15	500	5
Sand	17,5	-	-	36

Für die mit Geogittern bewehrten Versuche kamen gewebte Geogitter aus Polypropylen zur Anwendung. Die maßgebenden Materialkennwerte der Geogitter sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 2: Eigenschaften des eingesetzten Geogitters

Max. Zugfestigkeit (kN/m)		Dehnung bei max. Zugfestigkeit (%)		Öffnungsweite (mm)
MD	CMD	MD	CMD	-
≥ 40	≥ 40	≤ 10	≤ 10	25 × 25

3.3 Versuchsübersicht

Tabelle 3 enthält eine Übersicht über die ausgeführten Modellversuche.

Tabelle 3: Ausgeführte Modellversuche

Versuch	Bezeichnung	Tragschichtdicke (cm)	Bewehrung
1	SU-20	20	keine
2	SR-20	20	1-lagig
3	SU-40	40	keine
4	SR-40	40	2-lagig (auf Weichschicht und 20 cm oberhalb Weichschicht)

4 Kalibrierung des Foliensensors

Zur Berücksichtigung der in Abschnitt 2 genannten Probleme bei der Kalibrierung wurde im Rahmen der Versuche die Post-Frame-Kalibrierung verwendet. Diese Methode ermöglicht die Kalibrierung des Sensors nach Beendigung des Versuches auf Grundlage der gemessenen und gespeicherten Messdaten. Die gemessenen Messwerte des Foliensensors sind hierfür bei jeder aufgetragenen Laststufe separat zu speichern, bevor die nächst höhere Belastung aufgebracht wird. Vor Versuchsbeginn bzw. Lastaufbringung ist der Sensor zur Vermeidung der Berücksichtigung des Bodeneigengewichtes zu tarieren. Die Empfindlichkeit, also die Auflösung des Sensors kann dabei zunächst auf den maximal möglichen Werte des Sensors eingestellt werden, um auch geringe Spannungswerte

optimal auswerten zu können. Für jede Laststufe kann dann die Auflösung derart eingestellt werden, dass eine optimale Erfassung der durch den Sensor gemessenen Spannungen erfolgt. Dies ist in der Regel dann gegeben, wenn alle Messsensoren des Sensors Spannungswerte anzeigen und gleichzeitig die Maximallast erfasst wird. Die eigentliche Auswertung der Messdaten erfolgt nach Versuchsende. Als Referenzmessgröße dienen dabei die installierten Erddruckmessdosen in der Versuchskiste, insbesondere die direkt unterhalb des Spannungspads eingebaute Messdose. Die von den Erddruckmessdosen aufgezeichneten Spannungen je Laststufe dienen somit als Grundlage für die Kalibrierung bzw. Einstellung der maßgebenden Druckbereiche des Spannungssensors, so dass eine flächige Spannungsverteilung über die Fläche des Foliensensors abgeleitet werden kann. Diese Methode vermeidet eine aufwändige Kalibrierung des Foliensensors durch Vorversuche und aufwändige anderweitige Kalibrierungsmethoden. Nachteilig hierbei wirkt sich jedoch die Genauigkeit der eingesetzten Erddruckmessdosen zur Kalibrierung aus, die wie eingangs beschrieben stark von den jeweiligen Einbaubedingungen abhängen können. Die ggfs. vorhandenen Messgenauigkeiten der Erddruckmessgeber werden damit auf die hieraus abgeleiteten Spannungen des Foliensensors übertragen. Insofern ist beim Einbau der Erddruckmessgeber und deren Auswahl besondere Sorgfalt zu berücksichtigen. Anders als beim ausschließlichen Einsatz von Erddruckmessgebern lässt sich jedoch eine flächige Spannungsverteilung in hoher Auflösung ableiten.

5 Versuchsergebnisse

Nachfolgend werden die im Rahmen der Versuche ermittelten Ergebnisse vorgestellt.

5.1 Last-Setzungsverhalten

Abbildung 6 zeigt die gemessenen Setzungen der Lastplatte in Abhängigkeit der aufgetragenen Spannung für eine 20 cm und 40 cm mächtige Tragschicht auf weichem Untergrund mit und ohne Geogitterbewehrung. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei einem Tragschichtaufbau von 40 cm das bewehrte System aus 2 Gitterlagen besteht, während das 20 cm mächtige Tragschichtsystem nur mit 1 Gitterlage bewehrt wurde.

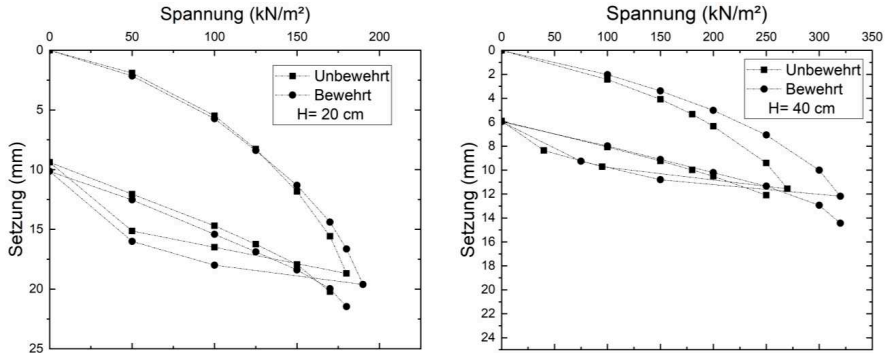


Abbildung 6: Last-Verformungsverhalten für einen 20 cm mächtige Tragschicht mit und ohne Geogitterbewehrung (links) und eine 40 cm mächtige Tragschicht mit und ohne Geogitterbewehrung (rechts)

Die Ergebnisse zeigen, dass die Setzungen durch bei einem größeren Tragschichtaufbau erwartungsgemäß deutlich geringer sind und zudem durch die Verwendung einer Geogitterbewehrung reduziert werden können. Die Reduktion der Setzungen ist dabei bei Verwendung einer 2-lagigen Bewehrung deutlich ausgeprägter als bei einer 1-lagigen Bewehrung. Dabei ist grundsätzlich jedoch zu beachten, dass die Abmessungen der Versuchseinrichtung eine ausreichende Verankerungslänge der Geogitter nicht zulassen, so dass grundsätzlich höhere Setzungsreduktionen zu erwarten sind.

