

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik,
Felsmechanik und Tunnelbau
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: R. Cudmani

Heft 59

**Beiträge zum
15. Geotechnik-Tag in München
Geotechnik
Zusammenwirken von Forschung und
Praxis**

08.04.2016

München 2016

ISBN: 978-3-943683-33-2

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik
Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von Prof. R. Cudmani

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Die Verwendung von numerischen Berechnungsverfahren für Kompensationsinjektionen und Verpressanker	3
<i>Dr. Dipl.-Ing. Clemens Kummerer, Keller Holding GmbH, Offenbach Dr. Václav Račanský, Keller Grundbau Ges. mbH, Wien</i>	
Schlitzwände und Pfähle für die größte Hängebrücke Afrikas in Mozambique	13
<i>Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. Stefan Tavares Bollow, GAUFF Engineering GmbH & Co. KG, Nürnberg Bai Penyu, Wang Gang, China Road and Bridge Corporation (CRBC), Peking</i>	
Comparisons of Shear Strength of Particulate Materials Determined by the Direct Shear Test and Dem Simulations	27
<i>Xuetao Wang, Christoph Niklasch, Peter-Michael Mayer, Tunnels Engineering, Zentrale Technik, Ed. Züblin, Stuttgart</i>	
Geotechnical and Construction Considerations of Pile Foundations in Difficult Soils Ground	41
<i>Prof. Askar Zhussupbekov, Ph.Dr. Student Abdulla R. Omarov, Eurasian National University, Kazakhstan</i>	
Herausforderungen und Beiträge der Forschung bei der Planung der 2. S-Bahn-Stammstrecke München	51
<i>Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck, Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, M. Sc. Martin Sailer, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München Dipl.-Ing. Albert Scheller, DB Netze, Leiter Großprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke, München</i>	
Bau von Eisenbahntunneln in verkarstetem Gebirge: Erkenntnisgewinne der letzten zwei Jahrzehnte für den sicheren Bau und Betrieb	63
<i>Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i>	
Interaction with Industry in Geotechnical R&D- Example from project on ageing effects on bearing capacity of piles	75
<i>Kjell Karlsrud, Dr. Philos, Technical Expert, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)</i>	

Forschungskultur in einem Spezialtiefbauunternehmen	83
<i>Dipl.-Ing. Florian Bauer, Dr.-Ing. Karsten Beckhaus, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen Dipl.-Wirtsch.-Ing. Christian Hoyme, Universität Leipzig, Leipzig</i>	
Forschung im Spezialtiefbau	91
Fluch oder Segen, obsolet oder existentiell	
<i>Dipl.-Ing. Roland Jörger, Dipl.-Ing. Udo Maurischat Bilfinger Infrastructure Mannheim GmbH, Wiesbaden</i>	
Forschung in der Geotechnik – Herausforderung für die Praxis?	99
<i>Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Theodoros Triantafyllidis, KIT – Universität des Landes Baden-Württemberg und nationales Forschungszentrum in der Helmholtz-Gemeinschaft, Karlsruhe</i>	
Verzeichnis der Schriftenreihe	121

fähigkeit und der Attraktivität des Bauingenieurberufs auf der eine Seite, Abbau der Forschungskapazitäten und Schwächung unseres Innovationspotentials auf der anderen Seite. Höchste Zeit für eine Bestandaufnahme. Sind unsere Ingenieure in der Lage wissenschaftliche Fragen zu erkennen? Werden neue Fragestellungen der Praxis von der Forschung wahrgenommen und angegangen und umgekehrt, fließen neue Forschungserkenntnisse in die Praxis ein? Welche politischen, sozialen und wirtschaftlichen Aspekte beeinflussen das Zusammenwirken von Forschung und Praxis und die Innovation in unserem Fachgebiet? Ist die Atomisierung der Bauindustrie der Forschung und Innovation förderlich? Verfügt die Bauindustrie über den finanziellen Spielraum für anwendungsbezogene Forschung? Sind öffentliche und private Auftraggeber beim gegenwärtigen Kosten- und Zeitdruck überhaupt an anwendungsbezogener Forschung interessiert?

Seit seiner Gründung vor mehr als 60 Jahren trägt das Zentrum Geotechnik ununterbrochen dazu bei, die Lücke zwischen dem Stand der Wissenschaft und den Regeln der Technik in der Geotechnik zu schließen. Prof. Jelinek, der Gründer des Lehrstuhls vor 40 Jahre schrieb, dass das Institut für Grundbau mit seiner Arbeit am Kreuzungspunkt der drei Pole Forschung, Lehre und Praxis eine wesentliche Aufgabe darin sieht zwischen diesen zu vermitteln. Diese Verpflichtung zur Praxis und zur Forschung haben wir bei dieser Tagung erneut zum Ausdruck gebracht. Anhand von Beispielen und in einer lebendigen Podiumsdiskussion wurde deutlich, warum die Aufrechthaltung der Kreisläufe von Forschung und Praxis und eine Verstärkung der Forschungslandschaft nicht nur für die Bewältigung der bautechnischen Herausforderungen unserer Zeit, sondern auch für die Zukunft der Bauindustrie als Innovationsmotor unabdingbar sind.

Der Geotechnik-Tag fand wieder in Abstimmung mit der DGGT, der Bayerischen Ingenieurkammer Bau, dem VDI Bayern und dem Bayerischen Bauindustrie-Verband statt, die wie in vorherigen Jahren die Veranstaltung ideell unterstützten.

München im November 2016, Roberto Cudmani

Die Verwendung von numerischen Berechnungsverfahren für Kompensationsinjektionen und Verpressanker

Dr. Dipl.-Ing. Clemens Kummerer
Keller Holding GmbH, Offenbach

Dr. Václav Račanský
Keller Grundbau Ges. mbH, Wien

1 Allgemeines

Der Beitrag behandelt die Verwendung von numerischen Berechnungsverfahren für zwei Anwendungsbereiche in der Geotechnik – Kompensationsinjektionen und Verankerungen. Numerische Verfahren sind für die Modellierung der Interaktion zwischen dem Boden und den Strukturelementen besonders vorteilhaft einsetzbar.

2 Numerische Modellierung von Kompensationsinjektionen

2.1 Grundlagen

Kompensationsinjektionen sind Injektionen in Zusammenhang mit dem Auffahren von Tunneln oder der Errichtung von Baugruben mit dem Ziel, die durch das Schaffen des Hohlraums einhergehenden Verformungen zu reduzieren oder zur Gänze zu kompensieren (Bild 1). Dadurch soll die Auswirkung der Baumaßnahme auf ein für das Bauwerk verträgliches Maß reduziert werden. Im Englischen ist dies durch den Begriff ‚compensation grouting‘ beschrieben.

Die Planung von Kompensationsinjektionen folgt in der Regel folgenden Schritten:

- Abschätzung der zu erwarteten Deformationen ohne Kompensationsinjektionen
- Beurteilung der Bauwerkssubstanz und der zulässigen Verformungen
- Festlegungen der Injektionsmaßnahme hinsichtlich Geometrie und Injektionsintensität

Für die Setzungsprognose stehen analytische und numerische Verfahren zur Verfügung (Bild 2). Dabei wird neben den absoluten Setzungen vor allem auf Differenzsetzungen Bedacht genommen. Das einfachste Verfahren ist die Verwendung der Gauß'schen Kurve. Dazu sind zur Beschreibung der Verformung lediglich das gesamte Setzungsvolumen sowie der Wendepunkt erforderlich. Die Anwendung dieses vereinfachten Verfahrens ist in der Regel auf die erste Abschätzung der Setzung bei vorliegenden lokalen Erfahrungswerten. In der Regel wird auf die Finite Elemente Methode zurückgegriffen, um das Verformungsverhalten zu beschreiben. Bei Vorliegen einer entsprechenden Bodenbeschreibung können bei Verwendung hochwertiger Stoffgesetze aussagekräftige Setzungsprognosen erstellt werden,

die neben den Bodeneigenschaften auch den Einfluss der Bebauung (z.B. die Bauwerkssteifigkeit) berücksichtigen.

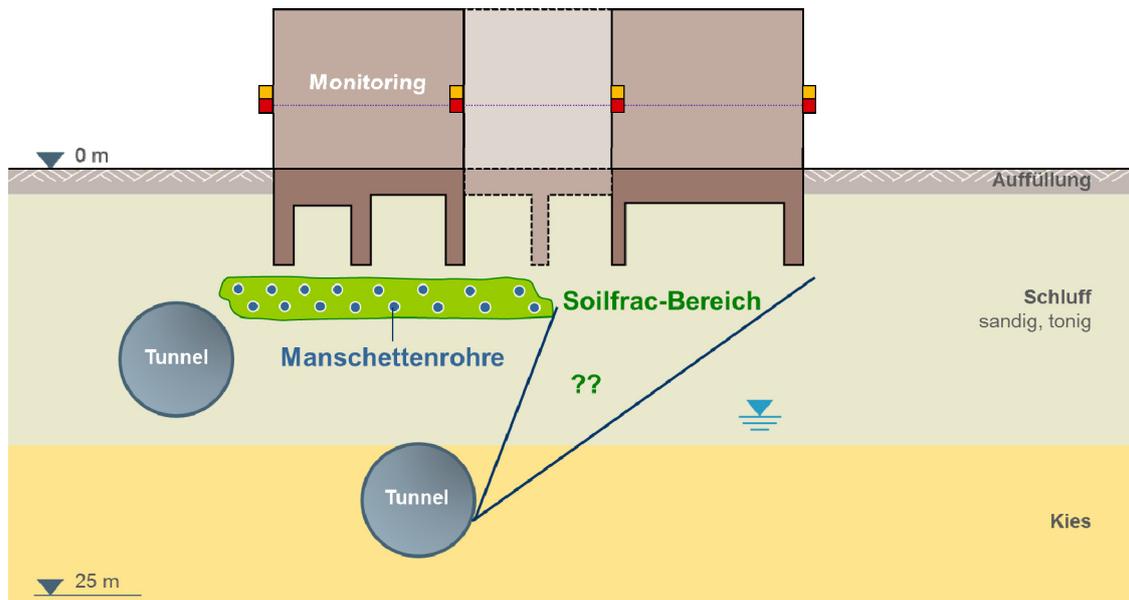


Bild 1: Design-Situation für Kompensationsinjektionen (Systemschnitt)

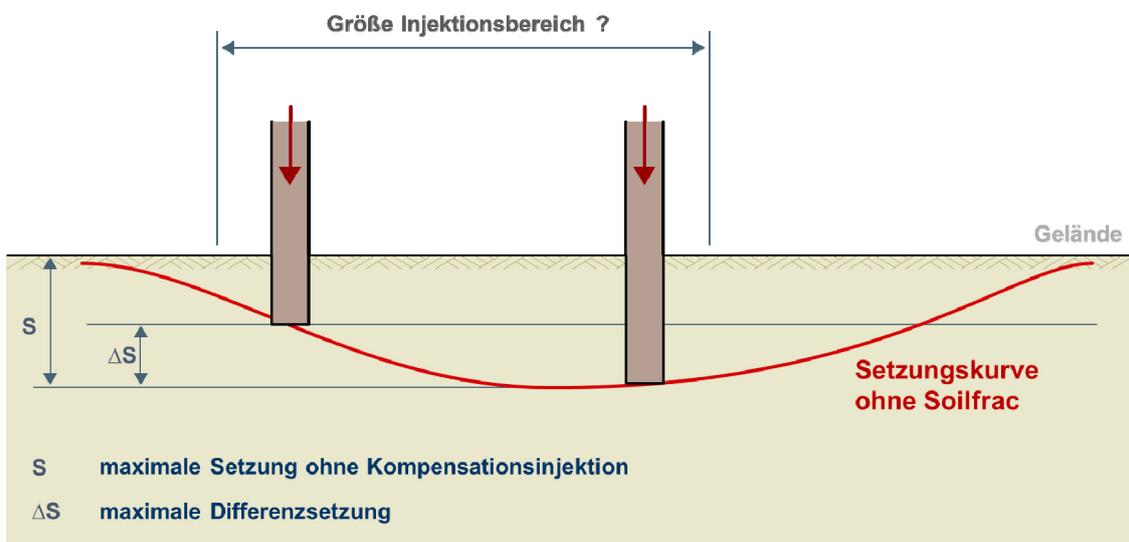


Bild 2: Vereinfachte Setzungsprognose ohne Einsatz von Kompensationsinjektionen

Für die Beurteilung der Bausubstanz in Bezug auf das verträgliche Verformungsmaß kann auf Richtwerte in der Literatur verwiesen werden (Fillibeck 2012). Sollten genauere Angaben zu den Bauwerken erforderlich sein, können numerische Verfahren Ausschluss geben. Ein entsprechendes Beispiel ist in Bild 3 dargestellt.

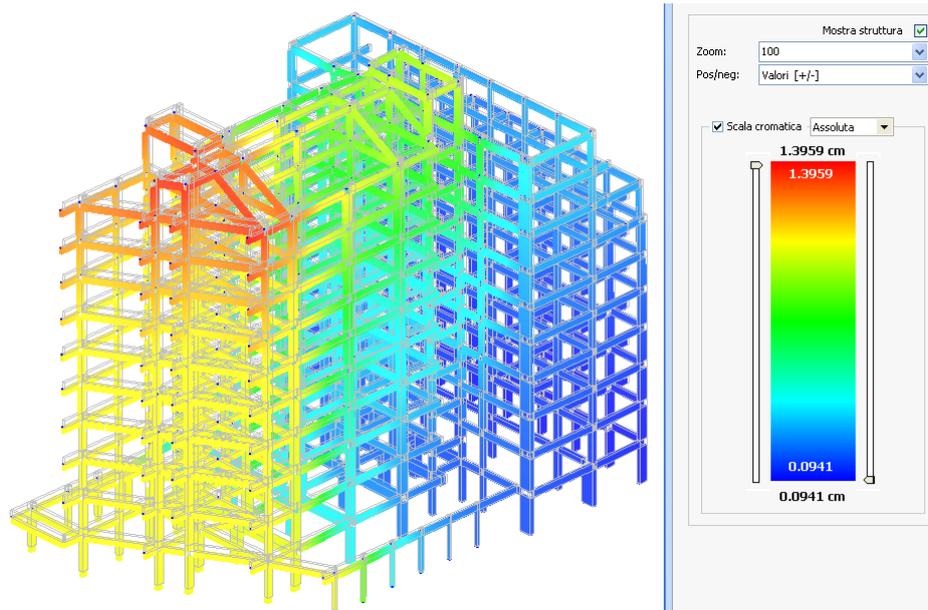


Bild 3: Numerische Analyse des Verformungsverhaltens eines Bauwerks im Lastfall ‚Setzungen infolge Tunnelvortrieb‘

Als Abschluss der Beurteilung ist die Aussage bezüglich der zulässigen absoluten und differentiellen Verformungen zu treffen. Regelmäßig wird die Differenzverformung als der kritische Parameter zu betrachten sein. Als praktischen Überlegungen wird selten gefordert, dass keine Bauwerksverformungen auftreten dürfen, also sämtliche Bewegungen im Baugrund eliminiert werden.

Wie in Bild 4 gezeigt, ist das zu kompensierende Volumen als Differenz zwischen dem ohne Injektionsmaßnahme und dem zulässigen Volumen zu verstehen. Dieses Volumen muss beim Auffahren des Hohlrums zeitlich gesteuert in den Baugrund injiziert werden, wobei die Effizienz der Injektion zu berücksichtigen ist. Bei der Auswertung von praktisch durchgeführten Projekten wurden Effizienzfaktoren im Bereich von 10 bis 25 % festgestellt. In speziellen Fällen können diese Werte auch darunter oder darüber liegen.

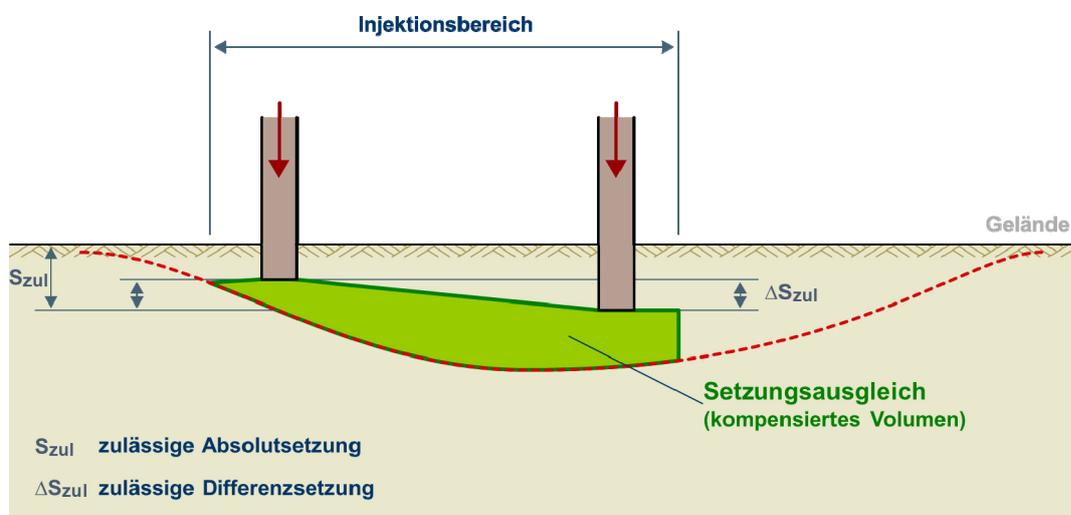


Bild 4: Setzungsausgleich über ein kompensiertes Volumen

Der Vergleich der Oberflächenhebung in der Symmetrieachse ist in Bild 8 dargestellt. Dabei zeigt sich eine qualitativ sehr gute Übereinstimmung der numerischen Rückrechnung mit den in-situ gemessenen Werten. Der Vergleich der Volumina ergibt, dass die Injektionen im FE-Modell einen höheren Effizienzfaktor aufweisen.