5.2 Spannungsverteilung

Die im Schichtsystem auftretenden Spannungen wurden ergänzend zum Foliensensor mit Erddruckmessdosen erfasst. Diese wurden sowohl direkt auf der eingebauten Weichschicht als auch 20 cm oberhalb der Weichschicht (bei 40 cm Tragschichtmächtigkeit) installiert. Wie in Kapitel 4 beschrieben, dienten diese Messwerte als Kalibrierung des Foliensensors um durch die entsprechenden Messdaten auf die Spannungsverteilung schließen zu können.

Abbildung 7 zeigt mittels Erddruckmessgebern direkt unterhalb des Lastmittelpunktes gemessenen Spannungen auf der Weichschicht für unterschiedliche Tragschichtmächtigkeiten für den bewehrten und unbewehrten Fall.

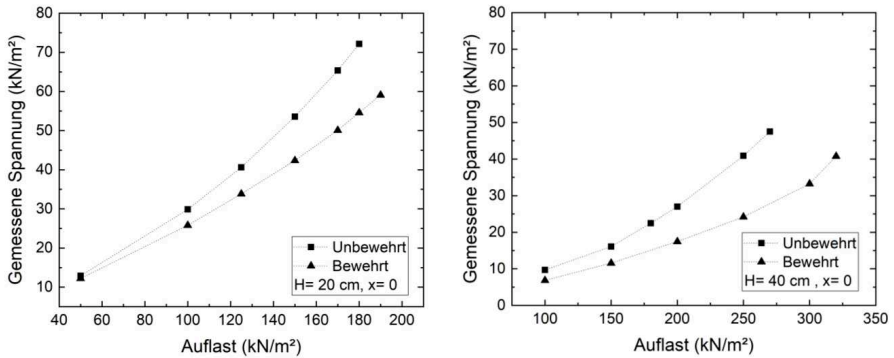


Abbildung 7: Mittels Erddruckmessgebern gemessene Spannungen unterhalb des Lastmittelpunktes auf der Weichschicht

Die Ergebnisse zeigen, dass die Maximalspannungen unterhalb der Lasteinleitung bei gleicher Belastung erwartungsgemäß mit zunehmender Tragschichtdicke abnehmen. Ergänzend zeigen die Ergebnisse, dass die Bewehrung der Tragschichten mit Geogittern eine Spannungsreduktion unterhalb der Lasteinleitung verursachen.

Die auf Grundlage dieser Spannungen mittels des Foliensensors abgeleiteten Spannungsverteilungen sind der Abbildung 8 für eine Tragschichtdicke von 20 cm und einer Auflast von 180 kN/m² und der Abbildung 9 und Abbildung 10 für eine Tragschichtdicke von 40 cm und einer Auflast von 250 kN/m² zu entnehmen.

Deutlich zu erkennen sind bereits aus der grafischen Darstellung die Einflüsse aus der Geogitterbewehrung, die zu einer deutlichen Reduktion der Spannungskonzentrationen im Zentrum des Foliensensors, also unterhalb des Zentrums der Lasteinleitung, und einer Verteilung über einen größeren Flächenbereich führen.

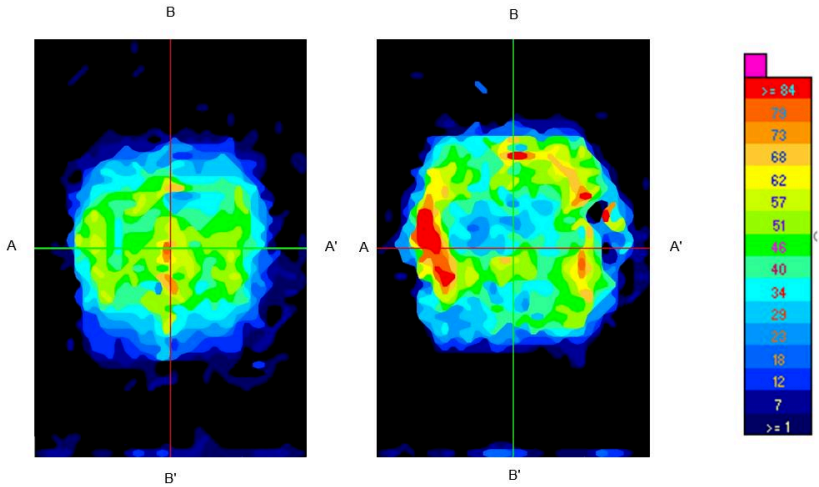


Abbildung 8: Mittels Foliensensor ermittelte Spannungsverteilung auf der Weichschicht unterhalb einer 20 cm mächtigen Tragschicht bei einer Auflast von 180 kN/m² Unbewehrt (links); Bewehrt (rechts)

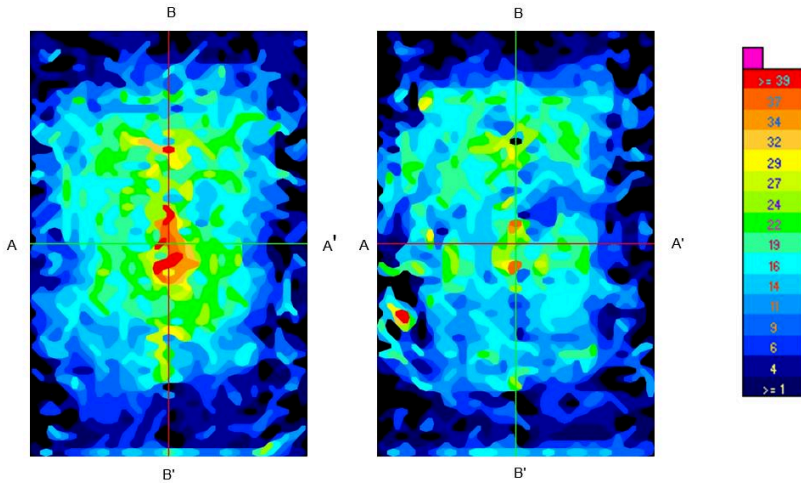


Abbildung 9: Mittels Foliensensor ermittelte Spannungsverteilung auf der Weichschicht unterhalb einer 40 cm mächtigen Tragschicht bei einer Auflast von 250 kN/m² Unbewehrt (links); Bewehrt (rechts)