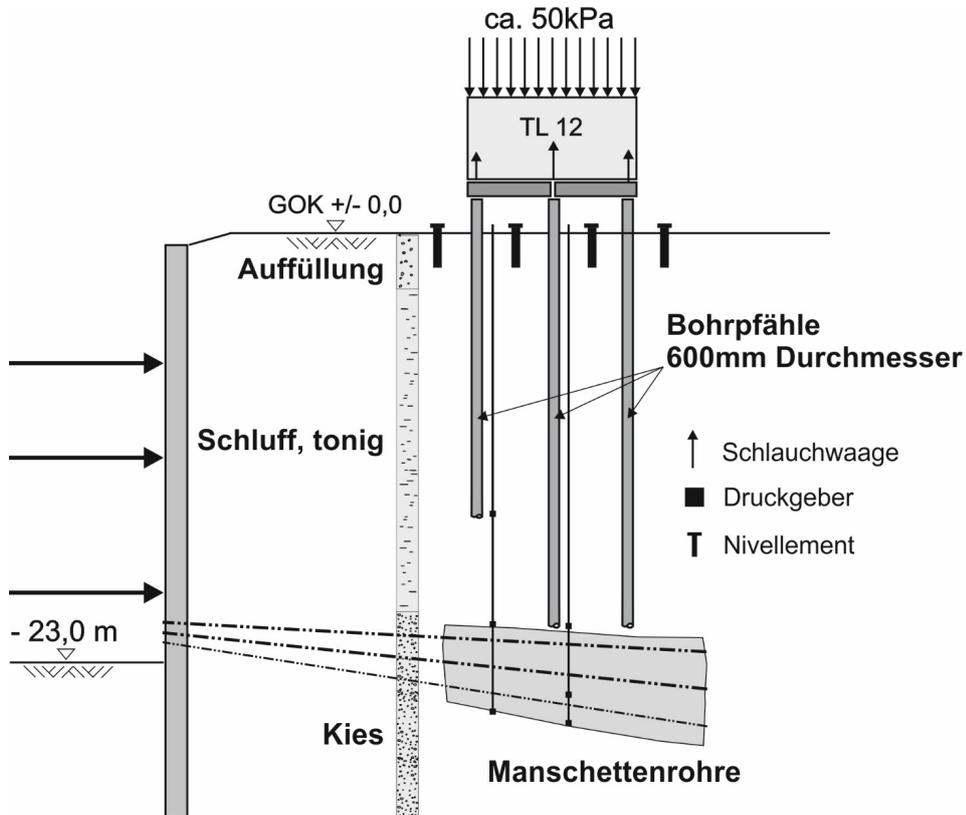


Bild 6: Schnitt durch den Feldversuch

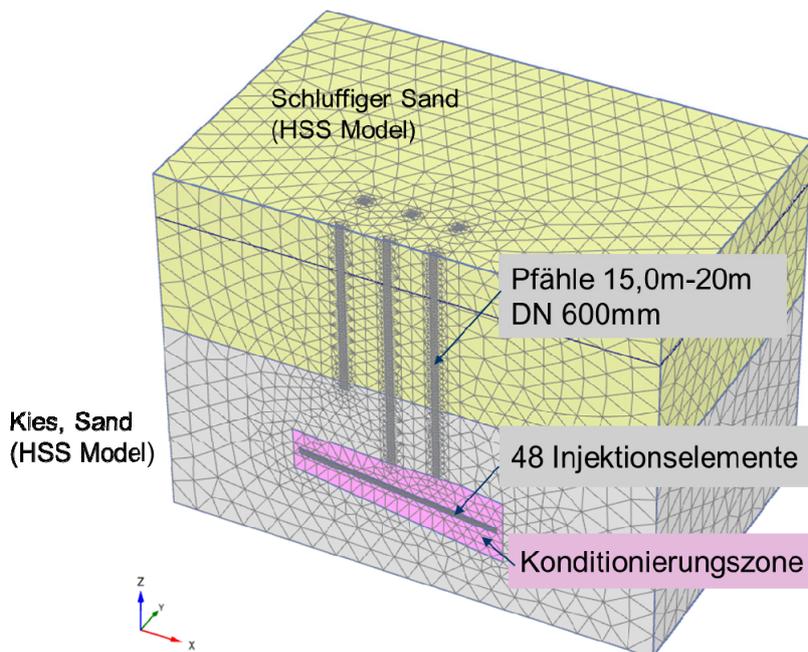


Bild 7: 3D FEM Modell

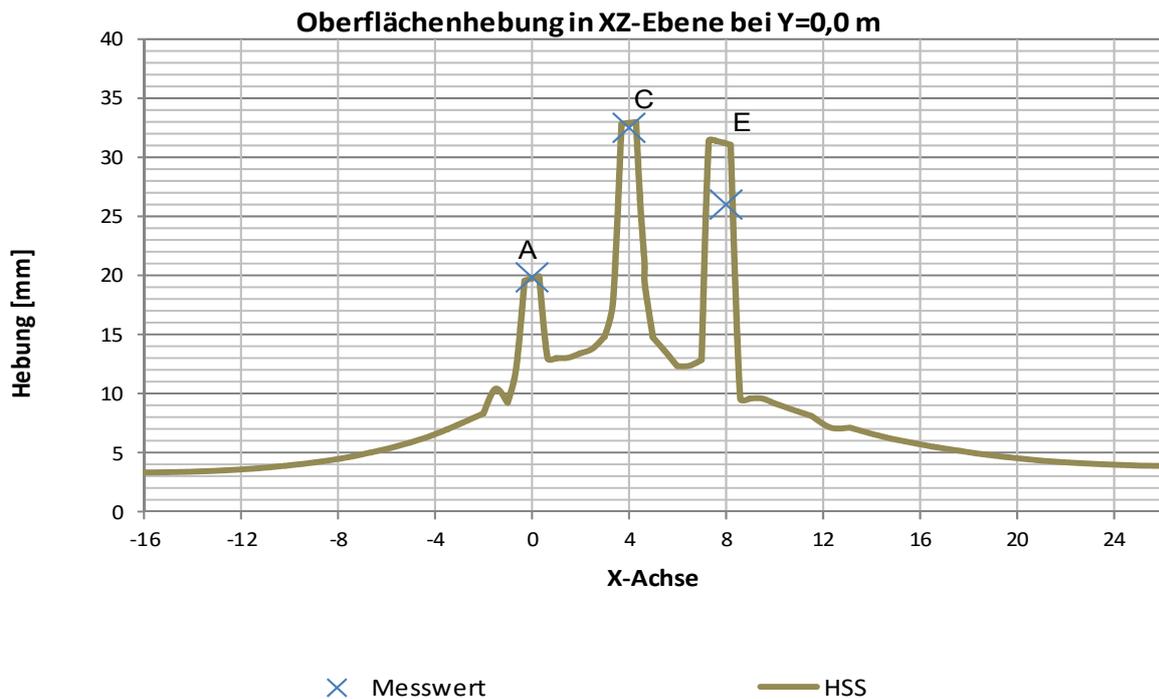


Bild 8: Vergleich der berechneten und gemessenen Verformung in der Symmetrieebene

3 Numerische Modellierung von Verpressankern

3.1 Grundlagen

Beim Spannen von Verpressankern in der Geotechnik ist das Mobilisieren von Schubspannungen im Verbundkörper zu beobachten. Dabei ist dieses Verhalten vor allem an der Schnittstelle Ankermortel - umgebender Boden von großer Bedeutung. Hier werden in der Krafteinleitungsstrecke durch die aufgebrachtten Dehnungen Schubspannungen aktiviert, bis lokal die maximale Schubfestigkeit erreicht wird, und diese auf die Restfestigkeit abfällt. Mit den progressiven Dehnungen kommt es zur Verschiebung der Schubspannungsverteilung nach hinten. Eine vereinfachte Darstellung der ‚Haftspannungsverteilung‘ ist in Bild 9 gezeigt.

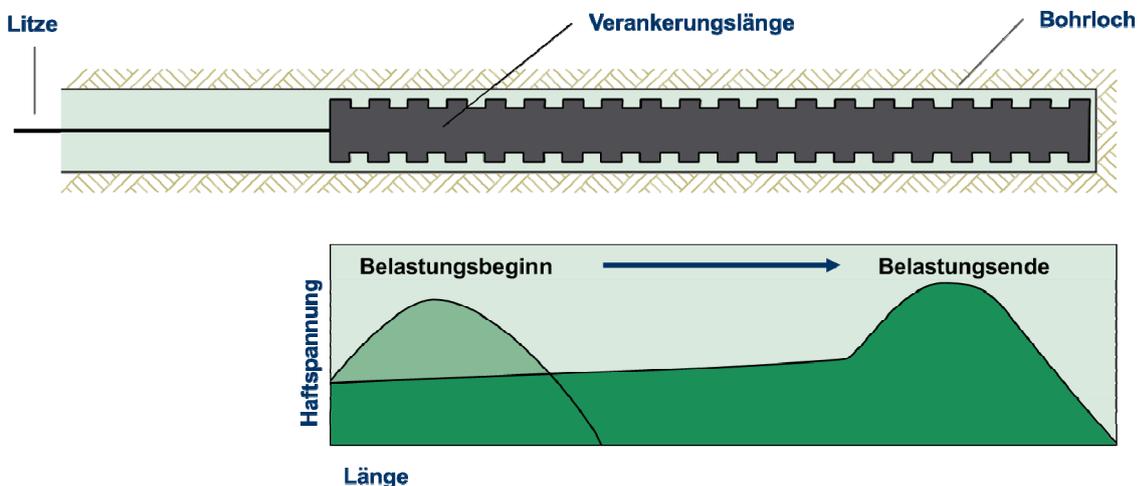


Bild 9: Veränderung der Schubspannungsverteilung während des Spannens

Grundlegende Überlegungen zu dieser progressiven Spannungsverteilung bei Ankern wurden von Ostermayer (1974), für sogenannte Mehrstufenanker von Barley (1997) unter-
nommen. Diese stützen sich vorwiegend auf empirische Untersuchungen.

Im folgenden Kapitel soll auf die numerische Simulation der oben beschriebenen Phänomene eingegangen werden.

3.2 Numerische Simulation von verpressten Litzenankern in Ton

Die numerischen Berechnungen wurden von Watzlik (2015) für einen 4-litzigen Anker für einen überkonsolidierten Tonboden durchgeführt. Die freie Stahllänge beträgt 15 m, die Verankerungslänge 6 m. Der Querschnitt durch den modellierten Anker sowie das abgeleitete Modell sind in Bild 10 gezeigt.

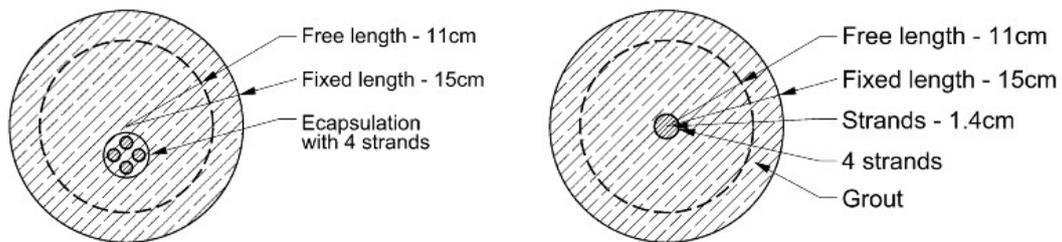


Bild 10: Ankergeometrie (linkes Bild) und Model für FE-Berechnung (rechtes Bild)

Es wurde ein axial-symmetrisches, zweidimensionales Modell abgebildet. Eine Frage war es, den Einfluss der Krafteinleitungsstrecke auf das Tragverhalten zu untersuchen.

Im Referenzfall betrug die Verankerungslänge 6 m ('basic model'), im Vergleichsfall wurde eine 14 m lange Vermörtelung des Ringraums simuliert ('advanced model'). In beiden Fällen würde angenommen, dass der Anker im Bereich der Verbundlänge von 6 m nachinjiziert wurde, wodurch sich eine Aufweitung des Durchmessers von 11 cm auf 15 cm ergibt.

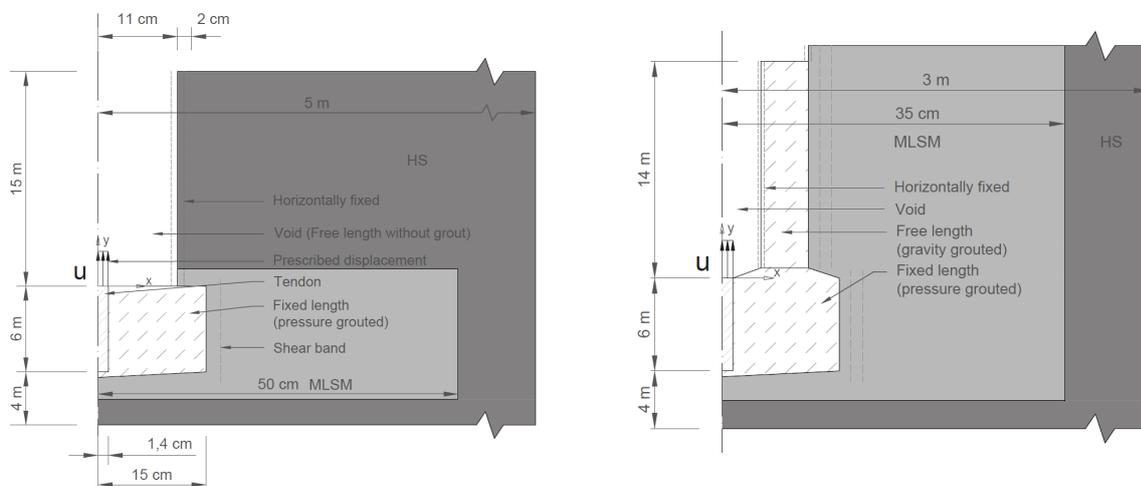


Bild 11: Numerisches Modell – Referenzmodell und Modell mit langer Krafteinleitung

Um den progressiven Bruch modellieren zu können, wurde im Nahbereich der Ton mit einem ‚multilaminate model‘ beschrieben. Dieses Stoffgesetz modelliert volumetrische und deviatorische Verfestigung sowie deviatorische Entfestigung. Für den Bereich geringere Schubverformung wurde das elasto-plastische ‚hardening soil model‘ verwendet. Für den Ankermörtel wurde das ‚Mohr-Coulomb model‘ bzw. ein Stoffgesetz mit Verfestigung-Entfestigung und Zugentfestigung verwendet.

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen das progressive Verhalten. Mit zunehmenden aufgebrachtten Verformungen bis 1,2 cm am Ankerkörper steigen die Schubspannungen bis zum Maximalwert, dieser verschiebt sich Richtung hinteres Ende des Verbundkörpers. Mit Schubspannungszunahme kommt es auch zu einer Zunahme der Normalspannungen (Bild 12).

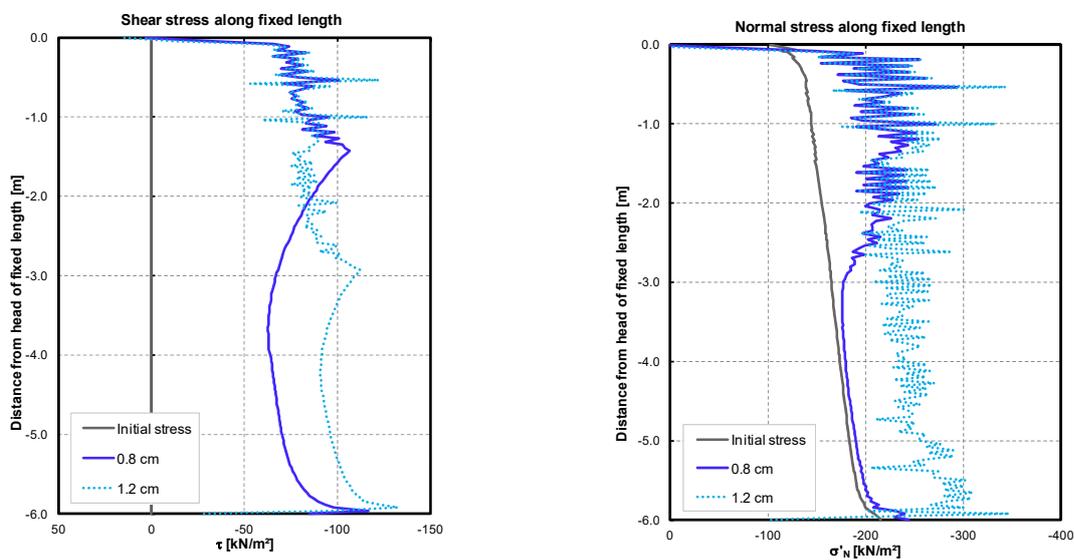


Bild 12: Numerisches Modell – Referenzmodell und Modell mit langer Krafteinleitung

Der erhebliche Einfluss der Länge der Krafteinleitung ist in Bild 13 gezeigt. Beim Referenzmodell wird eine Tragkraft von ca. 680 kN erreicht, während bei der auf 14 m verlängerten Krafteinleitung diese um ca. 90 % höher ist. Der Einfluss der Stoffgesetzes für den Ankermörtel ist von geringerer Bedeutung.

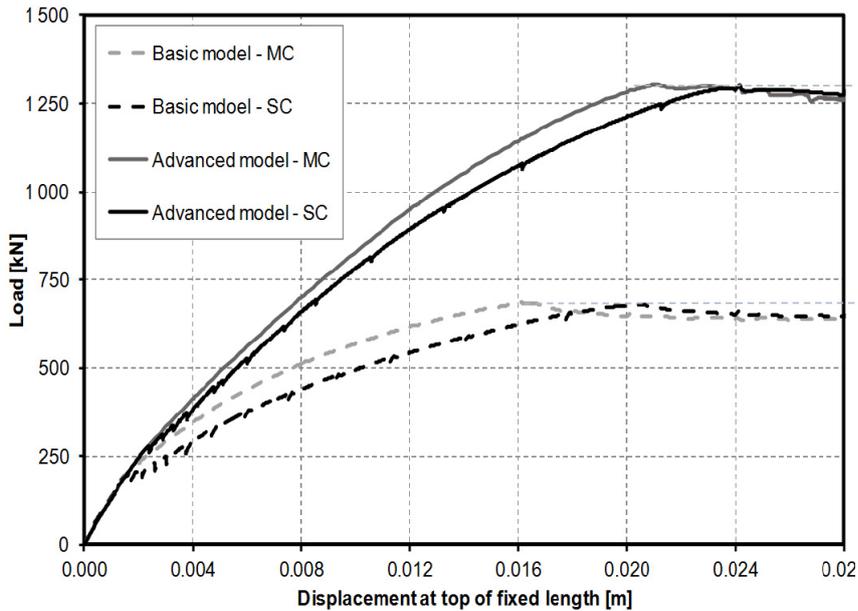


Bild 13: Einfluss der Kräfteileitungslänge auf die Ankertragkraft

4 Durchführung eines Ankerversuches

Qualitativ wurde das zuvor beschriebene Tragverhalten an einem 11-Litzen-Versuchsanker in einen sehr steifen bindigen Boden untersucht. Die gesamte Ankerlänge betrug 20 m, davon waren 8 m Verankerungslänge.

Beim Spannen des Ankers wurde im Ankermörtel beobachtet, das die Dehnungen im Ankermörtel mit jeder Laststufe zunehmen und das sich im Bereich vor der Verankerungslänge bedeutende Stauchungen ergeben Bild 14).

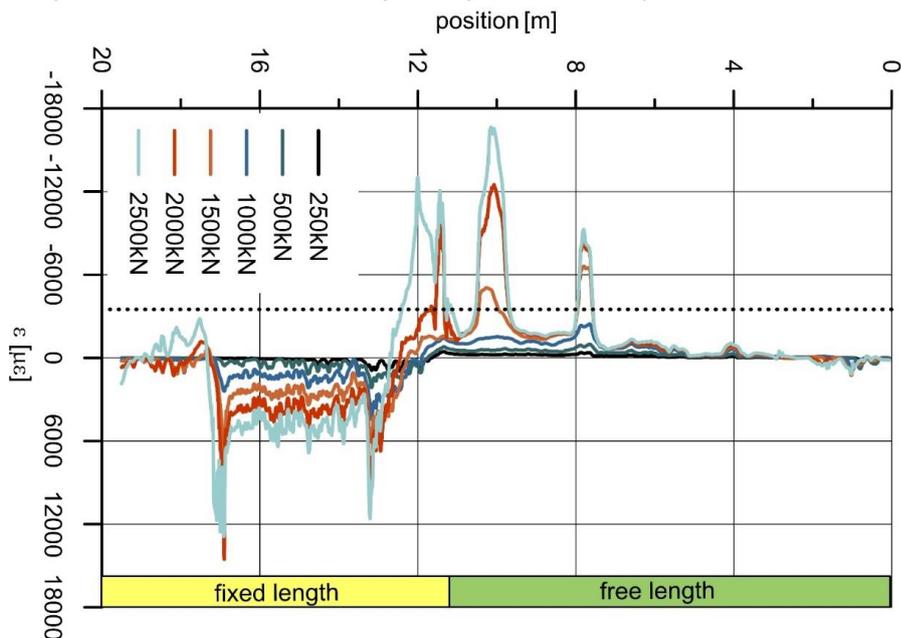


Bild 14: Dehnungen im Vermörtelungskörper

5 Literatur

Barley, A.D. (1997): Theory and Practice of the Single Bore Multipole Anchor System. Proceedings of the International Symposium on Anchors in Theory and Practice, Salzburg, 1997, S. 293-301

Brunner, Ch. (2015): Numerische Modellierung von Hebungsinjektionen einer Pfahlgruppe. MSc Thesis, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, 2015

Fillibeck, J. (2012): Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität München, Heft 50, 2012

Kummerer, C. & Sciotti, A. (2013): Compensation Grouting with Shallow and Deep Foundations – case study from the Metro B1 in Rome. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013, S. 1743-1746

Ostermayer, H. (1974): Construction Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors. Proceedings of the Conference on Diaphragm Wall and Anchorages, ICE, 1974, S. 141-151

Watzlik, L. (2015): Numerical studies on progressive failure of ground anchors. MSc Thesis, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Universität Graz, 2015

Schlitzwände und Pfähle für die größte Hängebrücke Afrikas in Mozambique

Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. Stefan Tavares Bollow
GAUFF Engineering GmbH & Co. KG, Nürnberg

Bai Penyu, Wang Gang
China Road and Bridge Corporation (CRBC), Peking

1 Allgemeines

Für die Infrastruktur im Süden von Afrika sieht der Masterplan eine östliche Verbindungsstraße von der Hauptstadt Maputo in Mozambique nach Südafrika vor. Diese kreuzt die Bucht vor Maputo mit einer Hängebrücke, die die zurzeit größte im Bau befindliche Hängebrücke von Afrika ist. Die Bauarbeiten begannen Mitte 2014 und dauern 39 Monate.

Die Ausführung liegt in Händen der Firma China Road and Bridge Corporation, die sich auch für das Design verantwortlich zeichnet. Die komplette Bauüberwachung sowie die Verifizierung des Designs nach dem Eurocode für den chinesischen Entwurf liegen in der vertraglichen Verantwortung von GAUFF Engineering GmbH & Co. KG, Nürnberg.

Die Finanzierung erfolgt über Banken aus China. Der EPC Vertrag gem. FIDIC wurde im Jahr 2011 unterzeichnet. Die Aufgaben der am Projekt beteiligten deutschen Ingenieure liegen neben der Bauüberwachung auch im Vergleich von Berechnungen nach Chinesischen Normen mit dem Eurocode, auf Wunsch des Bauherrn die sogenannte „Verification“ des Designs.

Der Spezialtiefbau weist bei diesem Projekt eine beträchtliche Bandbreite von Verfahren auf: Schlitzwände für die Verankerungsschächte, Großbohrpfähle bis 2,20 m und 110 m Länge, Baugrundstabilisierung durch mixed-in-place Säulen, HDI unterhalb der Schlitzwände und seitlich zur zusätzlichen Bodenstabilisierung sowie Abdichtungsarbeiten am Schacht durch Injektionen, Grundwasserabsenkungen inner- und außerhalb der Schächte, Probelastungen an Pfählen mit eingebauten Hydraulikzylindern (System „Osterberg“), Großversuche zur Ermittlung der Reibung auf der Sohle für den Ankerblock und auch Spundwandarbeiten.

Die beiden Schlitzwandschächte für das Verankerungsbauwerk haben eine Aushubtiefe von 17,50 m (Nord) und 37,50 m (Süd) und gehören zu den derzeit größten Schlitzwandschächten weltweit.

2 Projekt Hängebrücke und Vorlandbrücken

An die Hauptbrücke schließen sich im Norden und Süden je eine Vorlandbrücke unterschiedlicher Bauart an. Bedingt durch die örtlichen Gegebenheiten wird im Norden eine 1085 m

lange gekrümmte und geneigte Brücke im Freivorbau erstellt und im Süden eine Fertigteilbrücke von 1.224 m Länge.