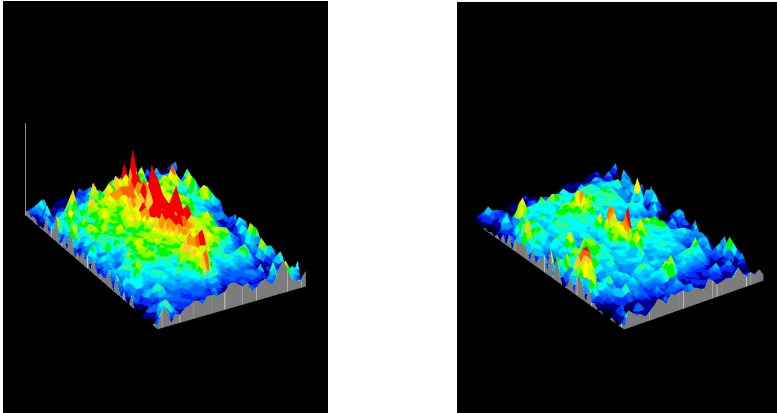


Abbildung 10: Mittels Foliensensor ermittelte dreidimensionale Darstellung der Spannungsverteilung auf der Weichschicht unterhalb einer 40 cm mächtigen Tragschicht bei einer Auflast von 250 kN/m² - Unbewehrt (links); Bewehrt (rechts)

Aus den flächigen Auswertungen mittels Foliensensor können softwaregesteuert beliebige Schnitte erzeugt werden. Für die Schnitte A-A' und B-B' sind die ausgelesenen Spannungsverteilungen für einen 20 cm starken Tragschichtaufbau und für eine Belastung von 180 kN/m² der Abbildung 9 zu entnehmen.

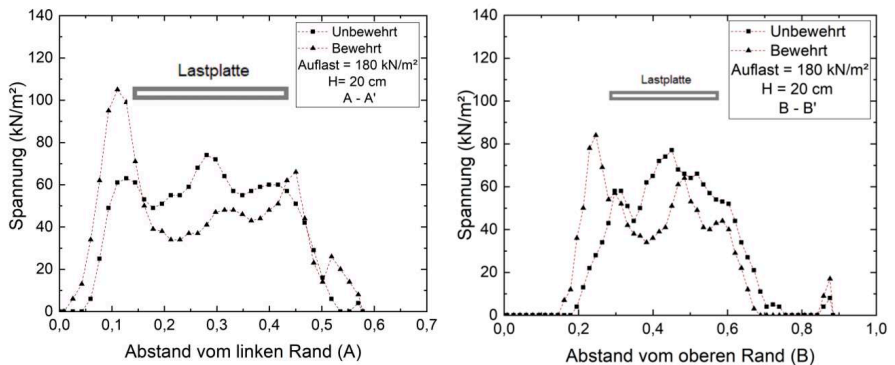


Abbildung 11: Spannungsverteilung für die Schnitte A-A' (links) und B-B' (rechts) für eine Tragschichtmächtigkeit von 20 cm bei einer Belastung von 180 kN/m² jeweils mit und ohne Bewehrungseinlage.

Die Abbildung 10 zeigt die Spannungsverteilung entlang der Schnitte A-A' und B-B' für einen 40 cm mächtigen Tragschichtaufbau und für eine Belastung von 250 kN/m².

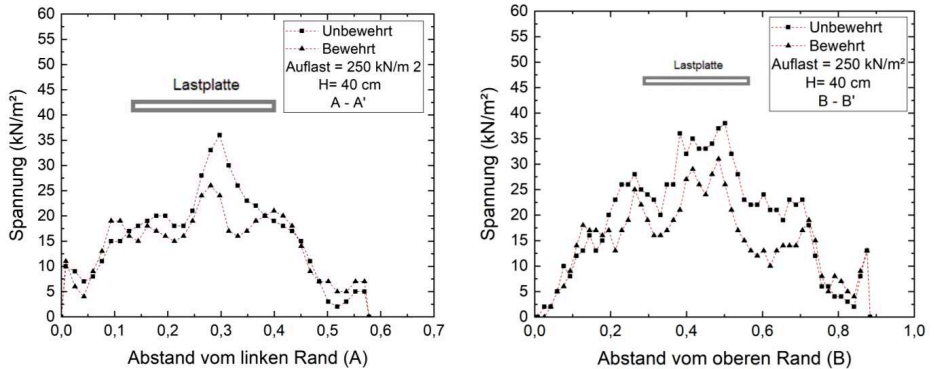


Abbildung 12: Spannungsverteilung für die Schnitte A-A' (links) und B-B' (rechts) für eine Tragschichtmächtigkeit von 40 cm bei einer Belastung von 250 kN/m² jeweils mit und ohne Bewehrungseinlage.

Die Ergebnisse zeigten grundsätzlich eine gute Übereinstimmung mit den mittels Erddruckmessdosen gemessenen Spannungen (Vergl. Abbildung 7).

Die Ergebnisse zeigen, dass die Geogitterbewehrung die Spannungskonzentration im Zentrum der Belastung im Vergleich zum unbewehrten Boden reduziert. Diese Tatsache ist bei einem 40 cm mächtigen Tragschichtaufbau deutlicher ausgeprägt als bei einem 20 cm mächtigen Tragschichtaufbau, was im Wesentlichen auf die zusätzliche Bewehrungslage bei dem größeren Aufbau zurückzuführen ist. Eine signifikante Vergrößerung des Lastausbreitungswinkels hingegen ist bei den durchgeführten Versuchen nicht festzustellen. Dies kann jedoch auch mit der begrenzten Fläche des Foliensensors zusammenhängen, der die außerhalb der Sensorfläche induzierten Spannungen nicht misst. Für entsprechende Untersuchungen sind größerer Foliensensoren erforderlich. Entsprechende Versuche befinden sich derzeit in der Ausführung.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Als Alternative zu herkömmlichen Erddruckmessgebern zur Messung von Spannungen im Boden wurden bislang vereinzelt auch sog. Folienmesssensoren eingesetzt. Während mit herkömmlichen Spannungsmessgebern im Wesentlichen lokal auftretende Spannungen gemessen werden können, lassen die Folienmesssensoren durch die in dichtem Abstand angeordneten Sensoren die Ermittlung von Spannungsverteilungen über die Fläche des