Von den zurzeit 100 größten Hängebrücken weltweit sind in den letzten 20 Jahren ca. 30% davon in China erbaut worden. Das unterstreicht die chinesische Erfahrung bei dieser Bauart; die Spannweite von 680 m macht sie zur größten Hängebrücke in Afrika und zur derzeitigen Nr. 53 weltweit. Die Hauptkabel sind landseitig jeweils in einem Ankerblock mit einer massiven Stahlkonstruktion verbunden und liegen in einem Schlitzwandschacht mit 50 m Durchmesser. Die hohen Bauwerkslasten erfordern Pfahlgründungen mit $d = 1,50$ m bzw. $2,00$ m für die Vorlandbrücken sowie mit $d = 2,20$ m für die beiden Pylone; die Längen der Pfähle reichen bis 110 m tief in den Tonstein. Insgesamt wurden 331 Pfähle abgeteuft und die Tragfähigkeit unter Gebrauchslast reicht bis 15 MN.

Der Entwurf folgt den Bemessungsregeln der Chinesischen Normen. Eine Prüfung des Gesamtkonzeptes der Brücke erfolgte vorab durch einen international anerkannten Consulting über einen „Category III Check Report“. Das Land Mozambique richtet sich in der Normung im Wesentlichen nach den SATCC Richtlinien für die südlichen Staaten von Afrika.

3 Baugrund

Der Baugrund besteht aus dem für die Küstenregion typischen Schichten mit Auffüllungen und Schlick in den oberen Lagen, Feinsanden und Tone und darunter liegende Sand- und Tonsteinschichten.

Aus der umfangreichen Baugrunderkundung ergaben sich folgende Schichtungen:

- bis ca. -2 m künstliche Auffüllungen
- bis max. -12 m mittlere Sande
- bis ca. -21,5 m sehr weicher Schluffstein
- von -21,5 m bis max. -68,0 m weicher Feinsandstein mit zum Teil starker Verwitterung zwischen -21,5 m bis -31,4 m
- ab -68,0 m weicher Tonstein bis in größere Tiefen.

Aufgrund dieser Baugrundbedingungen und dem hohen Grundwasserstand sowie der internationalen Erfahrung von CRBC bei ähnlichen Verhältnissen und Projekten wurde das suspensionsgestützte Bohrverfahren für alle Bohrpfähle ausgewählt.

4 Beton

Der Beton für die Gründungen und die Schlitzwände hatten der besonderen Herstellung des Unterwasserbetons zu genügen. Der ausgewählte Beton hatte einen hohen Anteil an Flugasche, die aus Südafrika angeliefert wurde. Das wesentliche Kriterium war die „workability“ über eine Zeit von ca. 16 h. Die Herstellung erfolgte rund um die Uhr im Schichtbetrieb. Umfangreiche Voruntersuchungen wurden in die Entwicklung dieses für Mozambique neuartigen Betons gesteckt (Seitz, Bai und Swanepoel, 2016).

5 Schlitzwandschächte für die Verankerung der Haupttragseile

Für diese Hängebrücke erfolgen die Verankerungen der Hauptseile in massiven Verankerungsblöcken. Diese befinden sich in einem Schlitzwandschacht auf der Nord- (= Maputo) und auf der Südseite (= Katembe). Der Abstand der Kabelverankerung bis zum Pylon beträgt i.M. 272 m. Die Arbeiten für die Schlitzwände begannen im Januar 2015. Der Schacht hat einen äußeren Durchmesser von 50 m, die Wanddicke beträgt 1,20 m und die Schlitzwandlamellen sind bis zu 56 m tief. Sie wurde in 22 Lamellenabschnitten mit den Primär- und Sekundärlamellen für die Herstellung eingeteilt.

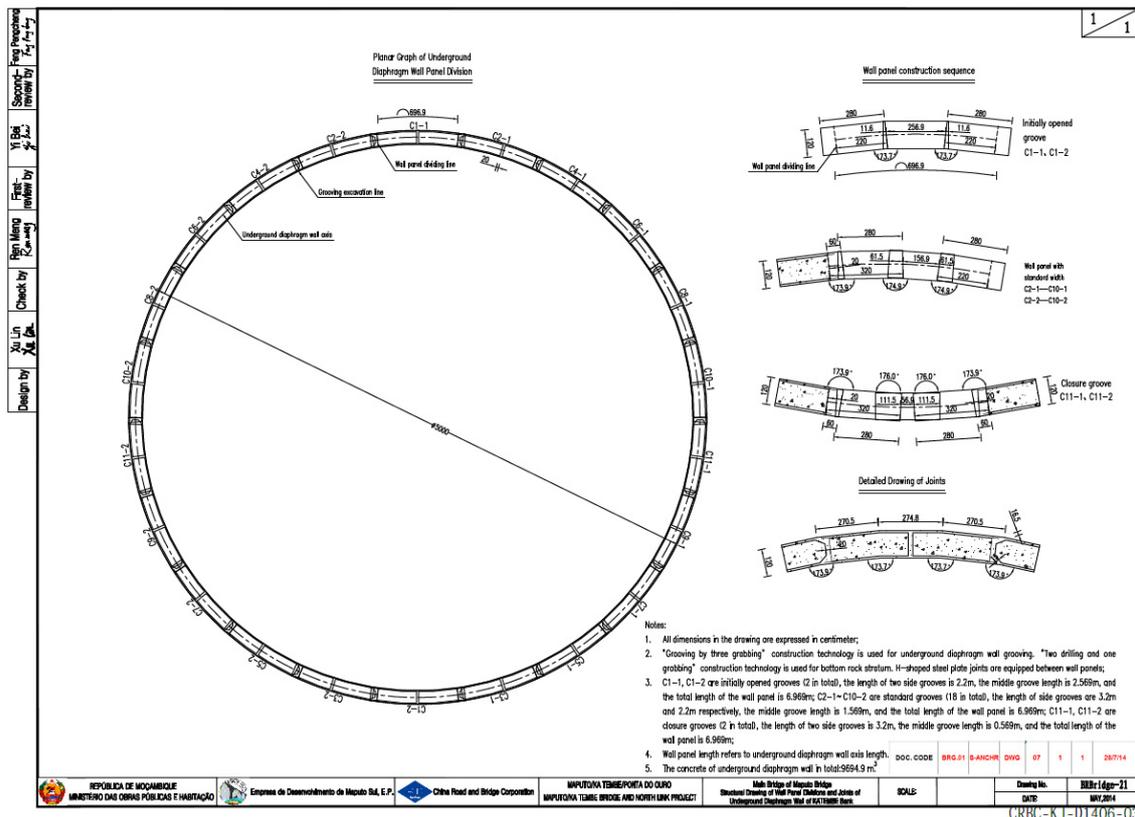


Bild 1: Planübersicht für die Schachterstellung

Die Arbeiten für das Gesamtbauwerk „Schacht“ erfolgten in der Reihenfolge:

Mixed-in-place Bodenverbesserung: die nicht tragfähigen oberen Schichten auf der Südseite machten eine Bodenstabilisierung vor Aushubbeginn erforderlich. Dazu wurden mit dem mixed-in-place Verfahren ca. 2.000 m² bis zu einer Tiefe von 12 m verbessert. Auf der Nordseite war dieses nicht erforderlich, jedoch wurden hier alte Kaimauern angetroffen, die zu Behinderungen bei den Arbeiten führten.

Herstellen der Leitwand: der Bau erfolgte im Ortbetonverfahren.

Herstellen der Primär- und Sekundärlamellen: die Aushubarbeiten erfolgten mit Hydraulikbaggern und –greifern; diese gewährleisteten eine stabile und vertikale Führung bis auf

Endtiefe. Als Abschalelemente zwischen den Lamellen wurden eigens entwickelte Stahlprofile in Verbindung mit der Schlitzwandbewehrung verwendet.



Bild 2: Aushubarbeiten für die Schlitzwand

Bentonitsuspension: diese wurde kontinuierlich während des Aushubvorganges gereinigt (Sandgehalt <1,5%) und laufend - je nach Verlusten - mit frischer Suspension beaufschlagt.

Prüfungen Vertikalität und Aushubprofil der Lamellen: mit den international verfügbaren Geräten („Koden“) wurde kontinuierlich neben dem Profil auch die Vertikalität überprüft.

Einbau der Bewehrungskörbe und der „Abschalelemente“: die bis zu 30 to schweren Teil-Bewehrungskörbe hatten im Übergangsbereich zu den Nachbarlamellen speziell geformte Stahlprofile. In die Bewehrungskörbe wurden Stahlrohre für die Betonprüfung durch „Crosshole Sonic Logging“ (CSL) installiert.

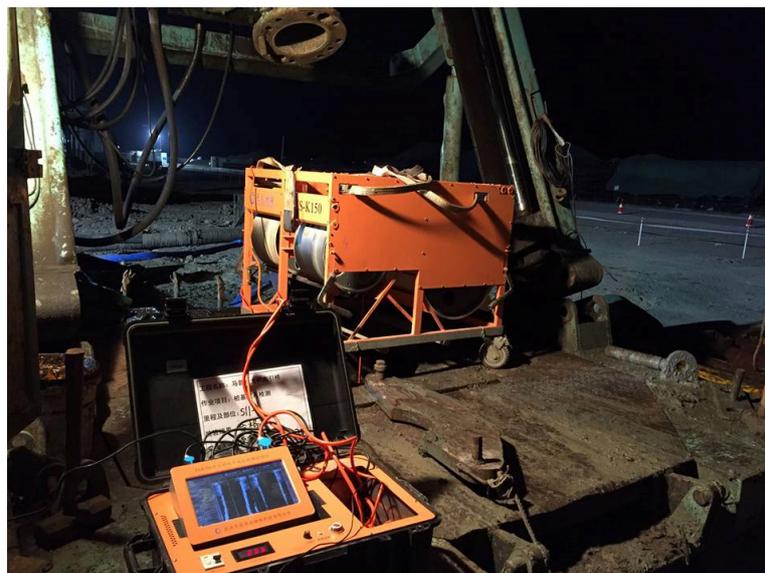


Bild 3: Messgerät für die Neigungs- und Profilmessung der Schlitzwandlamellen



Bild 4: Einbau des Bewehrungskorbes für die Schlitzwand mit seitlichem „Abschalelement“

Betonieren: der Betoneinbau von bis zu 550m³ für eine Lamelle erfolgte mit bis zu 3 Mischfahrzeugen gleichzeitig.

Injektionsschleier unterhalb der Schlitzwandlamellen: dieser wurde in einem Sektor des Schachtes zur Erhöhung der Abdichtung gegen seitlichen Wassereintritt aus den Tonsteinen und zur Vergrößerung der Umströmungstrecke vorgesehen.

Prüfung des Schlitzwandbetons sowie der Übergänge zwischen Lamellen: ein großer Teil der Qualitätskontrolle nahm die Untersuchung der Betonqualität in den Lamellen selbst wie auch für die Fugen zwischen den Einzellamellen ein.

Fortschreitend mit dem Aushub wurde die Schlitzwand durch einen inneren Ortbetonring aus 6 horizontalen Teilsegmenten verstärkt. Dieser ist im oberen Teil 1,50 m stark und wird mit zunehmender Tiefe auf 2,50 m ausgebaut.

Die Schlitzwandherstellung mit den Prüfnachweisen und der Überwachung während der Herstellung folgt dem internationalen Stand der Technik für schwierigste Schlitzwandbauwerke, s. a. Xanthakos (1978), Seitz (1991).



Bild 5: Messrohre für die „CSL“ Prüfung in der Schlitzwand



Bild 6: Schlitzwandschacht Süd nach der Fertigstellung

6 Technische Besonderheit des südlichen Schlitzwandschachtes

Dieser Schacht weist mit seiner Lage an der Bucht von Maputo und bei den ungünstigen Baugrundverhältnissen einen hohen Schwierigkeitsgrad bei der Herstellung auf. Dazu mussten umfangreiche Maßnahmen vorgehalten werden:

Grundwasserabsenkung: Brunnen inner- und außerhalb

Innerhalb des Schachtes und auch außerhalb waren insgesamt 12 Brunnen kreisförmig angeordnet, um einen vorlaufenden Absenkungsbetrieb und auch eine permanente Absenkung während des Aushubes zu gewährleisten. Die Wasserstände wurden täglich überwacht.

Innenschale

Die eingebaute Innenschale verleiht dem Schacht eine zusätzliche Stabilität und Sicherheit gegen Unwägbarkeiten. Bild 7 zeigt die freigelegte Innenseite der Schlitzwand bei einer Aushubtiefe von 20 m.



Bild 7: Schlitzwand in ca. 20 m Tiefe – oberhalb ist der eingebaute Aussteifungsring sichtbar

Schachtverformung

Die Verformungen durch den fortschreitenden Aushub wurden wöchentlich überwacht und mit der statischen Berechnung verglichen. Die maximale Verformung lag unter 25 mm bei einer Aushubtiefe von 37,5 m auf der Südseite.

Baugrundverbesserung in der Schachtsohle

Wie sich beim Aushub zeigte, änderte sich der Baugrund bereichsweise erheblich. Bei Erreichen der Sollaushubtiefe von 32,50 m zeigte sich bei ca. 2/3 der Fläche ein geringer tragfähiger Baugrund und die Schachtsohle wurde daraufhin um 5 m tiefer gelegt. Für die Baugrunderkundung im Schacht lag ein detaillierter Aufschluss vor Beginn der Arbeiten vor, der diese flächenhafte Veränderung allerdings nicht erfasste. Auch unterhalb der neuen Aushubtiefe war der Baugrund nicht wesentlich tragfähiger. Vorgeschrieben war aus dem Design eine Tragfähigkeit von 42,50 kN/m². Durch diese Veränderungen wurde der gesamte

Sohlbereich mit 11 Lastplattenversuchen (600 mm Lastplatte) überprüft und eine Bodenverbesserung wie folgt vorgenommen:

- ein Drittel der Sohlfläche konnte wie vorgefunden belassen werden.
- Bei einem weiteren Drittel wurde der Boden bis zu einer Tiefe von 1,50 m gegen Beton C20 ausgetauscht (Pilgerschrittverfahren mit max. 10 m² Fläche Aushub).
- das dritte Drittel wurden über Betonsäulen (unbewehrte Pfähle d = 1,50 m) mit Tiefen bis zu 12 m verbessert

Das Bauwerk des Ankerblockes im Endzustand hat ein Gewicht von ca. 170.000 to.



Bild 8: Bodenverbesserung auf der Sohle vom Schacht Süd

7 Bohrpfahlgründungen

Für die Bemessung der Gründungspfähle gab es keine Vergleichsprojekte mit Erfahrungswerten aus Mozambique. Das Design erfolgte auf den Kenntnissen der Baugrunduntersuchungen und deren systematischen Auswertungen. Diese wurden ca. 2 Jahre vor den eigentlichen Bauarbeiten begonnen. Das Design unterliegt chinesischen Normen. Aufgabe von GAUFF Engineering war es unter anderem dieses mit den geotechnischen Normen des Eurocodes abzugleichen („Verification“). Bei Abweichungen aus den Vergleichsuntersuchungen gab es die Anweisung des Bauherrn die Ergebnisse von EC 7 im Hinblick auf Pfahllängen und Bewehrungsgehalte zu verwenden. Die Betonüberdeckung wurde gem. den Umweltbedingungen und den weiteren Richtlinien aus China auf 8 cm festgelegt.

Vor Beginn der Pfahlherstellung wurde in 3 Grundsatzversuchen die Tragfähigkeit anhand von Probelastungen überprüft. Ein Pfahl war ein späterer Bauwerkspfahl und 2 Pfähle

wurden eigens für die Probelastungen erstellt. Damit konnten die Pfähle in ihren Längen und bei gegebenen Durchmessern ($d = 1,50\text{ m}$, $2,00\text{ m}$ und $2,20\text{ m}$) optimiert werden. Die Testpfähle hatten Längen von $55,30\text{ m}$ (eingebauter Hydraulikzylinder bei $50,30\text{ m}$), $55,30\text{ m}$ ($46,30\text{ m}$) und $101,80\text{ m}$ ($71,80\text{ m}$). Die Versuche wurden von der Universität Nanjing begleitet.

Bei den Pylonen wurde für die jeweils 24 Pfähle ein verbleibendes Schutzrohr von 20 m Länge eingebaut. Dieses Verfahren kann als Standard für große Pylon Gründungen im Wasser angesehen werden, wie z.B. bei der Vasco da Gama Brücke in Lissabon, Pont de Normandie und anderen, s.a. Moormann/Svensson/Humpf, Arz/Seitz, Seitz/Schmidt.

Die Gründungsarbeiten für die 3 Brücken lassen sich in 4 Abschnitte unterteilen: Vorlandbrücke Nord (114 Pfähle; $d = 1,50\text{ m}$ / $2,00\text{ m}$ und $L < 60\text{ m}$) und Pylon (24 Pfähle, $d = 2,20\text{ m}$, $L < 97\text{ m}$) und im Süden Pylon (24 Pfähle, $d = 2,20\text{ m}$, $L < 110\text{ m}$) und Vorlandbrücke (169 Pfähle, $d = 1,50\text{ m}$ / $2,00\text{ m}$, $L < 73\text{ m}$).



Bild 9: Pfahlherstellung - Lufthebebohrverfahren

Alle Pfähle wirken als Reibungspfähle. Für das Abbohren in den oberen weichen Schichten mit dem hohen anstehenden Grundwasserspiegel wurde ein wiederverwendbares Stahlrohr verwendet. Dieses hatte eine Länge von 12 m . Es diente dazu die Vertikalität zu gewährleisten und die Bohrwerkzeuge zwangszuführen.

Die Herstellung der Pfähle folgte dem Stand der Technik für das Lufthebebohrverfahren, s.a. FHWA 2010, Seitz/Schmidt 2000. Aufgrund der direkten Nähe zum Meer wurde vorbehandeltes Bentonit (lokal und importiert) für die Bohrspülung eingesetzt. Die Herstellung lief wie folgt ab: Einbau wiedergewinnbares Stahlrohr von 12 m Länge, Aushub bis auf Endtiefe,

Reinigung der Bentonitsuspension (< 1,5% Sandgehalt), Prüfung auf Vertikalität und Profiltreue der Bohrung („Koden“), Einbau des Bewehrungskorbes mit bis zu 3 Teilkörben, Betonieren und abschließende Qualitätskontrolle Pfahlbeton: „CSL“ Test nach 28 Tagen.



Bild 10: Neigungsmessung mit Kaliberkorb



Bild 11: Einbau Pfahlbewehrungskorb am Südpylon

Die Arbeiten erfolgten durch erfahrene Bohrmannschaften. Diese kamen aus China und wurden mit lokalen Fachkräften verstärkt. Die Baustelle arbeitete rund um die Uhr bei 7 Tagen pro Woche – sowohl bei der Schlitzwand wie auch den Bohrpfählen.

8 Allgemeine Besonderheiten des Projektes

Nachfolgend sind einige der Themen zusammengestellt, die bei einem internationalen Projekt dieser Größenordnung und Bedeutung beachtet werden sollten. Sie betreffen Bereiche wie z. B. die Normung, Baustellenabwicklung, Personal sowie die Aufgabe Deutscher Consultants im Ausland.

Für die vergleichenden Untersuchungen („Verification“) von Normen aus China und Europa gibt es wenige Gegenüberstellungen in der Geotechnik. Während in anderen Bereichen, wie bei Handelsprodukten Forschungsvorhaben bestehen und von der EU gefördert werden, sind bei Projektabwicklungen im Bauwesen nur sehr vereinzelt Vergleiche zu finden. Hier ergibt sich ein Ansatz für Forschungsarbeiten sowie auch der Austausch von Erfahrungen mit Universitäten aus China, insbesondere da die TUM mit 17 Universitäten in China eine Partnerschaft vereinbart hat. Diese kann auch im Rahmen der o.a. Thematik ausgebaut werden. So wie der Europäische Verband der Spezialtiefbauer (EFFC) mit dem amerikanischen Deep Foundation Institute (DFI) eine erfolgreiche Partnerschaft in den vergangenen Jahren aufgebaut hat, kann sich eine intensivere Zusammenarbeit in der Geotechnik zwischen Europa und China entwickeln; beispielhaft in dieser Richtung sind zum Beispiel die Straßenbauaktivitäten der TU Delft (4th Chinese European Workshop on Pavement Design, 2016).

Ein Blick in die Normung zeigt, dass die Entwicklung in Europa über Jahrzehnte einen sehr detaillierten und erschöpfenden Stand erreicht hat. Durch die außerordentlichen Aktivitäten und Bauvorhaben in China in den vergangenen 25 Jahren hat sich hier ein großer Nachholbedarf entwickelt. Die erste Generation der Normen wird dort zurzeit landesweit überarbeitet. Langzeiterfahrungen von Bauwerken über 25 Jahre liegen nur vereinzelt vor. Hier ist die weitere Entwicklung aufmerksam zu verfolgen. Eine erste Bewertung chinesischer Ingenieure über die Anwendung des Eurocode findet sich in der Literatur wie folgt: „...der Eurocode ist eher theoretischer Natur, der sich auf Grundsätze und Konzepte bezieht, während die Chinesischen Normen von der Berechnung kommend eher auf Praxis und experimentellen Daten beruhen...“.

Deutsche Firmen des Spezialtiefbaues, die verbundenen Maschinenhersteller sowie Deutsche Consultingbüros arbeiten erfolgreich weltweit und genießen einen guten Ruf. Letztere arbeiten als Berater von Bauherren und/oder als Subunternehmer von Baufirmen. Neu für das laufende Projekt in dieser Größenordnung ist das direkte Zusammentreffen einer chinesischen Baufirma und eines Deutschen Consultant in der Bauüberwachung und Designüberprüfung. Dieses wurde durch einen besonderen Vertrag unter Einflussnahme des Bauherrn geregelt. Der Bauherr hat davon unabhängig für Sonderthemen einen international tätigen Consultant beauftragt.

Bei allen Beteiligten geht es – besonders unter dem Gesichtspunkt des EPC Vertrages – um die gemeinsame und erfolgreiche Abwicklung dieses großartigen Projektes, in dem Fachkompetenz gefordert ist. CRBC wird nach den *Engineering News* als drittgrößte Baufirma der Welt geführt und arbeitet in über 50 Ländern weltweit.

In dem Tagesgeschäft bei der Projektabwicklung im Ausland verlässt man den gewohnten Bereich: Lebensweise, Umwelt, Sprache, Kultur etc. Hier treffen und arbeiten in einem afrikanischen Land, Mitarbeiter der Kontinente Afrika, China und Europa in einem gemeinsamen Projekt zusammen. Der Beruf des verantwortlichen Bauingenieurs im Ausland erfordert daher neben dem Fachwissen ein enormes Engagement, auch hat er Aspekte aus dem politischen, sozialen und wirtschaftlichen Umfeld zu berücksichtigen. Nur damit findet auch die Anerkennung über den im Ausland Tätigen seine Rückkopplung nach Deutschland. Unter der Betreuung von GAUFF ergibt sich auf der Baustelle für Bauingenieurstudenten europäischer Universitäten eine einmalige Gelegenheit für ein Auslandspraktikum. So konnten neben Praktikantentätigkeiten auch Masterarbeiten in den Bereichen Baubetrieb, Design und Geotechnik abgewickelt werden. Die tägliche Arbeit in dem Projekt bietet dabei eine Nahtstelle mit Universitäten in Maputo, Deutschland und China sowie dem nationalen Baustofflabor.

Unter dem Motto des Seminars: „Verbindung zwischen Forschung und Praxis in der Geotechnik“ ist für dieses internationale Projekt ein Schritt in Richtung internationaler Zusammenarbeit für die Zukunft getan. Neue Erkenntnisse werden untersucht und in die Praxis einfließen, wie z.B. Verformungen großer Schlitzwandschächte, Erdbebenbemessung, Betonrezepturen mit einem Anteil von bis zu 40% Flugasche etc. - auch der gegenseitige Blick in das Leben und die Denkweise eines Ingenieurs „von einem anderen Kontinent“ wird gefördert.

9 Qualitätskontrolle

Während in Europa über Jahrzehnte ein vielfältiges und flächendeckendes System aus Normen und Vorschriften entwickelt wurde, ist das in einem Land wie Mozambique nicht der Fall. Teilweise wird die Qualitätskontrolle auf den Baustellen über die gemeinsamen Regelungen für den südlichen Teil von Afrika abgedeckt. Für die Schlitzwände und Pfähle sind neben den komplexen chinesischen Vorschriften auch die Europäischen Regelungen für die Bauüberwachung geltend gemacht worden.

10 Zusammenfassung

Der Bau der größten Hängebrücke in Afrika durch ein chinesisches Unternehmen mit deutscher Bauüberwachung stellt eine Herausforderung in technischer und auch sozialer Hinsicht für alle Beteiligten dar. Die Berechnungen nach chinesischen Normen und deren Abgleich mit dem Eurocode, die Herstellung der 331 Pfähle mit Durchmesser 1,50 m, 2,00 m und 2,20 m und der 1,20 m dicken Schlitzwände sind abgeschlossen. Die Schächte für die Verankerung der Hauptseile sind nahezu ausgebaut. Die Arbeiten sind ohne größere Probleme abgelaufen die Setzungsmessungen an den Pylonen werden noch einige Zeit beanspruchen.

Für alle Beteiligten ist die Teilnahme an einem so überragenden Projekt eine herausfordernde Aufgabe. Sie hat zu einer anerkannten und guten internationalen Kooperation geführt, die

in weiteren Herausforderungen in internationaler Qualitätskontrolle und Forschung ihren Niederschlag finden wird.



Bild 12: Süd Pylon im Februar 2016 – gegründet auf 24 Großbohrpfählen



Bild 13: Internationales Team der Baustelle

11 Literatur

- Arz, P., Seitz, J.: Besonderheiten der Bohrpfahlgründungen, Pont de Normandie. Baugrundtagung Dresden 1992, Deutsch Gesellschaft für Geotechnik, 1992
- ASTM D6760, Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing
- EFFC/DFI, Best practice guide to tremie concrete for deep foundations, 1st edition 2016, European Federation of Foundation Contractors, Bromley, UK, 2016
- Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", EA-Pfähle, 2. Auflage, Ernst & Sohn, 2013

- Güttler, U., Seitz, J.: Großer Schlitzwandschacht als Rechenmodell, im Zentrifugenmodellversuch und in der Ausführung, Vorträge der Dt. Baugrundtagung, Karlsruhe, 1990, DGEG, Essen.
- Moormann, Chr., Svensson, H. und Humpf, K.: Gründungsoptimierung im internationalen Großbrückenbau – Neue Entwicklungen und aktuelle Projekterfahrungen; 31. Baugrundtagung, Vorträge, 3. - 6. Nov. 2010, München, S. 211-218
- Rocher-Lacoste, F., Bustamente, M. and England, M.: Bi-directional instrumented load test of a pile bored in Guinea Bissau; Deep Foundations on Bored and Augered Piles, 2009, Taylor & Francis Group London, ISBN 978-0-415-47556-3, p. 263-268
- SATCC, Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts, Sept. 1998, reprinted 2001, prepared by the Division of Roads and Transport Technology, CSIR.
- Schwarz, J., Lange, U.: Brückengründung mit 70 m tiefen flüssigkeitsgestützten gebohrten Pfählen in Benin/Afrika, 19. Christian Veder Kolloquium, Techn. Universität Graz, Graz, 2004, S. 73 - 89
- Seitz, J.: Circular Slurry Wall sets Record in Africa, 4th Int. DFI Conference, 1991, Balkema, Rotterdam, Netherland, ISBN 90 6191 185 0, pp. 133-138.
- Seitz, J., Bai, P. and Swanepoel, D.: Experience of Underwater Concrete for Bored Piles and Diaphragm Walls in Mozambique, RILEM 2016, Cape Town, November 2016
- Seitz, J., Jörger, R. und Horn, W.: Schlitzwandschächte als Baugruben mit extremen Abmessungen, 7. Christian Veder Kolloquium, TU Graz, Graz, 1992, S. 92 - 113
- Seitz, J. und Schmidt, H.-G.: Bohrpfähle, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000
- Sharma, V. J., Vasanvala, S. A., Solanki, C. H.: Effect of Cushion on Composite Piled-Raft Foundation, Journal of Engineering Research and Studies, Vol. II, Issues IV, Oct. – Dec. 2011, p. 132-135.
- Tavares Bollow, S., Streit, B. und Seitz, J. Großbrückenbau am Beispiel von Afrikas größter Hängebrücke in Maputo / Mozambique, Münchener Massivbau Seminar 2015, Herausgeber: O. Fischer, Technische Universität München, Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2015, S. 97 – 110.
- Technical Specifications for Construction of Highway Bridges and Culverts, JTJ 041-2000, Professional Standard of the Peoples Republic of China, Beijing 2000, Republic of China
- Tong, X.: Chinesisches Regelungssystem für Bauprodukte, DIBt-Newsletter 1/2016, Berlin, S. 5-9.
- Unold, F., Nernheim, A., Seitz, J., Cudmani, R.: Herstellung und Tragverhalten von Bohrpfählen für den Pylon der Lekki-Ikoyi Schrägseilbrücke in Lagos, Nigeria. Pfahl-Symposium Braunschweig, 2011
- US Department of Transportation Federal Highway Administration, Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods, Publication No. FHWA-NHI-10-016, FHWA GEC 010, May 2010.
- Xanthakos, P., 1979, "Slurry Walls", McGraw-Hill Book Company, ISBN 0-07-072215-3, New York, USA.

Comparisons of Shear Strength of particulate Materials determined by direct Shear Test and DEM Simulations

Xueto Wang, Christoph Niklasch and Peter-Michael Mayer
Tunnels Engineering, Zentrale Technik, Ed. Züblin, Stuttgart

Abstract

This paper presents the two direct shear tests used to measure shear strength of particulate materials with large particles. These tests have been numerically simulated using discrete element method. Due to different packing methods in numerical modelling, three different simulations were performed which varying the material parameters of particles (i.e. friction and rolling friction of particles and between particles and walls). Numerical results are compared with laboratory tests results. The reasons for discrepancies of results between numerical and laboratory tests are analyzed in this paper. Moreover a reasonable method to minimize the effects of these differences is presented.

1 Introduction

Shear strength are very important properties of granular materials in geotechnical design and analysis. They can be defined by standardized laboratory tests such as the triaxial test and the direct shear test. Though using the triaxial test can yield more reliable values of shear strength, the direct shear test is mostly performed to determine shear strength of granular materials, especially in the design of storage and processing equipment that handle bulk materials because its simplicity and repeatability. Furthermore, in this study, the bulk material is an assembly of man-made ceramic balls with two diameters ranges, e.g. 14 - 17 mm and 29 – 35 mm. For measuring the shear strength of such particulate materials with such large particles, the direct shear test is more suitable than the triaxial test. Therefore in our study the direct shear test is used to measure shear strength of particulate materials with large particles.

Meanwhile the numerical studies are performed by using discrete element methods instead of finite element methods. In recent years, the discrete element method (DEM) ([1]) has been used extensively to investigate the behaviour of granular materials. With rapid development of computer techniques, 3D simulations become common and simulation time have significantly shortened. This paper presents the DEM simulations of the direct shear tests in 3D with spheres and the comparisons between the numerical simulations and laboratory tests to verify the predictive capability of DEM method.

2 Direct shear test in laboratory

2.1 Direct shear tests set-up

In this study, the particles used in the tests are ceramic balls with two types of diameter, e.g. 11 - 14mm and 29 - 35 mm, and the roundness (d_{\max}/d_{\min}) of ceramic balls is between 1 and 1.25. Ceramic balls have very high compression strength and the main component is SiO₂. For obtaining valid results, there are some requirements for the apparatus dimensions of direct shear tests to measure the shear strength of particulate materials with such large particles, e.g. the shear cell diameter D should be at least 20 times the maximum particle size and not less than 40 times the mean particle size, and the height H should be between $0.3D$ and $0.4D$. The diameter of the shear cell should be at least 1.30 m in order to suit the tested particles with diameters between 29 mm and 35 mm, however in reality such large shear cell is uncommon. In the current study a metal box of square cross section with 1 m width is used in the shear tests, though it does not satisfy the requirement in Eurocode 1 ([2]) for the particles with diameters between 29 mm and 35 mm, it is the closest apparatus which is available for the study.

The schematic diagram of the direct shear test set-up is shown in Figure 1. It can be seen that the shear box is divided into two parts. The upper part of the box is moved horizontally at a constant velocity (1 mm/min), while the lower part is remained stationary. Due to the large dimension of particles, there was a 1 cm gap between the upper part and the lower part to reduce the effect of the boundaries of shear box on shear forces, especial initial shear force. The 10 cm thickness of shear box walls can minimize the loss of particles during shearing. $H_{p,t}$ in Figure 1 represents the height of tested particulate material, and F represents the shear force applied to move the upper part of shear box.

There were two shear tests performed. One was performed on the assemblies of ceramic balls with diameters between 29 mm and 35 mm, another one was performed on the assemblies of ceramic balls with diameters between 14 mm and 17 mm. The total shear displacements for both shear tests were about 60mm. The shear processes were divided into three phases, which in every phase the shearing displacement was about 20 mm and the normal forces applied on the top cover were about 220 kN, 440 kN, and 660 kN correspondingly in the three phases. It means that three shear phases were performed on the same test sample. This arrangement of shear process was made due to consideration of consuming time, costs and the amount of tested particles for such shear tests with large dimension shear boxes.

During shearing the relative lateral displacement, normal force on the top cover, and applied shear force were monitored automatically. The relative vertical displacement was also measured by setting two sensors in the top cover.

It is already known that the methods of particle packing have a significant influence on the bulk behavior of the assembly ([3]). Many related researches have been presented ([4,5,6]), hence the current study did not focus on the packing influence. In the shear tests, the compacted filling method was used to achieve a dense packing. The shear box was filled in three layers and each layer was manually compacted by applying vertical pressure. Table 1 shows the set-up details of particles in the shear tests.

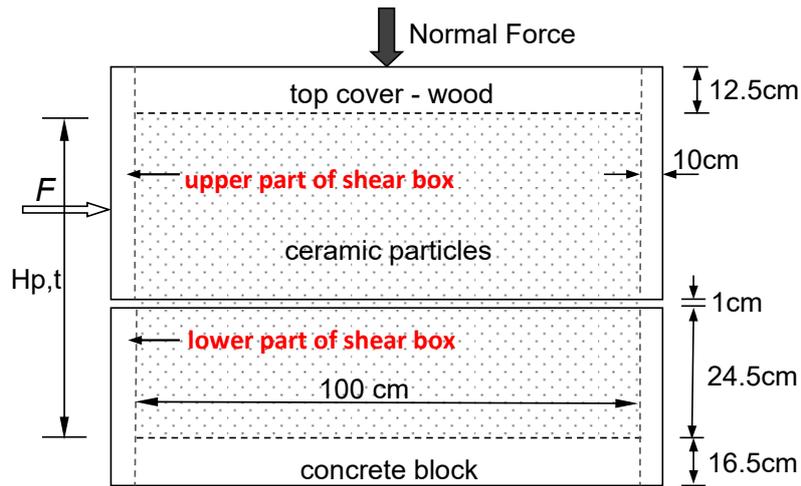


Figure 1: Schematic diagram of the direct shear test set-up

Table 1: Set-up details of particles in the shear tests

Diameters of ceramic balls [mm]	14 -17	29 – 35
Material density of ceramic balls [kg/m ³]	2400	2400
Total weight [kg]	937.85	973.5
Height of sample $H_{p,t}$ [m]	0.615	0.62
Density [kg/m ³]	1530	1570
Initial void ratio	0.5738	0.5285

2.2 Test results

Figure 2 and Figure 3 show the results of forces versus horizontal relative displacement between the two parts of the shear box obtained from these two shear tests.

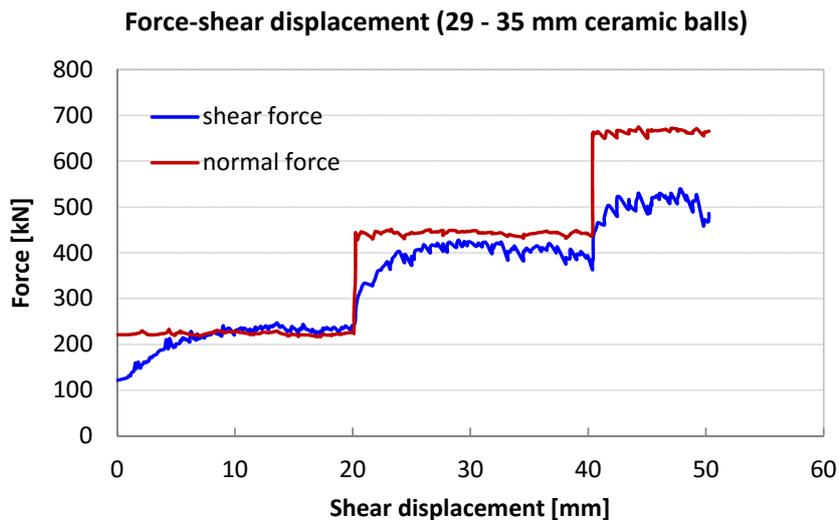


Figure 2: Force-Displacement for ceramic balls with 29 - 35 mm diameters

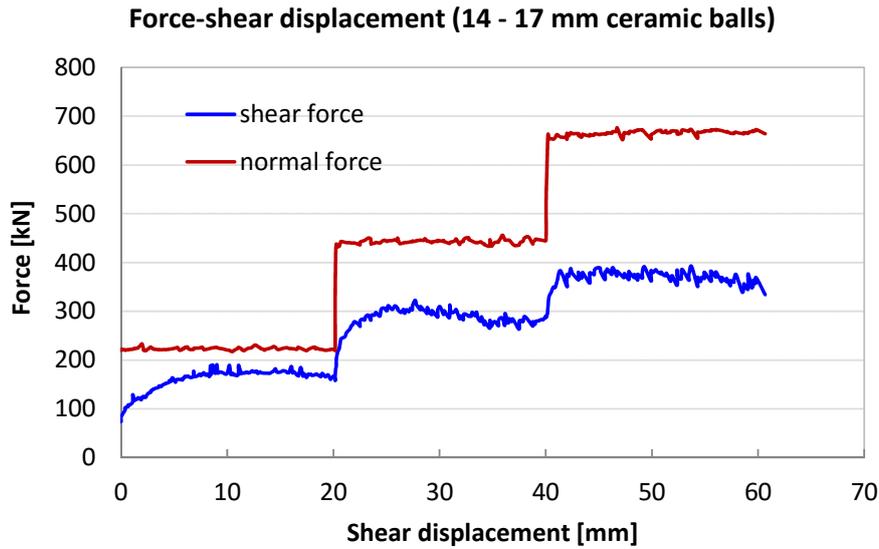


Figure 3: Force-Displacement for ceramic balls with 14 -17 mm diameters

Based on Figure 2 and Figure 3, the vertical stress and shear stress can be calculated using the traditional method by dividing the applied normal force and horizontal forces respectively with the tested particulate material’s cross-section area, e.g. the area of cross-section of the shear box in this study was 1 m². Thus the results of stresses can be summarized in Table 2. Figure 4 presents the strength envelopes from the tests results based on the Mohr-Coulomb failure criterion in soil mechanics.

Table 2. Summary of laboratory tests results

Ceramic balls	Stress [kPa]	Phase 1	Phase 2	Phase 3
14 – 17 mm	Normal stress □	223.2	443.7	667.3
	Peak shear stress □	174.9	303.4	376.1
	Stress ratio □□□	0.7836	0.6838	0.5636
29 – 35 mm	Normal stress □	223.6	442.8	665.7
	Peak shear stress □	233.7	420	521.9
	Stress ratio □□□	1.0452	0.9485	0.7840

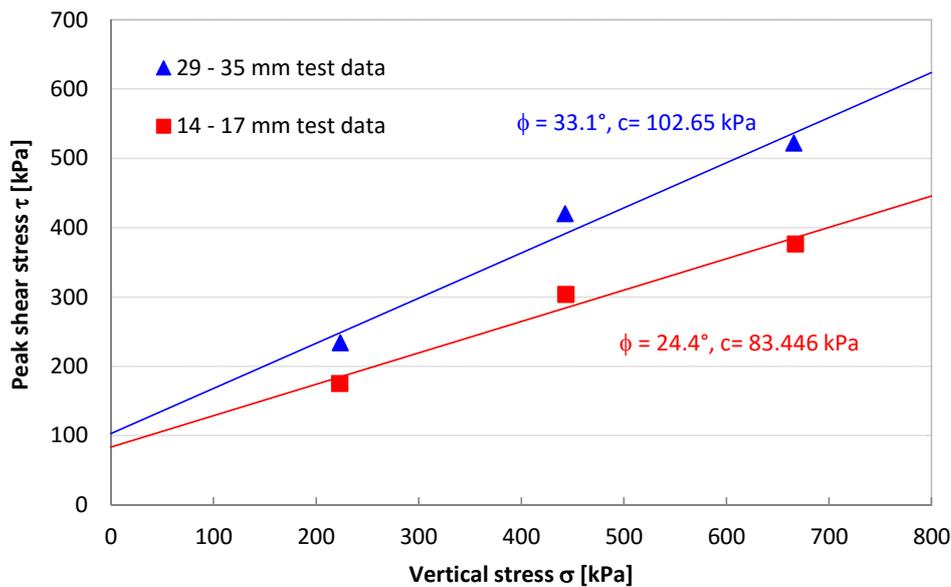


Figure 4: Strength envelopes from test results

2.3 Discussions

Comparing the strength envelopes of ceramic with 14 - 17 mm and with 29 - 35 mm (as Figure 4 shown), it is noticed that the friction angle of particulate materials with 29 - 35 mm ceramic balls is larger than that of particulate materials with 14 - 17 mm ceramic balls, though they are made of same chemical compositions. This difference in friction angle is due to the shear specimen scale effects. Many researches about the effects of specimen scale show that friction angles increased with decreasing the shear box size ([7,8,9,10]). The results from the tests show the consistence with these researches e.g. the shear box size is considered as being decreased for assemblies of ceramic 29 - 35 mm balls comparing with the assemblies of ceramic 14 - 17 mm balls.

Furthermore, it is noted that there were obvious cohesions for both ceramic balls according to the strength envelopes based on tests results, though as particulate materials, theoretically they should be cohesionless. In this study the particulate materials with ceramic balls have quite larger cohesion than expected, while it can be explained. In soil mechanics, the normal stress on the shear failure plane is zero. However, the shear failure plane in this particulate material is not a smooth plane as shown in Figure 5. It is similar to move an object along planes with different shape. It is clear that it is more difficult to move an object along a wavy plane than along a smooth plane. That means that larger forces are needed to move an object along a wavy plane. In the tests, it means that larger shear forces will be needed to show that the particles climb over the contacting particles during the shearing. It is believed to be the main reason of the apparent cohesion shown in laboratory direct shear tests.

Moreover, if we compare the cohesions from both direct shear tests, apparently the cohesion of particulate material with smaller ceramic balls (14 - 17 mm) is smaller than the cohesion of particulate material with larger ceramic balls (29 - 35 mm). It is because the shear plane in the particulate material with 14 - 17 mm balls is slightly smoother than the shear plane in the

particulate material with 29 - 35 mm balls. It can be expected that the cohesion would vanish eventually if the particles in the particulate material are small enough.