Sensorpads zu. Wesentlich für die Anwendung und Auswertung der mittels Folienmesssensoren ermittelten Spannungen ist die angewandte Kalibrierungsmethode. Die für den üblichen Anwendungsfall der Folienmesssensoren durchgeführte Kalibrierung durch Vakuumbeaufschlagung ist an die genaue Kenntnis des auftretenden Spannungsbereiches gekoppelt und daher beim Einsatz im Boden nicht möglich, da die genauen Spannungen infolge Lastausbreitung im Boden nicht bekannt sind. Im Rahmen von einfachen Modellversuchen wurde daher eine Kalibrierungsmethode basierend auf parallel eingebauten herkömmlichen Erddruckmessdosen angewandt. Die auf Basis dieser Methode ermittelten Spannungsverteilungen zeigen grundsätzlich plausible Werte. Es konnte gezeigt werden, dass die Spannungsverteilung im Boden durch den Einsatz von Geogittern im Bereich von Tragschichten beeinflusst werden. Während die Ergebnisse der Erddruckmessgeber diesen Effekt ebenfalls erkennen lassen, kann jedoch mittels der Foliensensor eine Verteilung der Spannungen über die Fläche des Spannungspads erfolgen. Grundsätzlich bieten die Folienmesssensoren damit insbesondere im Bereich der wissenschaftlichen Arbeit eine gute Alternative zu herkömmlichen Spannungsmessgebern. Jedoch muss dabei beachtet werden, dass insbesondere bei großmaßstäblichen Versuchen weitere Untersuchungen insbesondere zur Kalibrierung der Systeme erforderlich sind. Das im Rahmen der vorgestellten Modellversuche angewandte Kalibrierverfahren basiert auf der Verwendung von herkömmlichen Erddruckmessgebern und den damit verbundenen Schwankungen in Folge Einbau und Steifeunterschieden zum umgebenden Boden. Die mittels Foliensensoren gemessenen Absolutwerte sind daher von den gleichen Effekten beeinflusst. Derzeit werden weitergehende Untersuchungen am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der Technischen Universität Clausthal ausgeführt.

Literatur

Palmer, M.; O'Rourke T.; Olson N.; Abdoun T.; Ha D., O'Rourke M.; Tactile Pressure Sensor for Soil-Structure Interaction Assessment, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* © ASCE, 1638 – 1645, 2009

Gao Y.; Wang Y.H.; Calibration of Tactile Pressure Sensors for Measuring Stress in Soils, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36, No. 4, 2013

Tekscan, Inc.; "Tekscan I-Scan equilibration and calibration practical suggestions." *Tekscan Inc., South Boston, Mass, 2003*

Tekscan, Inc, Pressure Mapping, Geotechnical Engineering, achieve design and process optimization with interface pressure mapping, *Tekscan Inc., South Boston, Mass, 2016*

CMV Hoven GmbH; Systembeschreibung, I-scan, Mönchengladbach, 2014

Autoren

M.Sc.Ehsan Bordbar, ⁽¹⁾

ehsan.bordbar@tu-clausthal.de

Dr.-Ing. Ansgar Emersleben^(1,2)

ansgar.emersleben@tu-clausthal.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer⁽¹⁾

norbert.meyer@tu-clausthal.de

⁽¹⁾Institut für Geotechnik und Markscheidewesen

Technische Universität Clausthal

www.igmc.tu-clausthal.de

Erzstraße 18, 38678 Clausthal

Tel. 05323 / 722295

⁽²⁾UNDERyourfeet – Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

Technische Universität Clausthal

www.under-your-feet.de

Erzstraße 18, 38678 Clausthal

Tel. 05323 / 9884019

Structural Intelligence – Erschütterungsmessung leichtgemacht

Dipl.-Ing. Jens Kühne, Dr.-Ing. Carsten Ebert, Dr.-Ing. Max Gündel
Wölfel Engineering GmbH, Max-Planck-Str. 15, 97204 Höchberg

1 Einleitung

Um Einwirkungen auf Bauwerke, Menschen und empfindliche Geräte zu erfassen, werden Messeinrichtungen zur temporären oder dauerhaften Überwachung eingesetzt. Dauerstabile Sensoren, hohe Übertragungsraten des Mobilfunks sowie leistungsfähige Prozessoren und Server bieten die Möglichkeit, über lange Zeiträume große Mengen von Daten zu erfassen, diese durch intelligente automatisierte Verfahren zu verarbeiten und in Webanwendungen schnell und anschaulich zu visualisieren.

Eine effiziente Überwachung basiert im Wesentlichen auf einer selbständigen, kontinuierlichen Überwachung der Mess- und Kennwerte sowie des Systems selbst - kombiniert mit einer automatisierten Meldungskette bei Abweichungen oder Erreichen von Zielwerten. Zudem hilft eine übersichtliche und nutzerorientierte Visualisierung, Situationen schnell zu beurteilen und bei Bedarf sofort zu handeln. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurde bei Wölfel Engineering eine webbasierte Monitoring-Plattform (Monitoring Intelligence Center, MIC) entwickelt, die aufgrund ihres modularen Aufbaus in vielen Branchen mit Überwachungsaufgaben eingesetzt wird.

Der Beitrag beleuchtet verschiedene Anwendungen anhand von durchgeführten Projekten:

1. Schutz von Menschen (Bau einer U-Bahn-Linie im Stadtgebiet)
2. Schutz von empfindlichen Geräten (Serverüberwachung nahe einer Großbaustelle)
3. Schutz von Bauwerken (Schutz umliegender Bebauung bei Sprengabbruch)

2 Grundlagen / Normen

In Deutschland sind für Erschütterungsimmissionen keine allgemeingültigen gesetzlichen Grenzwerte festgelegt. Dies ist ein Unterschied zu den Schallimmissionen, für die die TA Lärm entsprechende Vorgaben macht.

In der DIN 4150-2 werden jedoch Anforderungen und Anhaltswerte genannt, bei deren Unterschreitung erhebliche Belästigungen von Menschen ausgeschlossen werden können. Die Beurteilung der Schwinggeschwindigkeiten erfolgt mittels der bewerteten Schwingstärke (KB-Werte) in einem Frequenzbereich von 1 bis 80 Hz.

Der Schutz von empfindlichen Geräten vor Schwingungen ist wegen der großen Bandbreite an Einsatzmöglichkeiten (Medizintechnik, IT-Technik, usw.) und der damit einhergehenden spezifischen Herangehensweise nicht einheitlich geregelt. Oftmals orientiert man sich an den sogenannten VC-Linien („Vibration Criteria“), die u.a. in der VDI-Richtlinie 2038 eingeführt sind. Auf jeden Fall sollten die Herstellerangaben beachtet und bei entsprechenden Messungen zugrunde gelegt werden, sofern solche verfügbar sind.