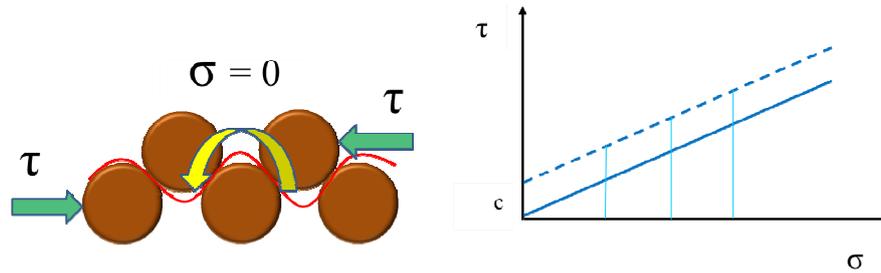


Figure 5: Shear plane in particulate material

At the end, it should be pointed out that only one shear test has been performed on each sample of particulate materials with ceramic balls, beside these two shear tests are slight different with the standard shear test. Therefore more repetitive shear tests are necessary.

3 DEM (Discrete Element Method) simulations

3.1 Numerical program

The Discrete Element Method was introduced by Cundall and Strack ([1]). In the frame of the DEM, all particles in the computational domain are tracked in a Lagrangian way, explicitly solving each particle's trajectory. It is based on the use of an explicit numerical scheme in which the interaction of particles is monitored contact by contact and the motion of the particles modelled particle by particle.

In this study, an Open Source Discrete Element Method Particle Simulation Software – LIGGGHTS ([11]) is used. LIGGGHTS stands for LAMMPS Improved for General Granular and Granular Heat Transfer Simulations and is based on LAMMPS (Large-scale Atomic/Molecular Massively Parallel Simulator), a successful open source Molecular Dynamics code by Sandia National Laboratories for massively parallel computing on distributed memory machines. LAMMPS is a classical molecular dynamics simulator and is a very good platform for DEM simulations. LAMMPS offers a GRANULAR package to perform these kinds of simulations. LIGGGHTS aims to improve this capability with the goal to apply it to industrial applications. LAMMPS offers implementation for both linear (Hooke) and non-linear (Hertz) granular potentials. It also provides efficient algorithms for detecting and calculating the pair-wise interaction forces, while LIGGGHTS brings these features for granular simulations to a new level, implementing the following features on top of what is possible with LAMMPS:

- a re-write of the granular pair- and wall contact laws, including a macroscopic cohesion model
- Wall import of CAD, including stress analysis
- a moving mesh feature
- a 6 degree of freedom solver for bodies represented by a surface mesh

3.2 Numerical models

As described in section 2, the shear box is modeled as shown in Figure 6. The height of shear box in numerical simulations (H_s) is about 1 m and larger than the height of particle samples in the shear tests. It is because that the packing method used in numerical simulations was different with the packing method used in shear tests. In numerical simulations, all the particles were randomly placed into the shear box at one time, then particles were dropped into the shear box under gravity; if the model of shear box was not high enough, some of particles would be dropped out of the shear box, therefore the numerical model of shear box was higher than the shear box in tests.

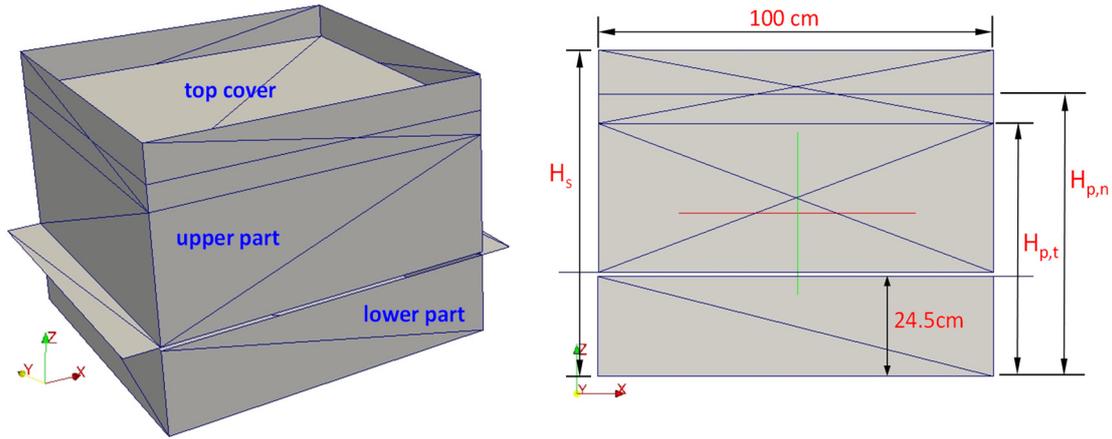


Figure 6: Numerical model of shear box

In the numerical simulations, the ceramic balls were simulated as spherical particles which were generated randomly. The total mass of these spherical particles and the range of diameters were same as in the tests, total 937.38 kg spheres with diameters between 14 mm and 17 mm, total 974.74 kg spheres with diameters between 29 mm and 35 mm. Table 3 shows the numerical parameters for the particles used in the numerical simulations.

Table 3. Numerical parameters for the particles used in the numerical simulations

Young's modulus of particles E_p [GPa]	10
Young's modulus of shear box E_w [GPa]	200
Poisson's ratio (particles and shear box)	0.3
Coefficient of (sliding) friction of particles* μ_{pp}	0.5
Coefficient of (sliding) friction between particles and shear box μ_{pw}	0.3
Coefficient of (sliding) friction of shear box μ_w	0.3
Coefficient of restitution of particles*	0.8
Coefficient of restitution between particles and shear box	0.4
Coefficient of restitution of shear box	0.3
Coefficient of rolling friction of particles* c_{pp}	0.22
Coefficient of rolling friction between particles and shear box c_{pw}	0.22

Note: The parameters marked with * were determined by laboratory tests performed on ceramic balls. Others were defined empirically.

It should be noted that the particles in the numerical model were spheres, while the ceramic balls used in the tests were not. Previous experimental and numerical studies have shown that the particle shape strongly affects the quasi-static mechanical behavior of granular materials ([12,13,14,15,16,17]). It has been known that rolling at the contacts between the particles can be resisted due to the irregularities or asperities of particles' surfaces. Hence it is important to take into account the effects of rolling resistance (or rolling friction) due to particle shape. Rolling friction means a mechanical property which produces a resisting moment to the rolling at each contact. The numerical program LIGGGHTS has provided three rolling friction models ([18]). In this study, the constant directional torque (CDT) model ([19]) was used, e.g. a material parameter – coefficient of rolling friction was introduced. Previous researches ([20,21,22]) have presented the effects and applications of rolling friction in DEM simulations. And it is believed that the use of spherical particles introduced with the rolling friction as a shape parameter is suitable and adequate for our study.

In the numerical simulations it is known that the frictions of particles and between particles and wall play a very important role. Based on the theory of discrete element method, we know that the friction at contacts used in DEM is assumed to be fully mobilized ([2]). While, as mentioned previously, the particles in laboratory were packed three layers, thus it should be considered that friction of particles and between particles and shear box may not be fully mobilized. Therefore, in this numerical study, three simulations were performed for different selection of values for frictions and rolling resistance (as shown in Table 4). In simulation 1, it was assumed the frictions and rolling resistances of particles and between particles and shear box were fully activated, e.g. μ_{pp} (coefficient of friction of particles) = 0.5, μ_{pw} (coefficient of friction between particles and shear box) = 0.3, c_{pp} (coefficient of rolling friction of particles) = c_{pw} (coefficient of rolling friction between particles and shear box) = 0.22. In the simulation 2, the particles were packed with partially activated rolling friction, but fully mobilized friction, e.g. during packing $c_{pp} = 0.01$, while in the shearing phase $c_{pp} = c_{pw} = 0.22$. In the simulation 3, the particles were packed with partially activated friction, but fully activated rolling friction, e.g. during packing $\mu_{pp} = \mu_{pw} = 0.1$, while during shearing they are same with in the simulation 1. Table 5 presents the summary of initial conditions in the three simulations.

Table 4. Summary of selection of values for frictions in the three simulations

	During packing				During shearing			
	μ_{pp}	μ_{pw}	c_{pp}	c_{pw}	μ_{pp}	μ_{pw}	c_{pp}	c_{pw}
Simulation 1	0.5	0.3	0.22	0.22	0.5	0.3	0.22	0.22
Simulation 2	0.5	0.3	0.01	0.01	0.5	0.3	0.22	0.22
Simulation 3	0.1	0.1	0.22	0.22	0.5	0.3	0.22	0.22

Table 5. Summary of initial conditions of the three simulations

	Ceramic balls	Simulation 1	Simulation 2	Simulation 3
14 – 17 mm	Initial void ratio	0.8383	0.7097	0.7148
	Height after packing [m]	0.718	0.668	0.67
	Weight of particles [kg]	937.382	937.7115	937.7115
29 – 35 mm	Initial void ratio	0.7063	0.6695	0.6945
	Height after packing [m]	0.693	0.682	0.68
	Weight of particles [kg]	974.74	963.1172	963.1172

In the numerical simulations it has been found that the heights of particle samples (Table 5) were slightly higher than in the shear tests (Table 1), while the masses of particles were same as in the shear tests. It was believed that this is due to two discrepancies between the laboratory tests and numerical simulations, which they are packing method and particles shape. As described in 2.1, the sample of particles filled in the shear box was manually compacted by applying vertical pressure, but in numerical simulations the current DEM programs have difficulty to perform this kind of compacted packing method, furthermore the ceramic balls as non-spherical particles were modelled as spheres. As a result of these two differences between numerical simulations and the laboratory test, the heights of samples ($H_{p,n}$) in numerical simulations were larger than in laboratory tests. These discrepancies between numerical simulations and laboratory tests indicate that it is very difficult to replicate the exact details of the laboratory tests in the numerical simulations. It has been described by previous researchers ([4,23]).

3.3 Numerical results

The results of numerical simulations are presented in Table 6. Figure 7 and Figure 8 show the numerical results of force-displacement. Meantime, the corresponding results of force-displacement measured in the tests (see dash curves in Figure 7 and Figure 8) are presented for comparison. Figure 9 and Figure 10 presents the strength envelopes from the numerical results based on the Mohr-Coulomb failure criterion.

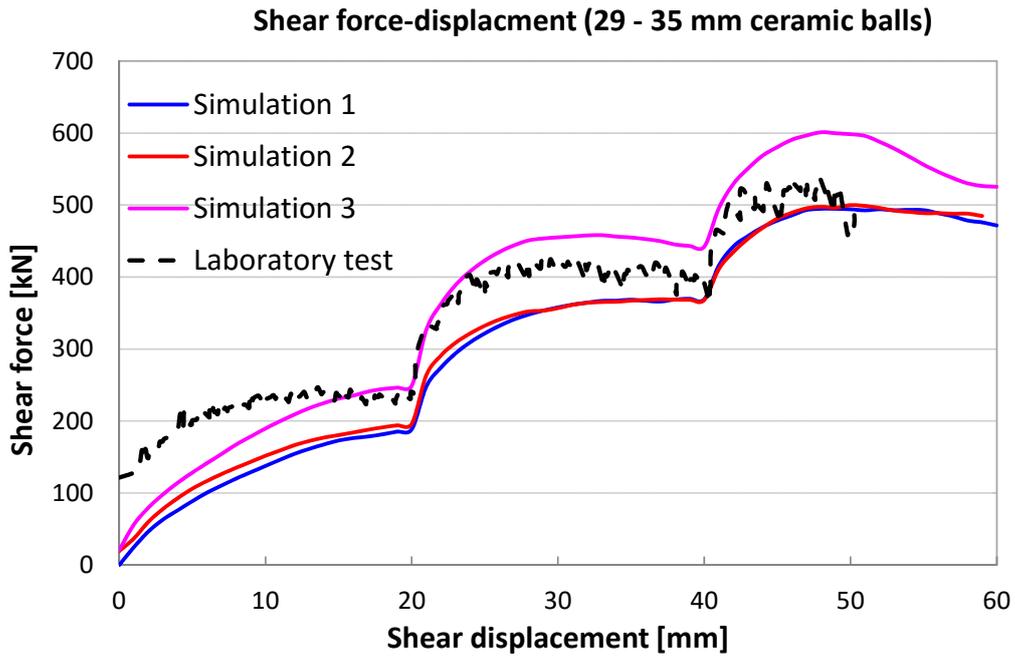


Figure 7. Numerical results of force-displacement for 29 – 35 mm spheres

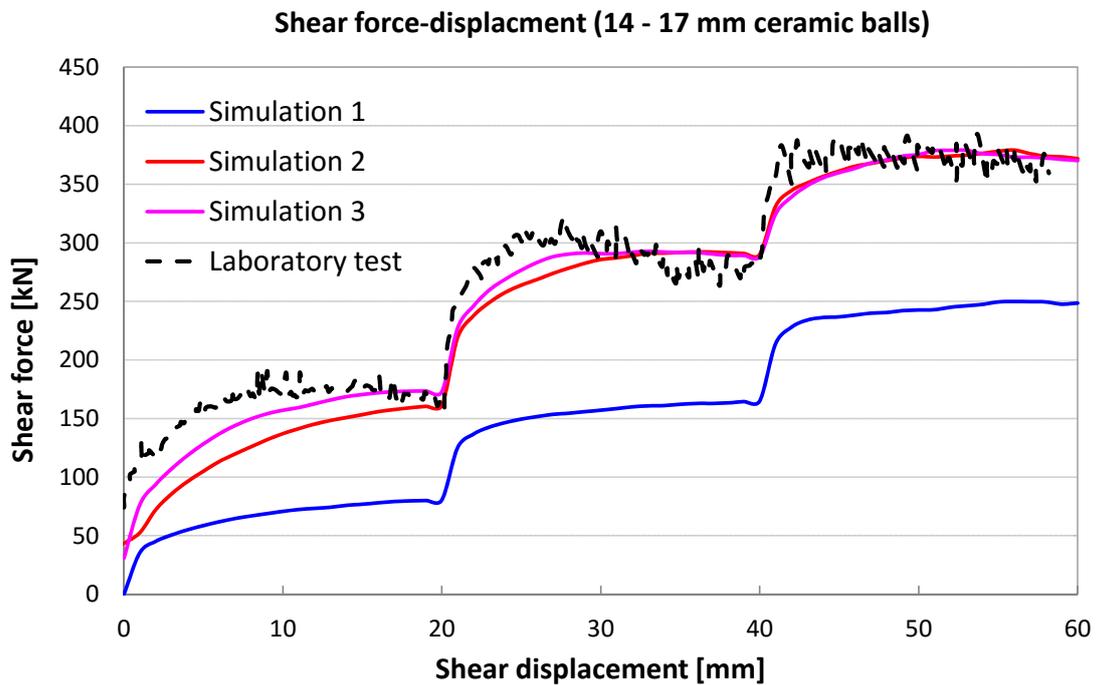


Figure 8. Numerical results of force-displacement for 14 – 17 mm spheres

Table 6. Summary of numerical simulations results

		Stress	Phase 1	Phase 2	Phase 3
14 - 17 mm	Simulation 1	σ [kPa]	222.8553	442.8733	665.4004
		τ [kPa]	80.2361	164.6970	249.6725
		τ/σ	0.3600	0.3719	0.3752
	Simulation 2	σ [kPa]	223.3016	443.4027	665.7724
		τ [kPa]	160.785	291.9608	377.4685
		τ/σ	0.7200	0.6585	0.5670
	Simulation 3	σ [kPa]	223.4282	443.5256	665.8775
		τ [kPa]	173.2159	292.1763	378.8720
		τ/σ	0.7753	0.6588	0.5690
29 - 35 mm	Simulation 1	σ [kPa]	223.4764	443.4103	665.4126
		τ [kPa]	186.9160	369.2163	494.5710
		τ/σ	0.8364	0.8327	0.7433
	Simulation 2	σ [kPa]	223.5604	443.4889	665.5502
		τ [kPa]	194.9730	358.4814	498.1005
		τ/σ	0.8721	0.8309	0.7484
	Simulation 3	σ [kPa]	223.6203	443.8192	665.8133
		τ [kPa]	247.594	457.1260	499.6693
		τ/σ	1.1072	1.0300	0.9007

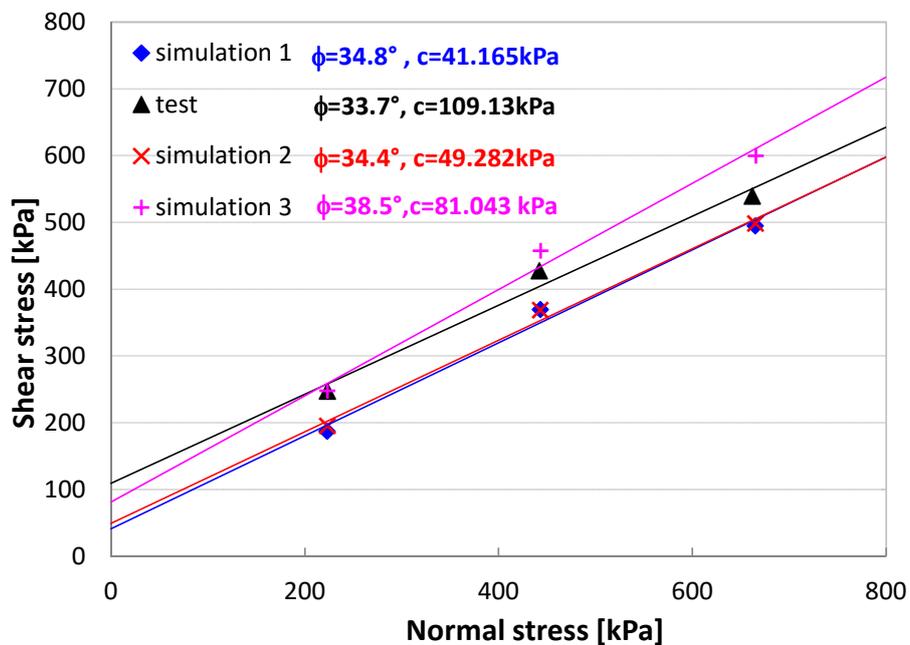


Figure 9. Strength envelopes from numerical simulations for 29 - 35 mm ceramic balls

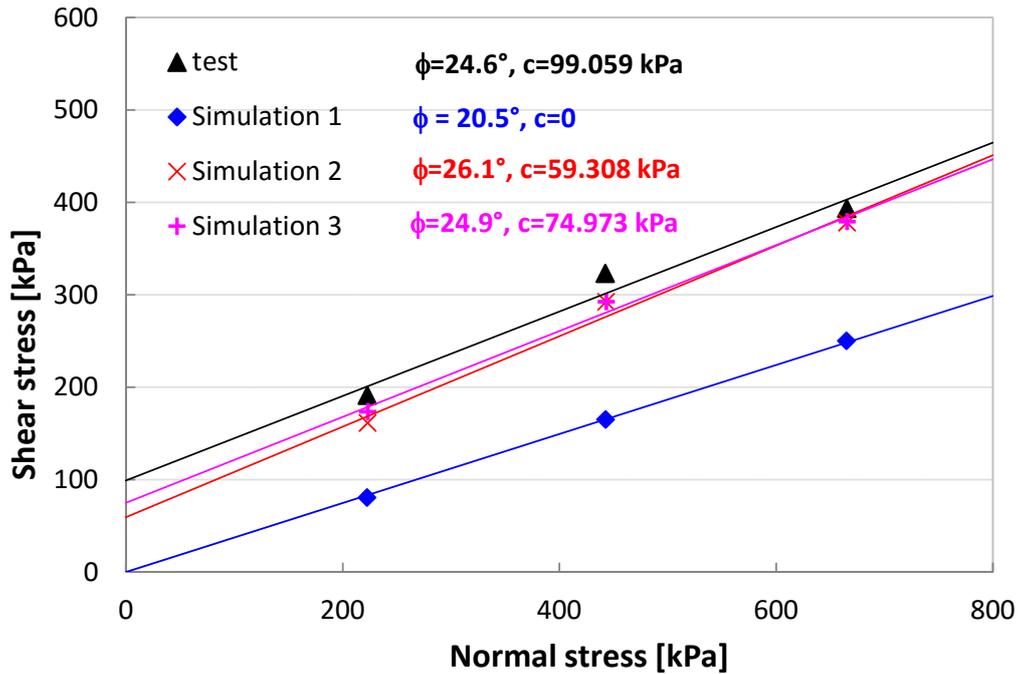


Figure 10. Strength envelopes from numerical simulations for 14 - 17 mm ceramic balls

3.4 Discussion

First, the numerical results of friction angle for 29 - 35 mm and 14 - 17 mm ceramic balls calculated from the numerical simulations (Figure 9 and Figure 10) have proved the effect of shear box scale on friction angle, that friction angle is decrease with the increasing of size scale of shear box.

And for ceramic balls with diameters between 29 - 35 mm, as Figure 9 shown, it can be seen that the numerical results of friction angle calculated from Simulation 1 and Simulation 2 show accordance with the laboratory tests, though the numerical results of cohesions obtained from these two simulations are only about half of the cohesion obtained from the laboratory tests. While the numerical results calculated from Simulation 3 show that the friction angle is about 10% larger than that from laboratory tests, but the cohesion is much close to the cohesion obtained from laboratory tests compared to the other two simulations.

As for ceramic balls with diameters between 14 - 17 mm, from Figure 10 it can be seen that the numerical results of friction angle calculated from Simulation 2 and 3 match well with the friction angle obtained from laboratory tests, and the difference of the cohesions calculated from these simulations and laboratory test are about 40% (Simulation 2) and 24% (Simulation 3). However the results of Simulation 1 shows no cohesion and the friction angle is about 17% smaller than the friction angle obtained from laboratory tests.