Im Teil 3 der DIN 4150 („Einwirkungen auf bauliche Anlagen“) sind Anhaltswerte zur Vermeidung von Schäden im Sinne einer Verminderung des Gebrauchswertes aufgeführt. Diese gelten für Bauwerke, die für vorwiegend ruhende Beanspruchungen bemessen sind. Für andere Bauwerksarten – wie z.B. Brücken oder Türme – sind die Überwachungsgrößen und Grenzwerte individuell, im Regelfall unter Berücksichtigung der Designannahmen festzulegen.

3 Schutz von Menschen

Großbaustellen im innerstädtischen Bereich stellen immer eine große Herausforderung hinsichtlich des Immissionsschutzes für Menschen dar. Im Zuge des vorgestellten Projektes (Neubau einer U-Bahn-Strecke) kommt es zu verschiedenen Tiefbauarbeiten, die mit Lärm und Erschütterungen verbunden sind (Tunnelbau teilweise in offener Bauweise, teilweise als Tunnelvortrieb unter Tage). Die Trasse hat eine Gesamtlänge von knapp 3 km, die Bauarbeiten werden sich voraussichtlich über ca. 6 Jahre erstrecken.

Im Planfeststellungsbeschluss ist festgelegt, dass durch einen unabhängigen, anerkannten Sachverständigen die bauzeitlichen Immissionen zu überwachen sind, insbesondere

- Prüfung und Planung der Immissionsvermeidung
- Festlegen und Einrichten von Messpunkten
- Messtechnische Überwachung der baubedingten Immissionen
- Ansprechpartner für die Betroffenen

Für den Schallimmissionsschutz auf Baustellen sind die Anforderungen in der AVV Baulärm (Allg. Verwaltungsvorschrift) gem. Tabelle 1 definiert. Eine zeitweise Überschreitung der Richtwerte um bis zu 5 dB wird gem. AVV toleriert, bei höheren Pegeln sind Maßnahmen zur Minderung heranzuziehen (Abschirmung / Kapselung / lärmreduzierte Maschinen).

Tabelle 1: Immissionsrichtwerte gem. AVV Baulärm

Bei Gebietseinstufung	Beurteilungspegel in dB (A)	
	Tag (7 - 20 Uhr)	Nacht (20 – 7 Uhr)
Gewerbegebiet (GE)	65	50
Kern-/Mischgebiet (MI)	60	45
Allg. Wohngebiet (WA)	55	40

Die umliegende Bebauung wurde als Kern-/Mischgebiet eingestuft, für ausgewählte Straßen wurden abweichend 62/50dB (Tag/Nacht) festgelegt.

Für den Erschütterungsschutz ist die DIN 4150 „Erschütterungen im Bauwesen“, Teil 2 und 3, maßgebend. Beim sekundären Luftschall handelt es sich um den von Decken und Wänden infolge Erschütterungseinwirkungen abgestrahlten Schall. Eine direkte Ermittlung ist i.d.R. kaum möglich. Aus den gemessenen Erschütterungen kann jedoch auf den sekundären Luftschall geschlossen werden. Gemäß Planfeststellungsbescheid waren bei diesem Bauvorhaben die Richtwerte gemäß Kap. 6.2 der „TA Lärm“ zu beachten. Die „TA Lärm“ gibt Richtwerte für Innenräume von 35 dB(A) tags und 25 dB(A) nachts vor.

3.1 Messkonzept / Mess-System

Gemäß Vorgabe sind Schall und Erschütterungen im Sinne von „Dauermessungen“ zu überwachen. Weiterhin sind bei Bedarf bzw. im Falle von Beschwerden orientierende Messungen durchzuführen. Die dauerhaften Erschütterungsmessungen werden

planmäßig im Untergeschoss der Gebäude durchgeführt. Dabei sind auch die Gründungstiefen der Gebäude und der Abstand zu den Vortriebsarbeiten zu beachten. Der sekundäre Luftschall wird dann aus den Erschütterungsmessungen ermittelt.

Über den Bauabschnitt verteilt wurden vom eingesetzten Immissionsbeauftragten 6 Standorte für Messstationen (Schall und Erschütterung) definiert. Folgende Randbedingungen wurden festgelegt:

1. Inbetriebnahme der Mess-Stationen min. 1 Woche vor Beginn der Bauarbeiten (getrennte Erfassung von Fremdgeräuschpegeln)
2. Durchführung von Initialmessungen zur Ermittlung der Übertragungsfunktionen in Gebäuden (für alle eingesetzten Baugeräte; für nicht getestete Geräte wird die Anregung durch die Straße sowie Erfahrungen aus anderen Messprojekten und der Fachliteratur herangezogen)
3. Ermittlung des sekundären Luftschalls aus den Erschütterungsmessungen (im Falle von Überschreitungen können kurzzeitige Schallpegelmessungen zur Überprüfung in den Gebäuden erfolgen)

3.2 Datenanalyse / Ergebnisse

Für die Registrierung der Messdaten ist an den Sensoren ein spezieller Modus zur automatischen Aufzeichnung eingestellt: Bei Überschreitung von Triggerschwellen werden die Zeitverläufe der Schwinggeschwindigkeit gespeichert. Die Signale werden im Anschluss hinsichtlich Verlauf und Frequenzgehalts ausgewertet, um Verursacher zu ermitteln. Zusätzlich werden die Maximalwerte der Schwinggeschwindigkeit je 30s-Takt aufgezeichnet, um eine durchgehende Erfassung der Erschütterungsamplituden zu gewährleisten. An den verschiedenen Messstellen sind je nach Lage verschiedene Schwellenwerte hinterlegt, alle deutlich unter den Vorgaben der DIN 4150.

Zur Beurteilung der Erschütterungseinwirkungen nach DIN 4150, Teil 2/3 sind neben den max. Schwinggeschwindigkeiten am Fundament insbesondere die Schwinggeschwindigkeiten der Gebäudedecken von Interesse. Zur Berücksichtigung der Erschütterungsübertragung auf die Geschossdecken werden die erfassten Schwinggeschwindigkeiten mit den während der Initialmessung ermittelten Übertragungsfunktionen verrechnet.

Die höchsten stoßartigen Erschütterungseinwirkungen (kurze Dauer, $v_{\max} \approx 5,7$ mm/s) konnten beispielsweise Schlitzwandarbeiten zugeordnet werden. Die sich daraus ergebenden Pegelwerte für den sekundären Luftschall werden aus dem Schnellepegel auf der Decke für typische Raumabmessungen ermittelt. Hierbei werden stichprobenartig die Signale ausgewählt, die typisch für Baustellenerschütterungen sind. Dabei ergeben sich Spitzenpegel unter 45 dB(A). Aufgrund der begrenzten Dauer mit erhöhten Einwirkungen liegen die Beurteilungspegel tagsüber unter 35 dB(A).

Die ermittelten Schwinggeschwindigkeiten und Beurteilungspegel des sekundären Luftschalls liegen unter den Vorgaben nach DIN 4150-3 und TA Lärm. Aufgrund einer Vielzahl an stoßartigen Einwirkungen wurden im September 2019 an o.g. Messpunkt für 3 Werktage Beurteilungsschwingstärken von $KBF_{Tr} > 0,1$ ermittelt. Diese Tage werden gemäß DIN 4150-2 als relevante Baustellentage betrachtet. Insgesamt sind bisher für einen MP an 5 Werktagen und an einem weiteren MP an 17 Werktagen Erschütterungseinwirkungen aufgetreten, die oberhalb der Anhaltswerte aus Tabelle 1 der Norm liegen.

4 Schutz von empfindlichen Geräten

Zur Sicherstellung der Funktionsfähigkeit von erschütterungsempfindlichen Geräten sind zum Teil deutlich niedrigere Grenzwerte einzuhalten als für Menschen oder Gebäude. Erschütterungsempfindliche Geräte wie Mikroskope, MRT's und IT-Infrastruktur werden typischerweise in Krankenhäusern, Forschungseinrichtungen, Kalibrierstellen, Laboren, der Produktion und Serverzentren eingesetzt. Aufgrund der Spezifik der Anforderungen an die Geräte gibt es in der DIN 4150 keine normativen Vorgaben für Grenzwerte. Diese sind den jeweiligen Produktdatenblättern zu entnehmen.

Das Rechenzentrum eines großen Finanzdienstleisters ist auf mehrere Gebäude verteilt. Ab 2017 sind im Umfeld große und umfangreiche Bauvorhaben durch verschiedene Investoren geplant oder haben bereits begonnen. Zum Schutz der IT-Technik sollte deshalb dauerhaft (mindestens 5 Jahre) ein Monitoring-System installiert werden, um auf stärkere Erschütterungen schnell reagieren zu können und den Verursacher zu identifizieren.

Die zulässigen Beschleunigungs-Grenzwerte sind durch den IT-Lieferanten in Bezug auf RMS-Werte, Maximalwerte, Profil des Leistungsdichtespektrums und Schockwerte auf der Gebäudedecke definiert.

4.1 Messkonzept / Messsystem

Es wurden Sensoren an der IT-Infrastruktur und weitere Erschütterungssensoren im Gebäude vorgesehen. Diese sind geeignet, durch logische Verknüpfungen mit der Messtechnik in den Räumen der IT-Technik Fehlalarme bei internen Arbeiten an der IT Hardware zu vermeiden und ermöglichen eine automatische Lokalisierung des Quellortes. Bei Überschreitungen, die durch ein Außenereignis verursacht wurden, werden automatisch Alarmierungen per SMS/Email an einen ausgewählten Personenkreis versendet. Ferner wird auf einer webbasierten Oberfläche eine visuelle Quellenlokalisierung ermöglicht.

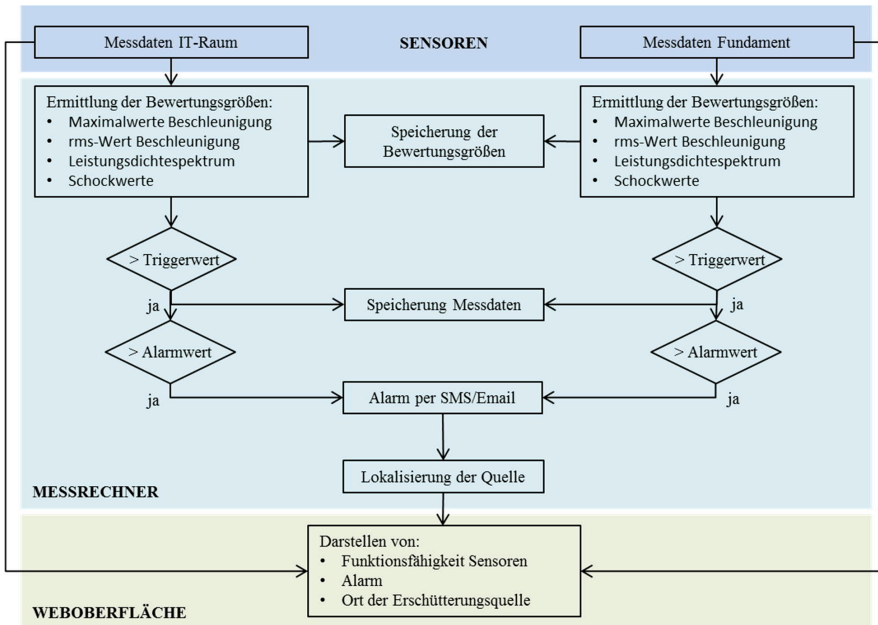
Es wurden mehrere dezentrale Messknoten aufgebaut, welche die Messdaten der insgesamt 39 installierten Beschleunigungsaufnehmer sammeln und über Lichtwellenleiterkabel miteinander verbunden sind. In den Räumen und an den Servern sind sowohl uniaxiale als auch biaxiale Sensoren (horizontal bzw. vertikal) installiert.

Die Abtastrate ist mit 1.250 Hz recht hoch, um auch die vom Hersteller vorgegebenen Grenzwerte im höheren Frequenzbereich sicher erfassen zu können.

4.2 Datenanalyse / Ergebnisse

Auf dem Zentralrechner werden die Bewertungsgrößen max. Beschleunigung, RMS-Beschleunigung, Leistungsdichtespektrum und Schockwerte kontinuierlich ausgewertet. Die Datenerfassung ist zweistufig aufgebaut. Bei Überschreitung eines Triggerwertes werden die Rohdaten des Ereignisses gesichert, bei Erreichen der Grenzwerte (und erfolgreicher Validierung) werden elektronische Push-Nachrichten an einen definierten Personenkreis versendet. Die Validierung erfolgt auf Basis intelligenter Verknüpfung der Messdaten, wobei die Bewertungskriterien im Rahmen der Installation messtechnisch ermittelt und im Mess-System hinterlegt wurden. Basis ist dabei die Auswertung von Laufzeitdifferenzen (Triangulation).