A reasonable explanation of the apparent difference of cohesion obtained between numerical simulations and laboratory tests is due to the discrepancies between numerical simulations and the laboratory tests as described in 3.2. It is known that the particles movement in particulate materials under shearing is complicated; it has always been hot topic for DEM simulations. Nevertheless despite of the difficulty of modelling exact details of laboratory tests, the results of this study shows a possible method to minimize the effect of

discrepancies between numerical simulations and laboratory tests, e.g. adjusting the material parameters of particles (for example, friction and rolling friction of particles and between particles and walls) during packing. Furthermore in order to better understand these differences between numerical simulations and laboratory tests, further laboratory tests are required.

4 Conclusions

- To study the shear strength of particulate materials with large particles, which are used in design of storage, two direct shear tests have been performed in the laboratory.
- These tests have been numerically simulated using discrete element method. Due to the different packing methods in numerical simulations, three different simulations were performed where the material parameters of particles (friction and rolling friction of particles and between particles and walls) were adjusted during packing. Though the agreement between the laboratory tests and numerical simulations was not completely satisfactory, the results of friction angle obtained from numerical simulations matched the laboratory tests well.
- It is noticeable that the numerical results from all three simulations for 29 - 35 mm ceramic balls have shown certain cohesion though all were less than the cohesion obtained from laboratory tests, and as for 14 - 17 mm ceramic balls, the cohesion obtained from numerical simulation 1 (which the material parameters of particles were not adjusted during packing) was zero. It is believed that it is due to the general challenge in DEM simulations, e.g. the difficulty of modeling the exact details of laboratory tests. As described in previous sections, the models of particles and sample packing method in numerical simulations were not exactly the same in laboratory tests. In view of these differences, this paper presents a possible method to minimize the effects of these differences, which adjusts the material parameters of particles during packing.
- Further laboratory tests are necessary for the further research.

5 Acknowledgment

The project has been supported by the German Federal Ministry for Economic Affairs and Energy.

6 References

- [1] Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique* (1979) **29**(4765):47-65.
- [2] Eurocode 1 – Actions on structures – Part 4: Silos and tanks, BS EN 1991-4:2006
- [3] Lambe, T.W. and Whitman, R.V. *Soild mechanics*, SI Version. Wiley, NY (1979)
- [4] Härtl, J. and Ooi, J. Y. Experiments and simulations of direct shear tests: porosity, contact friction

- and bulk friction. *Granular Matter* (2008) **10**:263-271
- [5] Bilgili, E. et al: Stress inhomogeneity in powder specimens tested in the Jenike shear cell: *Myth or Fact. Part. Part. Syst. Charact.* (2004) **21**(4):293-302.
- [6] Lorenz, A., Tuozzolo, C. and Louge, M.Y. Measurements of impact properties of small, nearly spherical particles. *Exp. Mech* (1997). **37**(3):292-298.
- [7] Cerato, A.B. and Lutenecker, A.J. Specimen size and scale effects of direct shear box Tests on Sands. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 29, No.6
- [8] Moayed, R.Z. and Alizadeh, A. Effects of shear box size on the strength for different type of silty sands in direct shear tests. *Unsaturated Soils: Theory and Practice* (2011)
- [9] Palmeria, E.M. and Milligan, G.W.E. Scale effects in direct shear tests on sand. *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng* (1989), Rio de Janeiro, Brazil 1, 739-742.
- [10] Vucetic, M. and Lacasse, S. Specimen size effect in simple shear test. *J. Geotech. Engng Div.* (1982) ASCE 108, No. 12, 1567-1585.
- [11] Kloss, C., Goniva, C., Hager, A., Amberger, S. and Pirker, S. Models, algorithms and validation for opensource DEM and CFD-DEM, *Progress in Computational Fluid Dynamics, An Int. J.* (2012) – Vol. 12, No.2/3 pp. 140 – 152.
- [12] Matuttis, D.M., Luding, S. and Hermann, H.J. Discrete element simulations of dense packing and heaps made of spherical and non-spherical particles. *Powder Technol.* (2002) 109, 278-292.
- [13] Rothenberg, L. and Bathurst, R.J. Micromechanical features of granular assemblies with planar elliptical particles. *Géotechnique* (1992) **42**(1), 79-95.
- [14] Guises, R., Xiang, J., Latham, J.P. and Munjiza, A. Granular packing: numerical simulation and the characterization of the effect of particle shape. *Granul. Matter* (2009) **11**:281-292.
- [15] Lu, M. and McDowell, G.R. The importance of modeling ballast particle shape in the discrete element method. *Granul. Matter* (2007) **9**:6980.
- [16] Matsushima, T. and Chang, C.S. Qualitative evaluation of the effect of irregularly shaped particles in sheared granular assemblies. *Granul. Matter* (2011)
- [17] Iwashita, K. and Oda, M. Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM. *Powder Technol.* (2000) **109**:192-205.
- [18] LIGGGHTS Documentation, Version 3.X
- [19] Ai, J., Chen, J.F., Rotter, J.M. and Ooi, J.Y. Assessment of rolling resistance models in discrete element simulations, *Powder Technology* (2011) **206**(3):269-282.
- [20] Fukumoto, Y., Sakaguchi, H. and Murakami, A. The role of rolling friction in granular packing. *Granular Matter* (2013) Volume 15, Issue 2, pp 175-182
- [21] Huang, J., Vicente da Silva, M. and Krabbenhoft, K. Three-dimensional granular contact dynamics with rolling resistance. *Computers and Geotechnics* (2013) **49**:289-298
- [22] Zhou, Y.C., Xu, B.H., Yu, A.B. and Zulli, P. An experimental and numerical study of the angle of repose of coarse spheres. *Powder Technology* (2002) **125**:45-54
- [23] O' Sullivan, C. and Cui, L. Three –dimensional discrete element simulations of direct shear tests. *In 2nd International PFC Symposium*, A.A. Balkema Publishers, Kyoto (2004)

Geotechnical and Construction Considerations of Pile Foundations in Difficult Soils Ground

Prof. Askar Zh. Zhussupbekov and Ph.Dr Student Abdulla R. Omarov
Eurasian National University, Kazakhstan

Abstract

Estimation of the geotechnical engineering and geological conditions of the ground is an essential aspect in design of pile foundations and the calculation of pile capacity and settlement. The lecture presents the first Geoinformation Database in Kazakhstan developed based on information collected from various engineering projects in the area of Astana, the capital city of Kazakhstan. This database provides information for a preliminary analysis of the regional ground conditions prior to a more detailed site investigation as well as the possibility to include graphical applications such as cutting and pasting geological maps into the database. The database can create geological maps on the occurrence of the Quaternary deposits and bedrock. Combining this information with geozoning, a special geotechnical zoning maps, the founding depth for the base of pile foundations, the optimum length of the driven piles for building foundations can be determined. The results of some of static and dynamic pile integrity tests on problematical soils along the shores of the Ishim River in Astana and in the western part of Kazakhstan around the Caspian Sea will be presented. This data has been used to determine the length of H-piles for the new USA Embassy in Astana which is founded in soft soils. The paper will also present the geotechnical considerations for high rise buildings and buildings with unique architecture in difficult ground conditions in Astana (New Capital) and West Kazakhstan (the coast of Caspian Sea). The method of calculation of pile capacity and settlement based on static and dynamic pile integrity tests will be presented. It is found that geozoning is very important in design, construction and testing of piles in problematic ground in Kazakhstan especially in the new capital city of Astana. The lecture presents the geotechnical challenges in the construction of piling foundations in problematical soils for Mega highway projects in Western Kazakhstan. Many factors, such as ground freezing, collapsing of soils, seismic zoning, are needed to be considered for design, testing and construction of the pile foundation.

1 Introduction

Nowadays many megaprojects are emerging in the new capital of Kazakhstan – Astana. The high rates of construction and appearance of high-rise buildings having modern architecture, and engineering megaprojects, led to a wide use of pile foundations.

During the last 20 years, many high-rise buildings supported by pile foundation are rising up in Astana, the new capital of Kazakhstan. Following megaprojects are already completed: New Railway Station, Cultural and Entertainment Center – Khan Shatyry and Expo-2017 project and so on (Figure 1). Many megaprojects are under construction or in planning. One

of the unique projects is the housing estate "Abu-Dhabi Plaza" which started on 1 July 2011 in Astana. The project of housing estate was designed by famous architect Norman Foster. "Abu-Dhabi Plaza" - a complex from several towers, united around the main building with a height 382 meters - 88 floors (see Figure 1).



Figure 1: Mega projects of New Capital of Astana, Kazakhstan, a) Khan Shatyr; b) Embassy of the USA; c) Abu-Dhabi Plaza; d) Expo-2017; f) New Railway station; e) Palace of Peace and Reconciliation;

2 Field test of pile foundation

2.1 Dynamic load test (DLT)

DLT is a fast bearing capacity analysis field test and give more or less reliable value of pile bearing capacity. For definition of the bearing capacities of piles, it is required to use average refusal which are obtained during redriving of the piles after their "rest". The rest time depend on soil condition of site: for clayey soil 6 -10 days, for sandy and gravel soils up to 3 days (see Figure 2).

Bearing capacity of the piles is defined by following empirical equation:

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta AS_a} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right] \quad (1)$$

where

η = factor, dependent on concrete strength of the piles;

A = cross section of tested pile;

M = 1 – factor, dependent on pile driving hammer's impact;

E_d = effective energy of blows of the hammer, kNm .

According to Kazakhstan Standard at least 6 piles must be tested by DLT on each construction site.



Figure 2: Photo pile testing: a) Dynamic load testing (DLT- driving pile) b) Static load testing (SLT-driving pile)

2.2 Static Load Test (SLT top down)

SLT one of the more reliable field tests in analyzing pile bearing capacity. SLT should be carried out for driving piles after the “rest” and for bored piles after achievements of the concrete strength, by more than 80%.

According to requirements of Kazakhstan Standard - SNiP RK 5.01-03-2002 – ultimate value of settlement of the tested pile is determined as and depending on category of construction is equal to 16 or 24 mm. The last argument shows conditional character of SLT method.

According to Kazakhstan Standard 1% of constructed piles on construction site must be tested by SLT, but at least 2 SLTs in a site must be done (see Figure 3).

Experienced bored piles with a length of 13.5 m, diameter 820 mm. Static load test carried out in accordance with GOST 5686-94. Load test on pile amounted to 1477 kN. The load test set up and the platform pile layout are shown in Figures 3.



Figure 3: Photo of static load testing in Kazakhstan (Astana)

Graph of relationship between piling settlement S from load P and changing of pile displacement S on time t was constructed on result of static load test. The results are presented in Figure 3. Bearing capacity F_d on result of field static load test is determined by formulation:

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u.n}}{\gamma_g}, \quad (2)$$

where

γ_c – coefficient of working condition, which received during the load activity equal $\gamma_c = 1$;

$F_{u.n}$ – guideline value of pile limited resistance;

γ_g – safety factor on ground, which equal 1.2;

As a result of static load test, bearing capacity of bored pile is 1477 kN corresponding to SLT-1, SLT - 2 and SLT - 3 (See Figure 4)

Allowable bearing capacity of the piles with an allowance for safety factor ($FS = 1.2$) equal to 1230.8 kN.

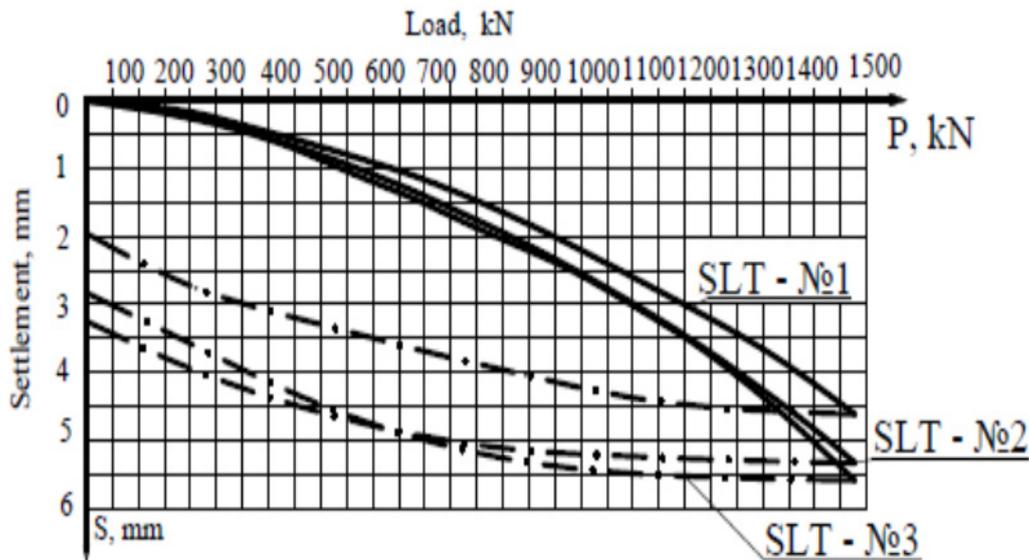


Figure 4: The results of vertical top down load test from SLT -1 to SLT -3.

2.3 Static load test (SLT Pull out)

One pile number №3* tested static, stepwise increasing pulling loads, in steps of $52.75 \div 105.5$ kN (the first three stages on 105.5 kN and further by 52.75 kN). Maximum load was increased to 686 kN, and the piles of settlement soil was 2.98 mm. The load test set up and the platform pile layout are shown in Figures 5.



Figure 5: Vertical pulling load test (Astana)

The results of vertical pulling load test shown in Figure 6.

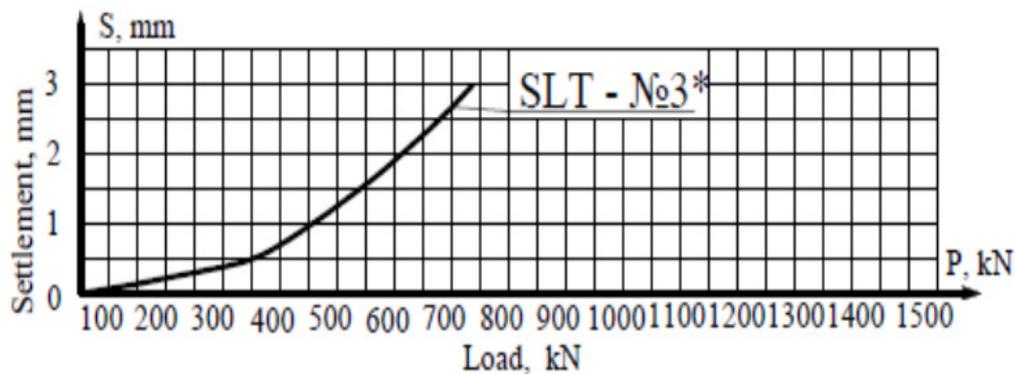


Figure 6: Results of vertical pulling load test SLT -3* (Astana, Kazakhstan)

2.4 O-Cell test or static testing of subsoil by the piles with bidirectional load

The target of this tests was obtaining of bearing capacity of piles on problematical soils ground of Expo 2017 (Astana, Kazakhstan).

The method suggested by J. Osterberg allows determining the calculated subsoil resistance under the lower end of the pile and on its lateral surface at the same time. The specific thing of the O-Cell test is that the load is applied not on the pile head, but on the pile body where the adjustable jack is set. It works in two directions. Hydraulic adjustable jack is installed at the depth of 1/2 pile length - 16.8m (see Figure 7).

The test pile was a 1000 mm diameter bored pile. The hydraulic jack assembly comprising of three (3) 500-tonne capacity bi-directional hydraulic jacks, was in-stalled at 16.80m (330.60 m RL) below the Cut off Level (see Figure 7).

The hydraulic jack assembly and steel cages were jointed and lowered into the bored hole. The pile was concreted according to the contractor's method statement (see Figure 8).

There were a pair each of tell-tale rod installed at the top and the bottom of the hydraulic cell assembly. Their movements were measured against a reference frame constructed by the contractor.

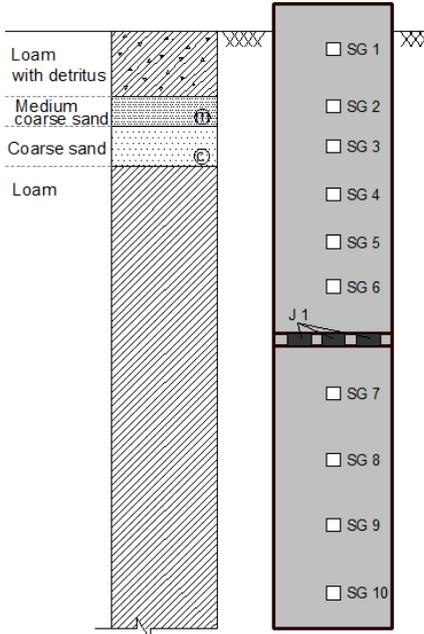


Figure 7: Geotechnical conditions and details of piles in construction site of EXPO-2017 (Astana)

Ten levels of vibrating wire-type strain gauges (Geokon- 4911 Sister bar type) comprising four units at each level were installed in the test pile to measure strain at nominated locations. The strain gauges were mounted at designated Level 1 to Level 10 as(SG1 to SG10) shown in the pile layout provided (see Figure 7).



Figure 8: O-cell tests of piles in construction site Expo (Astana, Kazakhstan)

Before the tests 10 strain-measuring transducers connected to a data detector (data-logger) were installed in the body of the experimental pile. Unlike a traditional static testing, O-Cell allows to obtain two dependences "load- subsidence": one curve characterizes the resistance of the pile under the bottom end, the second one – on its lateral surface. Therefore, using these two curves we can obtain an equivalent curve "load-subsidence", which is analogous to the curve SLT.

The O-Cell test results are presented in figure 9. At the maximum test load of 100% (14500kN), the maximum displacements of the piles are PTP-1 – 7,30 mm and PTP-2 – 6,50 mm, and at the maximum workload of 200% (29000kN), displacements of the piles are PTP-

1 – 18,35 mm, and PTP-2 – 14,40 mm. Figure 9 shows the comparison of the results of piles test by O-Cell method (the equivalent curve).

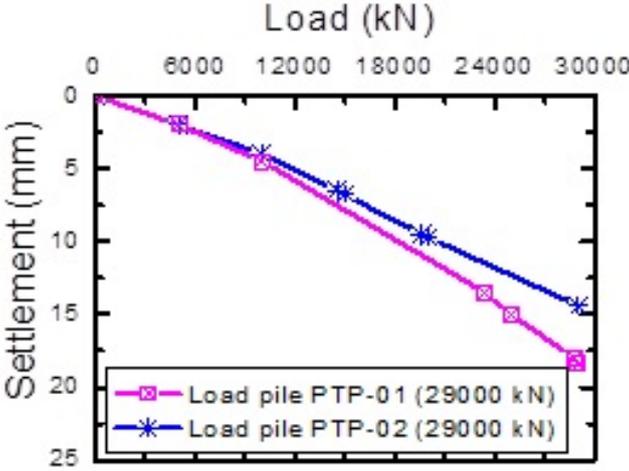


Figure 9: Results of the test O-Cell the equivalent curve (Expo-2017, Astana, Kazakhstan)

3 QUALITY CONTROL OF PILE FOUNDATION

3.1 Pile Integrity Test (PIT)

Pile integrity test is one of the non-destructive methods of pile quality control. This method allows analyzing integrity control for all existing types of piles (boring, injection, driving and so on). PIT is based on wave propagation theory in rigid body and is concerned with one of the modern quality control methods used world-wide. PIT allows detecting pile defects: approximate pile length, expansion and narrowing of pile cross section, modification of soil layers, heterogeneity of pile material, cracks in cross section of pile, extrinsic material in pile body (see Figure 10).



Figure 10: Photo and schema of pile integrity testing in Kazakhstan (Abu-Dhabi Plaza, Kazakhstan)

Advantages of PIT are as follows: portable device is easy to carry. One operator will be able to test over 100 piles per day, depends on site condition, pile head preparation and approach

to the pile; minimum influence to the construction work on the site; significant defects may be detected in the beginning of the construction. PIT has some limitations: reflection of the bottom of pile sometimes has errors depending on soil condition; little deflection (less than 5 %) of pile cross section cannot be identified.

According to Kazakhstan Standard requirements it is necessary to test 60% of boring piles and 50% of driving piles.

3.2 Geomonitoring

Geomonitoring for foundation settlement is one of the quality control methods that can be carried out during and after construction in exploitation period. Monitoring is indirect control of pile installation evaluation.

The principle of this method is monitoring the settlement of special marks which are installed to interested points of construction. Monitoring starts from the beginning of construction and allows revealing defects of foundation installation.

Result of monitoring for settlement development during construction of «Ministry of Transportation and Communication» building is presents in Figure 11.