Bild 1: Flussdiagramm Monitoring-System (schematisch)



Die Daten werden kontinuierlich in das Web- und Visualisierungstool MIC.Construction (Structural Intelligence) übertragen, um dort

- Die Funktion der Sensoren zu prüfen und darzustellen
- Messwerte zu visualisieren
- Schwingungsverursacher in einer Karte anzuzeigen
- Wartungs- und Einstellungsarbeiten schnell remote durchzuführen
- Nutzergruppen und Zugriffsrechte zu verwalten
- Automatisches Reporting zu generieren

Das System wird nach Einweisung vom Auftraggeber selbst betrieben. Die Maßnahme wird durch einen öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen für Baudynamik durch Wölfel begleitet.

5 Schutz von Bauwerken

Zur Beurteilung der Erschütterungen von Bauwerken, die für vorwiegend ruhende Beanspruchungen ausgelegt sind, kann DIN 4150, Teil 3 herangezogen werden. Brücken werden in dieser Norm nicht behandelt. Sprengungen im Rahmen von Rückbaumaßnahmen können abhängig von Amplitude und Dauer der Einwirkung jedoch die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit beeinträchtigen.

Wie bereits erwähnt, können Anhaltswerte hinsichtlich möglicher Schäden an Bauwerken aus Teil 3 der DIN 4150 („Einwirkungen auf bauliche Anlagen“) entnommen werden, jedoch sind Angaben zu Brücken nicht enthalten.

Tabelle 2: Auszug DIN 4150-3:2016-12, Anhaltswerte für $v_{i,max}$ zur Beurteilung der Wirkung von kurzzeitigen Erschütterungen auf Gebäude

	Gebäudeart	Anhaltswerte für $v_{i,max}$ in mm/s				
		Fundament, alle Richtungen, $i = x, y, z$ Frequenzen			Oberste Deckenebene, horizontal, $i = x, y$	Decken, vertikal, $i = z$
		1 Hz bis 10 Hz	10 Hz bis 50 Hz	50 Hz bis 100 Hz ^a	alle Frequenzen	alle Frequenzen
Spalte Zeile	1	2	3	4	5	6
1	Gewerblich genutzte Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	20	20 bis 40	40 bis 50	40	20
2	Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder Nutzung gleichartige Bauten	5	5 bis 15	15 bis 20	15	20
3	Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit nicht denen nach Zeile 1 und Zeile 2 entsprechen <u>und</u> besonders erhaltenswert (z. B. unter Denkmalschutz stehend) sind	3	3 bis 8	8 bis 10	8	20 ^b
ANMERKUNG Auch bei Einhaltung der Anhaltswerte nach Zeile 1, Spalten 2 bis 5 können leichte Schäden nicht ausgeschlossen werden.						
^a Bei Frequenzen über 100 Hz dürfen mindestens die Anhaltswerte für 100 Hz angesetzt werden.						
^b Unterabschnitt 5.1.2 Absatz 2 ist zu beachten.						

Im vorgestellten Projekt mussten die Erschütterungen im Verlauf der Sprengung der Felder 7 und 8 der Talbrücke Heidingsfeld (im Zuge der Bundesautobahn A3) an verschiedenen Bauwerken überwacht werden. Es befanden sich mehrere Wohngebäude und ein parallel zum Rückbauobjekt verlaufendes Brückenbauwerk in unmittelbarer Nähe des Sprengfeldes. Maßgebend für die Messungen waren die nächstgelegenen Gebäude. Das nächste Bauwerk war die parallel verlaufende Brücke, das nächste Gebäude hatte zum Erschütterungszentrum einen Abstand von 49 m. Auf weiter entfernte Gebäude kann extrapoliert werden, wenn Sprengschäden geltend gemacht werden. Neben den Messungen kann eine Beweissicherung (Begehung, Fotos vorher / nachher) sinnvoll sein.

Da niederfrequente Erschütterungen zu erwarten waren, wurden die Anhaltswerte gem. Tabelle, Spalte 2 angesetzt, für das Brückenbauwerk konnten 20 mm/s (Zeile 1) angesetzt werden (Stahlbetonbauwerk mit guten dynamischen Eigenschaften / Schwingungstoleranz). Zur Reduktion der Erschütterungen war das Brückenfeld vor der Sprengung so weit wie möglich abgelassen worden.

Bild 2: Sprengvorbereitungen Talbrücke Heidingsfeld



5.1 Messkonzept / Messsystem

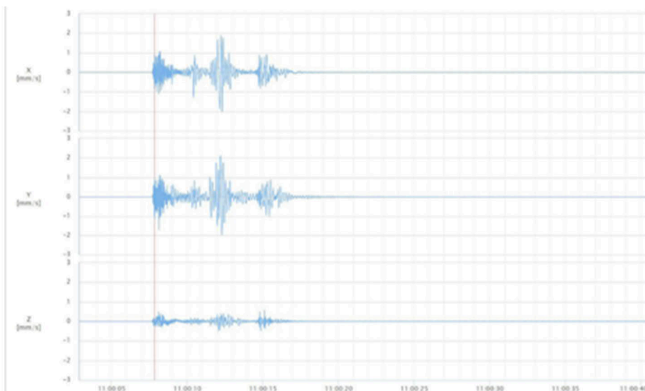
Gemäß DIN 45669-1 wurden die Schwinggeschwindigkeiten und die Schwingfrequenzen ermittelt und mit den Anhaltswerten nach DIN 4150 verglichen. Dazu wurden an den naheliegenden Brückenpfeilern zwei, an den umliegenden Wohngebäuden 5 Messstellen mit dreidimensionalen Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern eingerichtet. Triggerschwellen für die Datenübernahme wurden auf $v = 0,5$ bis 1 mm/s eingestellt.

Zum Einsatz kamen Messgeräte vom Typ MR3000C und ROCK (BARTEC SYSCOM). Damit war es möglich, die Daten drahtlos und direkt zu übertragen und eine schnelle Bewertung vorzunehmen. Die Messgeräte in den Gebäuden wurden auf Kellerfußböden bzw. nicht unterkellerten Erdgeschossböden unmittelbar an Wänden aufgestellt.