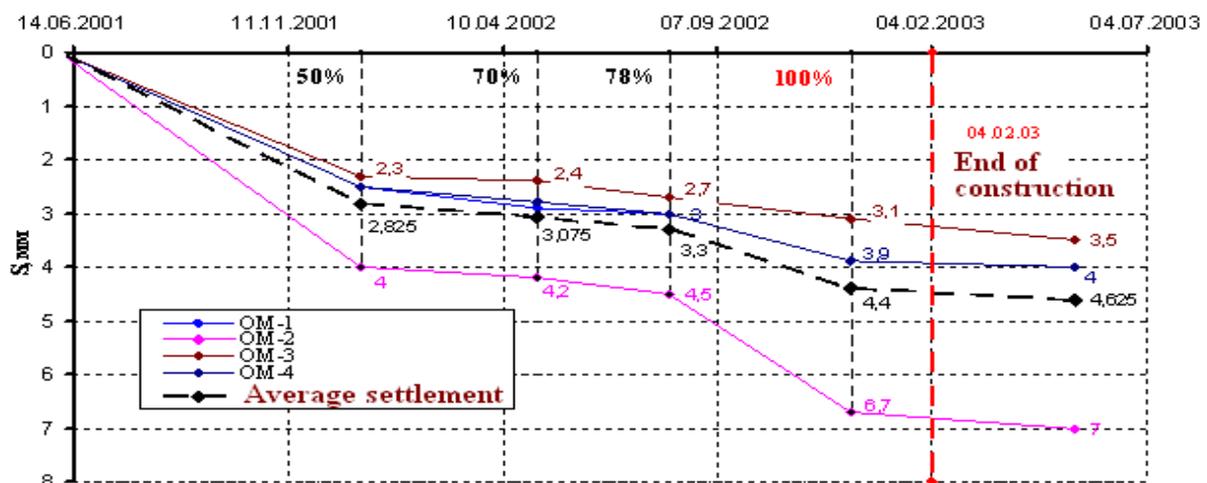


Figure 11: The results of Geomonitoring (Astana, Kazakhstan)

3.3 Analysis of effect of pile driving on the existing foundation (vibration monitoring)

The article presents the results of the analysis of the effect of vibration exposure pile driving on the existing foundations of a functioning oil and gas complex located in Tengiz city (West Kazakhstan region) (see Figure 12). The aim of the tests (vibration monitoring) was to determine the smallest allowable distance piling devices excluding the impact of vibration on the foundation and ensuring the safe operation of the plant. The article presents the results of vibration exposure piling at different distances from the base, taking into account the natural oscillations of technological processes, solid foundation and others, as well as the results of excitation of ground mass at various distances from the source of vibration exposure (pile driving).

The source of the vibration excitation was pile driving (C16-40) through pile-driving equipment Banut 555 with a mass of hydraulic hammer 6,075 tonnes and a maximum drop height 1.0 m. In case of driving of piles was drawn up the statement of pile-driving. Vibromonitoring

was carried out by the instrument Profound VIBRA +, with use of the 3D seismic sensors. The interval of measurement of vibration was carried out every 5 seconds. Tests were executed according to requirements of norm of DIN 4150-3 according to which the most allowed level of vibration is equal 5.00 mm/sec. (from 0-10 Hz). The maximum impact on a soil array was recorded at a distance 40m from a source in case of driving of piles No. 3, 5 and 6. In all cases the maximum values of speed of oscillations were recorded when dipping C16-40 piles on depth from 5 to 8 m.

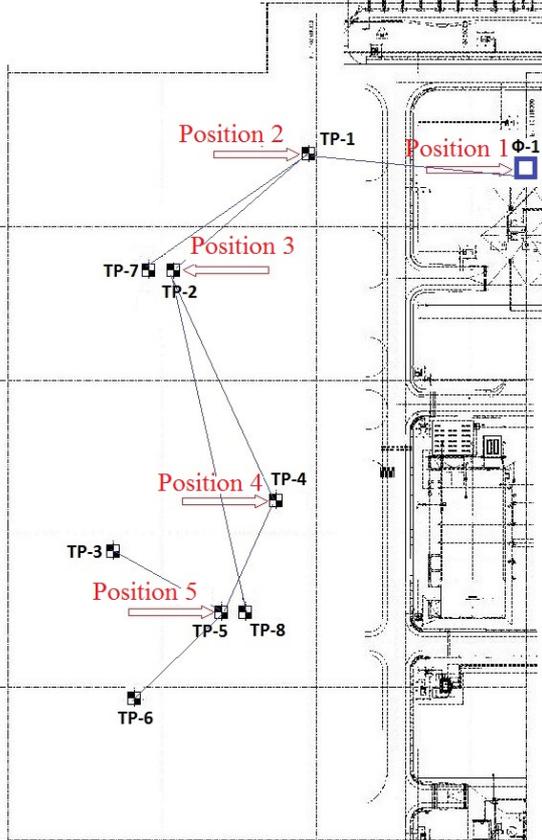


Figure 12: Vibration monitoring at the Tengiz oil and gas facilities (West Kazakhstan)

4 CONCLUSIONS

Existing pile foundation Standards practiced in Kazakhstan are out-of-date and are in urgent need for modernization. This paper presented very short descriptions of coming changes to the concept of Kazakhstan pile foundation design.

The static loading tests of piles No. 1, 2 and 3. Test bored pile diameter 820 mm was constructed up to 348,56 ÷ 348,68 m level, with a depth of 13.5 m.

The vertical static loading (top down) test was successfully employed to proof load on the pile up to 1477 kN, with a maximum displacement of 4.62, 5.53 and 5.59 mm and vertical static loading (vertical pulling load).

Allowable bearing capacity of the piles with an allowance for safety factor (FS = 1.2) equal to 1230.8 kN and vertical pulling load test 572 kN.

These investigations are important for understanding of soil-structure interaction especially of behavior of boring piles with 820 mm diameter on soil ground conditions in Astana.

Pile integrity test is in the process of gaining official acceptance in Kazakhstan. PIT is a non-destructive method allowing quality control of pile body whereupon of pile installation and even after many years of building exploitation. Geomonitoring for foundation settlement is indirect control of pile quality evaluation method and has become more relevant, especially for high-rise building construction.

The main advantages of O-Cell method are good applicability for the piles of great length and diameter, especially in cramped conditions; the possibility of pile loading by heavy loads with the increasing the number of adjustable jacks; improving the accuracy of the results due to the absence of pile heave because the anchoring system is not applied; the improvement of safety due to the absence of the reaction system on the ground level and the energy of testing load develops at a sufficient depth.

There is no necessity for engineers to rely on the test piles reduced in scale due to the very high cost of testing of the piles of a large diameter using traditional methods.

The development of bidirectional load on high bearing capacity of the piles gives engineers a new powerful tool for assessing the characteristics of the piles with the subsoil. Along with this we can say that using this method saves funds and time. It is because there is no necessity to use anchoring piles.

Along with the benefits of tests there are some limitations. The applied method is mainly used for bored piles, just as adjustable jack and transducer for measuring displacements have to be pre-installed before testing and after testing they remain in the pile.

Along with the disadvantages, the major advantage of the O-Cell is that it can help to determine the calculated resistance of subsoil under the lower end of the pile and on its lateral surface, which is of special value for the analysis and evaluation of bearing capacity of piles of a large diameter.

5 REFERENCES

SNiP RK 5.01-03-2002 "Pile foundation".

SNiP RK 5.01-01-2002 "Soil basement and foundations".

ASTM D 1143. "Standard Test Methods for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load".

Guoliang Dai, Weiming Gong. (2012). "Application of bi-directional static loading test to deep foundations". *J. of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.*, 4(3): 269–275.

Osterberg, J.O. (1989). "Breakthrough in Load Testing Methodology" *J. Foundation Drilling*, Vol. XXVIII, (8), ADSC: 13.

Osterberg, J.O. (1989). "New Load Cell Testing Device". *Proceedings of 14th Annual Conference. Deep Foundations Institute*: 17-28.

Report of vibration monitoring. KGS-Astana, from 19 May. Project: PU-341 Sour Gas Dehydration (62-0000-043-10-DH), 2012, p. 32.

DIN 45669. Human exposure to vibration in buildings, Germany, 1995-2006: p.8.

C.H. Dowding, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1996, 620pp

Herausforderungen und Beiträge der Forschung bei der Planung der 2. S-Bahn-Stammstrecke München

Dr.-Ing. habil. Jochen Fillibeck, Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, M. Sc. Martin Sailer
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, Deutschland

Scheller Albert, Dipl.-Ing.,
DB Netze, Leiter Großprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke, München, Deutschland

1 Einführung

Für den Bau der derzeit in der Planung befindlichen 2. S-Bahn-Stammstrecke in München werden insbesondere an den Haltepunkten Hauptbahnhof und Marienhof sehr große Baumaßnahmen unter schwierigen Randbedingungen im zentralen, innerstädtischen Bereich geplant. Die Lösungen zur Bewältigung dieser Bauvorhaben, die an die Grenze der bisherigen Bauverfahren reichen, bedingen zusätzliche, über das normale Maß hinausreichende Untersuchungen, um für die Ausschreibung und Ausführung der Maßnahmen die gewünschte Sicherheit zu erhalten. Derartige Untersuchungen wurden vom Zentrum Geotechnik der TU München u.a. für die Herstellung der Tiefen Baugruben an den Haltestellen und den geplanten Schildvortrieb unter verschiedensten geologischen Randbedingungen sowie zur realitätsnahen Prognose der erwarteten Setzungen bei den Schild- und Spritzbetonvortrieben durchgeführt. Diese Untersuchungen werden nachfolgend vorgestellt.

Die durchgeführten Zusatzuntersuchungen befassen sich mit Fragestellungen mit Forschungscharakter, die daher geeigneter Weise in einer Forschungseinrichtung bearbeitet wurden, die mit derartigen Fragestellungen häufig betraut ist. Im Zug der Bearbeitung konnten die offenen Problemstellungen erkannt und eingegrenzt bzw. beantwortet werden. Sie sind daher auch ein schönes Beispiel für eine beidseits vorteilhafte und befruchtende Zusammenarbeit zwischen Forschung und Praxis.

2 Vorstellung des Projekts 2. S-Bahn-Stammstrecke München

Nachdem die bestehende, von West nach Ost verlaufende S-Bahn-Stammstrecke München die Grenzen ihrer Leistungsfähigkeit erreicht hat, soll – zwischen den Bahnhöfen Laim und Ostbahnhof bzw. Leuchtenbergring – weitgehend parallel zur ersten eine zweite S-Bahn-Stammstrecke hergestellt werden, welche die gesamte Innenstadt in West-Ost-Richtung unterquert. Im Januar 2003 vereinbarte der Freistaat Bayern mit der DB AG die Planung und Realisierung der 2. S-Bahn-Stammstrecke (SBSS). Im Sommer 2003 wurde die DB Projekt-Bau beauftragt, die Genehmigungsunterlagen zu erstellen.

Die 2. SBSS in München hat das Ziel, das derzeitige überlastete S-Bahn System Münchens zu entlasten und die Attraktivität dieses Nahverkehrssystems, welches zu den besten Europas zählt, beizubehalten und zu steigern. Die 2. SBSS verläuft überwiegend unterirdisch

in 2 parallelen Tunnelröhren in ca. 40 m Tiefe. Um die Innenstadt Münchens schnell erreichen zu können und zur Reduzierung der Störanfälligkeit sind lediglich 3 Haltestellen am Hauptbahnhof, Marienhof und Ostbahnhof vorgesehen.

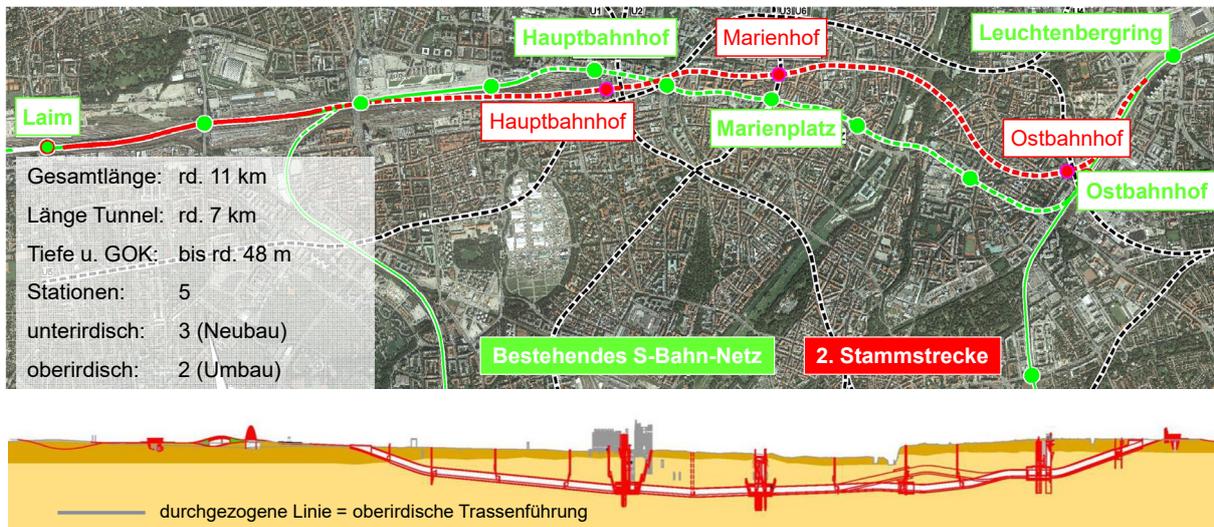


Abb. 1: 2. S-Bahn-Stammstrecke im Lageplan und Schnitt

Neben den Tunneln, die im Schildvortrieb aufgeföhren werden sollen, sind in Anschluss-, Übergangs-, Abweig- und Bahnhofsbereichen auch Tunnel in Spritzbeton- und offener Bauweise, zwei tief liegende Haltepunkte am Münchener Hauptbahnhof und am Marienhof sowie im Zusammenhang mit dem Sicherheits- und Rettungskonzept eine Vielzahl von Schächten und Stollen herzustellen. Die Bauwerke kommen in den mitteldicht bis dicht gelagerten quartären Kiesen sowie in den tertiären Wechsellagen aus dicht gelagerten, meist gleichkörnigen Sanden sowie halbfesten bis festen feinkörnigen Böden zu liegen. Teilweise sind die Böden auch in Schichten karbonatisch verfestigt. Die Baumaßnahmen liegen überwiegend unter dem Grundwasserspiegel, wobei durch Wasserhaltungsmaßnahmen der quartäre Grundwasserspiegel aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Quartärs nur geringfügig abgesenkt und die gespannten Tertiäraquifere in den Sanden entspannt werden können (Reduzierung des Druckwasserspiegels).

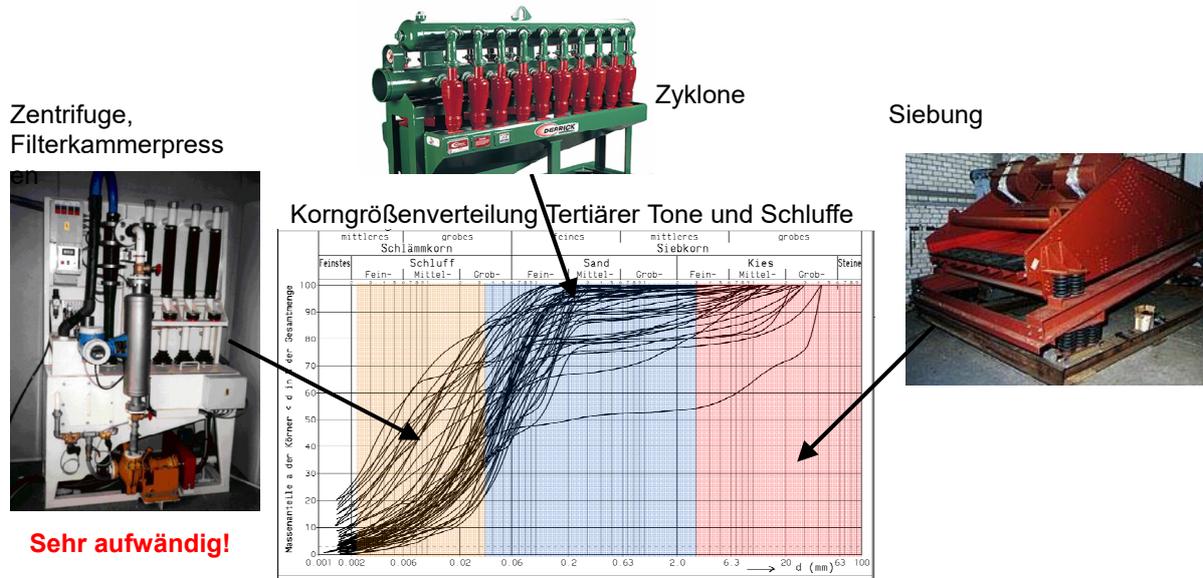
Die großen Eingriffe in den Untergrund in sensibler dicht bebauter Umgebung bedingen eine Vielzahl geotechnisch diffiziler und komplexer Maßnahmen: Vortriebe in fließgefährdeten Sanden und festen Tonen, verformungsarme Baugruben mit über 50 m tiefen Schlitzwänden, Drucklufteinsatz beim Spritzbetonvortrieb, Vereisungsmaßnahmen, Unterfangungen und Unterföhren höchstbelasteter Gründungen, Stabilisierungs- und Hebungsinjektionen und komplexe Wasserhaltungsmaßnahmen müssen sicher und wirtschaftlich geplant und umgesetzt werden.

Um diese Maßnahmen sicher planen und ausschreiben zu können, wurden dem Zentrum Geotechnik der TU München für verschiedene spezielle Fragestellungen geotechnische und tunnelbautechnische Sonderuntersuchungen aufgetragen. Da diese Fragestellungen den bisherigen Erkenntnisstand überschreiten, besitzen sie durchaus Forschungscharakter. Anhand von 3 Beispielen soll dies nachfolgend dargestellt werden.

3 Spezielle Untersuchungen zum maschinellen Schildvortrieb

Beispielhaft für die ausgeführten Zusatzuntersuchungen für den maschinellen Schildvortrieb wird hier kurz auf die Themen Trennung / Separierung des Ausbruchsmaterials sowie das Verklebungspotential in der Abbaukammer eingegangen, die beide in Verbindung mit den überwiegend beim Schildvortrieb anstehenden tertiären Tonen zu betrachten sind.

Das Problem bei der Separierung wird ersichtlich, wenn man die Bandbreite der Korngrößenverteilungen der Tertiären Tone und Schluffe betrachtet. Abb. 2 zeigt sie im Körnungsband.



Allerdings: Feste Tone liegen in der Abbaukammer in steingroßen Chips vor

→ Wie werden diese beim Transport zerkleinert?

Wieviel Prozent der Tertiären Tone können durch Siebe/Zyklone entnommen werden?

Abb. 2: Fragestellungen zur Trennung und Separierung der tertiären Tone / Schluffe beim Hydroschildvortrieb

Der überwiegende Kornanteil der Tertiären Tone müsste demnach durch Zentrifugen bzw. Filterkammerpressen entnommen werden, was sehr kostenaufwändig ist. Andererseits ist bekannt, dass beim Lösen die halbfesten bis festen Tertiären Tone in der Abbaukammer noch überwiegend als steingroße Chips vorliegen. Damit ergaben sich folgende Fragen:

- Wie werden diese Chips beim Transport zerkleinert?
- Wieviel Prozent der Tertiären Tone können durch Siebe oder Zyklone entnommen werden?

Zur Klärung dieser Fragestellungen wurden verschiedene großmaßstäbliche Versuchsreihen ausgeführt. Beim Radreifenversuch wurde durch Drehen einer kreisrunden Förderleitung, in der sich die Boden chips befinden, der Transportweg simuliert (s. Abb. 3). Beim Drehen des Radreifens verbleibt der Boden mit Suspension unten und reibt somit an der Leitungswandung. Es wurden Versuche mit unterschiedlichen Flüssigkeiten, unterschiedlich langer Versuchsdauer (Länge der Pumpstrecke) und auch mit verschiedenen Polymersuspensionen zur Reduzierung des Zerfalls der Tonchips ausgeführt.

Beim Pumpenfaktorversuch wurde dagegen der Zerfall der steingroßen Chips beim ein- oder mehrmaligen Durchlaufen durch eine Pumpe betrachtet (s. Abb. 3). Dabei wurde das Bodensuspensionsgemisch im Kreis gepumpt.

Radreifenversuch:
Simulation des Förderwegs



Pumpenfaktorversuch:
Simulation der Pumpbeanspruchung

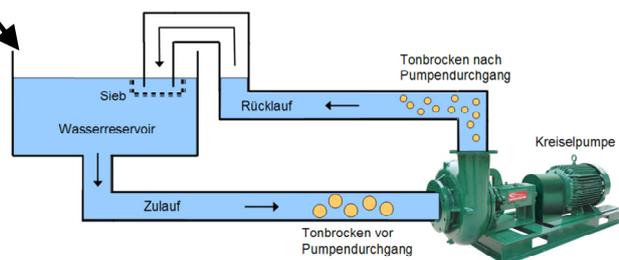


Abb. 3: Radreifenversuch und Pumpenfaktorversuch zur Simulation des Zerfalls tertiärer Tone nach dem Lösen in der Abbaukammer beim Schildvortrieb

Beim Radreifenversuch wurden die Ergebnisse hinsichtlich des Hydraulischen Zerfallsindex I dargestellt. Er ist definiert als das Verhältnis der Massenanteile kleiner 0,02 mm nach dem Versuch und gemäß der Korngrößenverteilung. Je mehr dieser Wert bei 1 liegt, umso größer ist der Zerfall. Das in Abb. 4 dargestellte Diagramm zeigt beispielsweise, dass bei einer mittleren Transportgeschwindigkeit (bzw. Transportweg) der Zerfall entscheidend beeinflusst wird.