5.2 Datenanalyse / Ergebnisse

Zuerst kam das Feld auf der Hangböschung auf. Darüber fiel der Pfeiler „7“. Der Pfeiler „8“ kippte infolge einer Fallrichtungssprengung relativ langsam nach Westen auf die bereits liegenden Brückentrümmer. Die Hauptanteile der Erschütterungen wurden etwa an der Stelle des Pfeilers „7“ in den Boden eingetragen. Deshalb lag dort das sog. Erschütterungszentrum „Z“ (Bild 3). Im Bild 3 ist auch erkennbar, dass kaum vertikale Schwinganteile in die Struktur eingetragen werden.

Bild 3: Messsignale am Pfeiler „70-N“

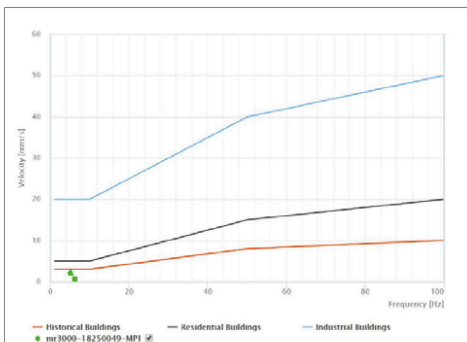


Am benachbarten Wohnhaus wurde in Fundamentnähe der Anhaltswert knapp erreicht. Bei allen anderen Wohnhäusern wurde der Anhaltswert $v_i = 5 \text{ mm/s}$ deutlich unterschritten. Am nächstgelegenen Neupfeilerfundament „70, Nordbrücke“ wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit $v_i = 2,22 \text{ mm/s}$ (5 Hz) gemessen. Am Neupfeilerfundament „70 - Süd“ wurde eine maximale Schwinggeschwindigkeit von $v = 4,57 \text{ mm/s}$ mit einer Frequenz von 6 Hz gemessen. Für die Brücke gilt der Fundament-Anhaltswert $v_i = 20 \text{ mm/s}$. Er wurde jeweils deutlich unterschritten.

Bei den hier gemessenen Schwingwerten sind an den benachbarten Wohnhäusern und der Neubrücke keine Erschütterungsschäden zu erwarten.

Der Abbruchvorgang dauerte etwa 10 s. Der Verkehr auf der angrenzenden Brücke im Zuge der A3 konnte schnellstmöglich wieder freigegeben werden.

Bild 4: Vergleich der Messwerte mit der DIN 4150-3



6 Fazit

Moderne Messgeräte sind kompakt und dadurch schnell zu installieren. Sie ermöglichen es, Messdaten schnell und präzise zu erfassen, zu übertragen und zu sichern. Mit den Möglichkeiten der Digitalisierung lassen sich die erfassten Daten heute in Echtzeit und online visualisieren. Intelligente Datenreduktion, automatisierte Plausibilitätsprüfungen und komplexe Algorithmen ergänzen dabei klassische Berechnungsverfahren.

Literatur

DIN 4150 Erschütterungen im Bauwesen

Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen 2001-06

Teil 2: Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden 1999-06

Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen 2016-12

AVV Baulärm Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Schutz gegen Baulärm,
19. August 1970

DIN 45669 Messung von Schwingungsimmissionen

Teil 1: Schwingungsmesser, Anforderungen, Prüfung 2010-09

Teil 2: Messverfahren 2005-06

VDI 2038, Blatt 3, Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen –
Sekundärer Luftschall (Prognose, Berechnung) 2013-11

Dr.-Ing. Rainer Melzer, Auswertung der Schwingungsmessung beim Sprengabbruch des
Feldes „7-8“ der TB.Heidingsfeld, 15.05.2019

M.Sc. Clarissa Rapps, Wölfel Engineering, Höchberg, Messkonzept Sprengabbruch TB.
Heidingsfeld

Autoren

Dipl.-Ing. Jens Kühne

kuehne@woelfel.de

Dr.-Ing. Carsten Ebert

ebert@woelfel.de

Dr.-Ing. Max Gündel

guendel@woelfel.de

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG
Max-Planck-Straße 15, 97204 Höchberg

www.woelfel.de
Tel.: +49 931 49708-100

*Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Geomechanik und Geotechnik
(vormals Institut für Grundbau und Bodenmechanik)*

**Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGG-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.
Pläßmann, 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 Pläßmann, 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. 71 Stahlmann, J.
 Fritsch, M.
 Kirsch, F. ;
 Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2003**
 Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion
 in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei
 bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**
 Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M.
 Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**
 Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag-
 verhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**
 Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2004**
 Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungs-
 verhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
- Nr. 79 Scholz, C. **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen
 zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten
 faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**
 Dissertation, 2004
- Nr. 80 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2005**
 Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen
 Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**
 Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2006**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
- Nr. 83 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

- 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.
- Nr. 102 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2017**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2017
Stein, P.
- Nr. 103 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2017**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 28. und 29. September 2017
- Nr. 104 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2018**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig
Stein, P. am 22. und 23. Februar 2018
- Nr. 105 Gährken, A. **Untersuchungen zum Einfluss der Spannungsgeometrie auf
das Verformungs- und Schädigungsverhalten von Steinsalz,**
Dissertation, 2018
- Nr. 106 Stahlmann, J. **Normalszenarien und Monitoringkonzepte für
Tiefenlager mit der Option Rückholung,**
Mintzlaff, V. ENTRIA-Arbeitsbericht-15, 2019
León Vargas, R.P.
Epkenhans, I.
- Nr. 107 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2019**
Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2019
Stein, P.
- Nr. 108 Missal, C. **Numerisches Modell zur Entwicklung der Permeabilität
von Steinsalz in Abhängigkeit von Schädigung,
Fluiddruck und Spannungszustand,** Dissertation, 2019
- Nr. 109 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2019**
Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. September 2019
Daumlechner, E.

Nr. 110 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2020**
 Hinzmann, N. Fachseminar in Braunschweig
 Stein, P. am 20. und 21. Februar 2020

Messen in der Geotechnik 2020



Technische Universität Braunschweig
Institut für Geomechanik und Geotechnik

www.IGG-TUBS.de

ISBN - Nr: 978-3-948141-02-8

<https://doi.org/10.24355/dbbs.084-201912181435-0>