Beim Radreifenversuch zeigte sich, dass die kleinste Öffnungsweite bei der Pumpe ganz entscheidend ist. Dagegen ist die Anzahl der ohnehin begrenzten Pumpendurchgänge ohne große Bedeutung, da sich die Aggregate auch bei mehrmaligem Durchgang nicht mehr stark zerkleinern,

Als Fazit lässt sich zusammenfassen, dass anhand der Untersuchungen allgemeine qualitative Aussagen zum Zerfall der tertiären Tone möglich sind. Außerdem lässt sich der Zerfall durch Additive wie beispielsweise polymere Zugabestoffe beeinflussen. Der Geräteeinsatz und die Randbedingungen vor Ort besitzen allerdings auch einen wichtigen Einfluss und die Versuchsergebnisse sind somit – obwohl sie großmaßstäblich waren – nicht eins zu eins übertragbar. Hinsichtlich detaillierterer Angaben zu den Versuchsergebnissen siehe beispielsweise (Baumgärtel, Fillibeck, Salzburg)

Beispiel einer Auswertung des Radreifenversuchs:

Hydraulischer Zerfallsindex $I_{HL,0,02}$:
Verhältnis der Massenanteile
< 0,02 mm nach dem Versuch und
gemäß Korngrößenverteilung

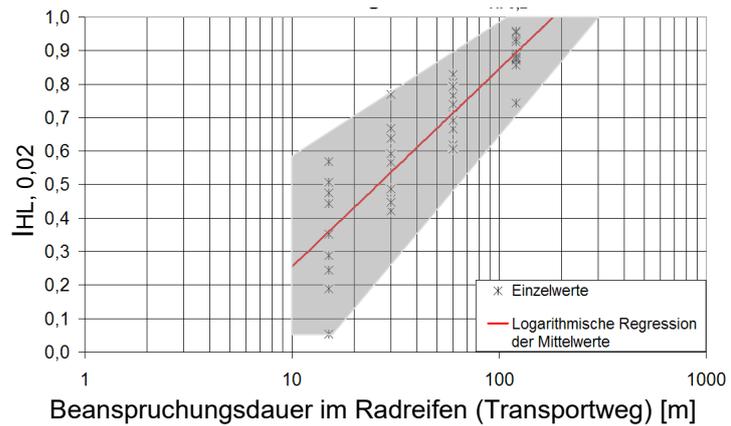


Abb. 4: Auswertung des Radreifenversuchs mit dem hydraulischen Zerfallsindex $I_{HL,0,02}$

Desweiteren wurden für die 2. S-Bahn-Stammstrecke München spezielle Untersuchungen zum Verklebungspotential der tertiären Tone und Schluffe durchgeführt. Das Verklebungspotential beschreibt die Gefahr, dass beim flüssigkeitsgestützten Schildvortrieb Tone oder Schluffe im Bereich der Abbaukammer, des Schneidrads oder an den Abbauwerkzeugen anhaften und damit die Leistung des Vortriebs beeinträchtigen. Beispielhaft ist in Abb. 5 ein Schneidrad dargestellt, bei dem die Disken durch tertiäre Tone vollkommen verklebten, so dass kein Vortrieb mehr möglich war.



Abb. 5: Beispiel eines mit Ton verklebten Schneidrads

Es ist bekannt, dass insbesondere hochplastische Tone zum Verkleben des Schneidrads führen können. Hierzu gibt es beispielsweise Untersuchungen von Thewes. Allerdings liegen erst wenige Informationen vor, wie sich speziell die Tertiären Tone in halbfester bis fester Konsistenz, also mit geringem Wassergehalt hinsichtlich des Verklebungspotentials verhalten.

Um das Verklebungspotential der Münchner tertiären Tone zu beurteilen, wurden verschiedene Laborversuche unternommen. Beispielsweise wurde durch die erforderliche Abhebekraft einer Stahlplatte von einer Bodenprobe die normale Adhäsion (Klebekraft) ermittelt.

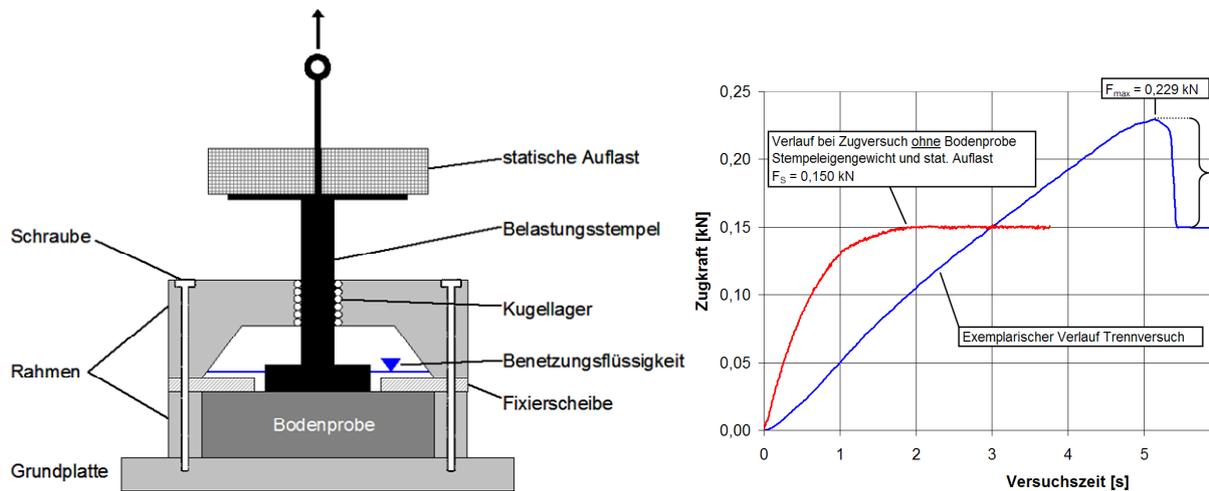


Abb. 6: Versuchsanordnung zur Ermittlung der normalen Adhäsion

Die Ergebnisse zeigten deutlich, dass auch die mittel- bis ausgeprägt plastischen, halbfesten und festen tertiären Tone ein hohes Verklebungspotential aufweisen, wenn sie mit Flüssigkeiten abgebaut werden. Beim Hydroschildvortrieb sind also besondere Vorkehrungen zu treffen, damit die Verklebung reduziert wird. Sie wirkt sich sonst ungünstig auf die Leistung aus. Diese Ergebnisse bestätigen die Untersuchungen von Hollmann et. al. (2011), die unter gewissen Randbedingungen auch halbfesten bis festen Tonen ein mittleres bis hohes Verklebungspotential zuweisen.

4 Hebungsinjektionen unter der U-Bahn-Linie U3/6 bei der Herstellung des Haltepunkts Marienhof

Beispielhaft für das Zusammenwirken von Forschung und Praxis zur Bewältigung der großen Herausforderungen beim Bau der Haltestellen wird nachfolgend auf den Haltepunkt Marienhof und hier insbesondere auf die geplanten Hebungsinjektionen eingegangen, die bei der Unterfahrung der U-Bahn-Linie U3/6 mit dem ca. 340 m² großen Bahnhofsquerschnitt zum Schutze der U-Bahn geplant sind.

Für den Haltepunkt Marienhof (siehe Abb. 7) wird eine mehrfach ausgesteifte tiefe Schlitzwandbaugrube (ca. 52 m · 65 m, Aushubsole ca. 43,5 m unter GOK) in Deckelbauweise hergestellt. In ihr wird der zentrale Aufgang erstellt und sie dient als Startschacht zum bergmännischen Auffahren der Bahnsteigröhren nach Westen (Länge ca. 55 m) und Osten (Länge ca. 95 m). Die Bahnsteigröhren besitzen eine Querschnittsfläche von ca. 340 m². Sie sollen in Spritzbetonbauweise mit Druckluftstützung aufgefahren werden. Aufgrund der großen Querschnittsfläche erfolgt der Vortrieb in mehreren Teilausbrüchen (siehe Abb. 7). Zunächst werden in den seitlichen Bahnsteigröhren je zwei Ulmenstollenvortriebe und im Anschluss der verbliebene Kern vorgetrieben. Nach dem Einbau der Innenschalen fahren die von Westen und Osten kommenden Schildmaschinen der Streckenvortriebe in den Bahnhofs-bereich ein und werden dort zurückgebaut. Zuletzt wird der Mittelstollen zwischen den beiden Gleisröhren aufgefahren.

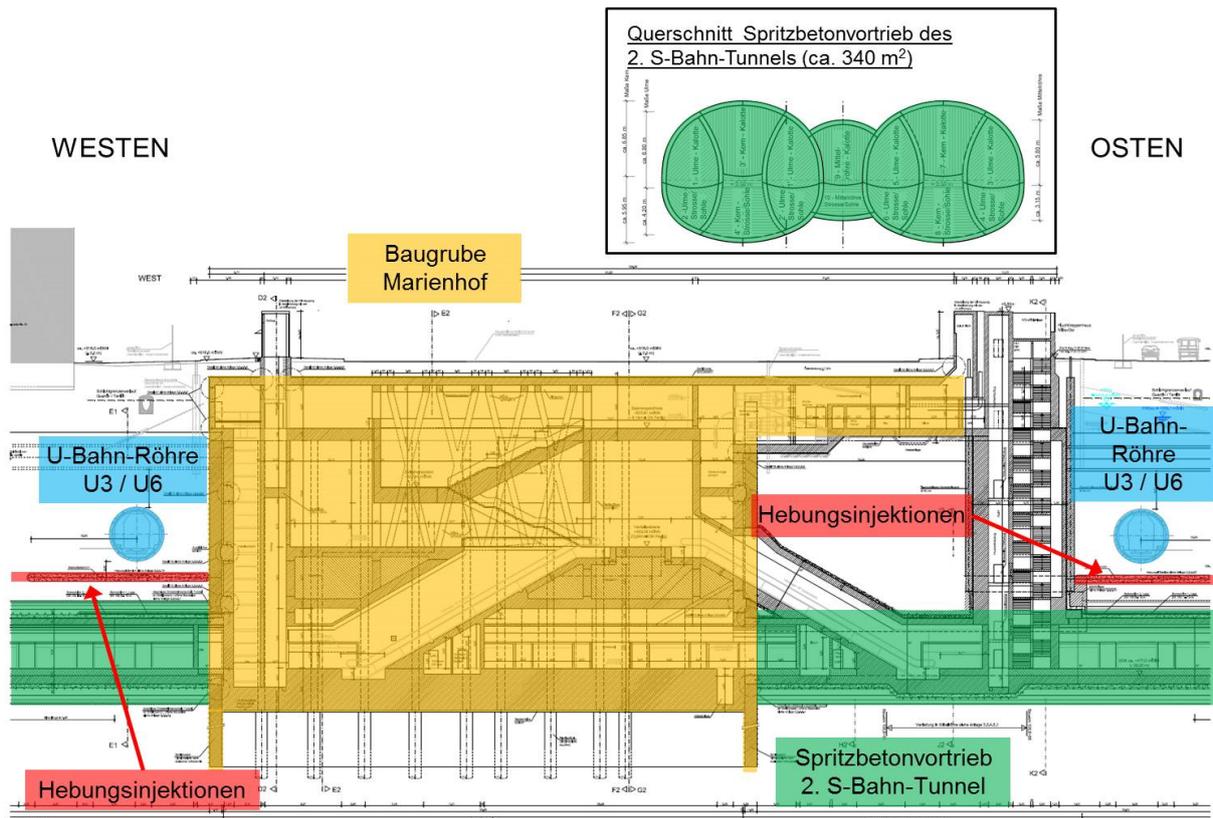


Abb. 7: Haltepunkt Marienhof im Lageplan und Schnitt

Der Grund für die große Gradiententiefe der 2. S-Bahn-Stammstrecke ist, dass die von Nord nach Süd verlaufenden Tunnelröhren der U-Bahn-Linien U3/U6 unterfahren werden müssen (siehe Abb. 7). Zwischen den Vortrieben der 2. S-Bahn-Stammstrecke und den U-Bahn-Röhren ist ein minimaler Abstand von lediglich 4,5 m vorgesehen. Aufgrund der großen Vortriebsquerschnitte wurden anhand von 3D-FE-Berechnungen maximale Setzungen der U-Bahn-Röhren von bis zu 55 mm und Tangentenneigungen von maximal 1/500 ermittelt. Da befürchtet wird, dass insbesondere die Abdichtung der U-Bahn-Röhren durch derartige Verformungen Schaden nehmen kann, ist geplant, die Setzungen nach bestimmten Teilflächenvortrieben durch Hebungsinjektionen auszugleichen.

Das Injektionsgut für die Hebungsinjektion wird von Injektionsfächern aus eingepresst, welche jeweils zwischen den U-Bahn-Röhren und der 2. S-Bahn-Stammstrecke situiert sind (siehe Abb. 7).

Bei der Planung der Hebungsinjektion muss besonderes Augenmerk darauf gelegt werden, dass die U-Bahnlinie U3/6 keinen Schaden nimmt. Führt man nämlich die Hebungsinjektionen in geringem Abstand direkt unter dem Tunnel aus, kommt es, wie Modellversuche und FE-Berechnungen gezeigt haben (s. Abb. 8) aufgrund der Gewölbewirkung über der Firste verbunden mit einer hohen Bodenauflast zu einer Überbeanspruchung des Tunnels, die Schale wird eingedrückt.

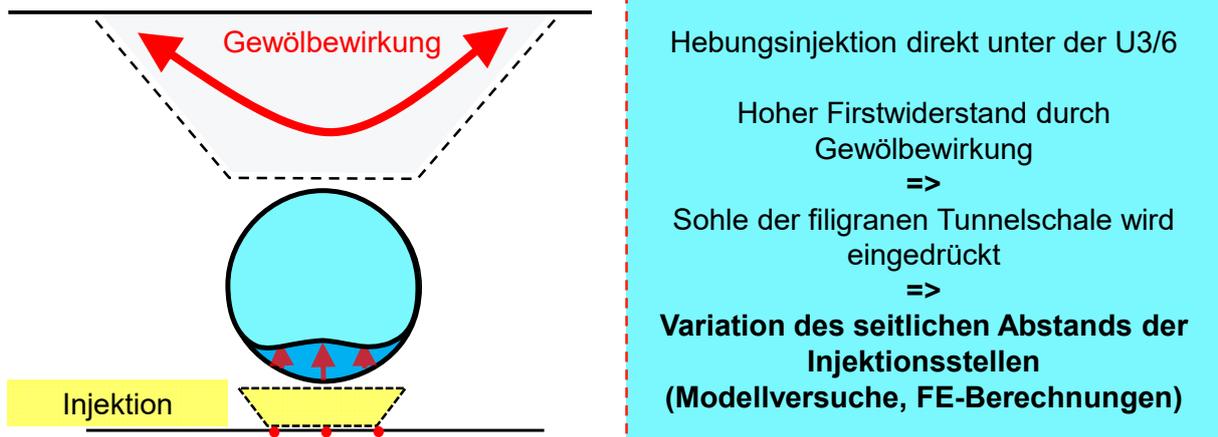


Abb. 8: Haltepunkt Marienhof im Lageplan und Schnitt

Um dies durch eine geeignete Anordnung und Abfolge der Hebungsinjektionen zu verhindern, wurde am Zentrum Geotechnik der TU München anhand von Modellversuchen und FE-Berechnungen untersucht, wie sich der seitliche Abstand der Hebungsinjektion auf den Tunnel auswirkt.

Gemäß den Ergebnissen lassen sich 2 Injektionsschritte unterscheiden (s. Abb. 9): Werden im 1. Injektionsschritt Hebungsinjektionen in großem Abstand vom Tunnel ausgeführt, kommt es zu einem Anheben des Bodengewölbes über dem Tunnel. Der Tunnel wird entlastet und dementsprechend hebt sich die Tunnelfirste. Der Tunnel ovalisiert.

Im 2. Injektionsschritt können dann Hebungsinjektionen seitlich und unter dem Tunnel ausgeführt werden, wodurch die Ovalisierung ausgeglichen wird und sich der Tunnel insgesamt anhebt.

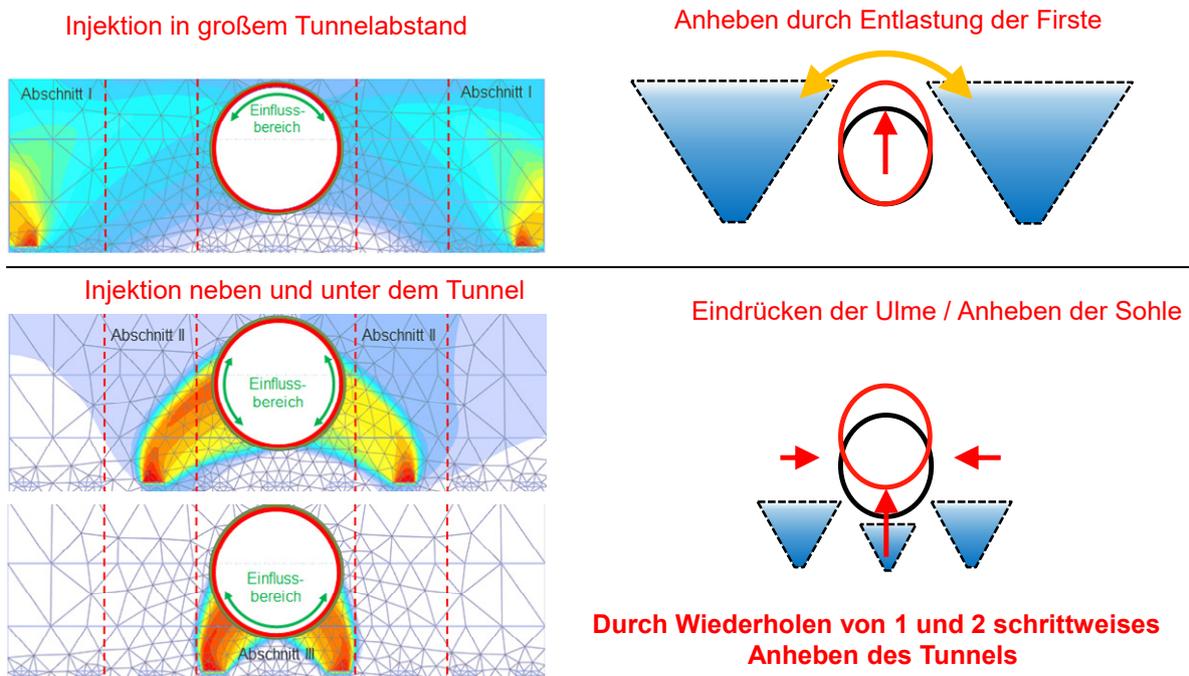


Abb. 9: Injektionsschritte zum Anheben der U-Bahnlinie der U3/6 am Haltepunkt Marienhof

Durch Messen der Tunnelverformungen und eine Wiederholung dieser beiden Injektionsschritte ist es also möglich, den Tunnel schrittweise anzuheben, ohne dass in der Tunnelchale zu große Momente entstehen. Maßgebliche Größe zur Steuerung der Hebungsinjektion ist dabei die Ovalisierung des Tunnels. Hinsichtlich weiterer Details zu den Untersuchungen für das Anheben filigraner Tunnelschalen wird auf Fillibeck et. al. (2015) verwiesen. Die schwierigen und komplexen Fragestellungen zu den geplanten Baumaßnahmen an den Haltepunkten, insbesondere die Unterfahrung der U1/U2 am Hauptbahnhof sowie die Ansätze zur Dimensionierung der tiefen Baugruben an den Haltepunkten Hauptbahnhof und Marienhof sind u.a. in den Veröffentlichungen von Vogt et al, (2006) und Scheller (2015) im Detail beschrieben.

5 Prognose von tunnelbauinduzierten Setzungen

Beim innerstädtischen Tunnelbau wird es schon im Zuge der Vorplanungen zunehmend wichtig, das Schadenspotential auf Bauwerke im Tunneleinflussbereich durch tunnelbauinduzierte Setzungen einzuschätzen. Da es nicht möglich ist, für jedes Bauwerk eine detaillierte Setzungsbetrachtung vorzunehmen, ist ein mehrstufiges Vorgehen erforderlich. Dabei wurde im Zuge der 2. S-Bahn-Stammstrecke München wie folgt vorgegangen:

- Schritt 1: Sichtung der Gebäude im Tunneleinflussbereich. Beurteilung der Schadensanfälligkeit der Gebäude
- Schritt 2: Einfache Setzungsermittlung mit einem vereinfachten empirischen Setzungsberechnungsverfahren.
- Schritt 3: Detailuntersuchungen an besonders kritischen Gebäuden oder wenn große Tangentenneigungen errechnet wurden. Dies sind dann in der Regel FE-Berechnungen, bei denen auch die Gebäudesteifigkeit berücksichtigt werden kann.

Das Problem bei den vormals aus der Literatur bekannten empirischen Berechnungsverfahren ist, dass aus dem modernen Tunnelbau nur wenige Messergebnisse für eine empirische, also auf Erfahrungen beruhende Betrachtung vorlagen und so aus Sicherheitsgründen im 2. Schritt meist unrealistisch hohe Setzungen ermittelt wurden (Fillibeck, 2010). Um diesem Missstand entgegen wirken zu können, wurden für die 2. S-Bahn-Stammstrecke München die äußerst vielfältigen Messungen aus den verschiedensten U-Bahn-Baumaßnahmen in München ausgewertet und in einem neuen Berechnungsverfahren mit verbesserten Eingangsgrößen zusammengestellt (Fillibeck, 2012). Dabei konnten zur verbesserten Setzungsprognose mit Angabe von Setzungen in Abhängigkeit einer Auftretenswahrscheinlichkeit über 300 Messquerschnitte ausgewertet werden. Mit diesem verbesserten Setzungsprognoseverfahren konnte dann auf einfache Weise überprüft werden, ob die errechneten Schiefstellungen für die Gebäude schadensrelevant sind. Bei herkömmlichen Gebäuden ist das bei Tangentenneigungen $1/n < 1/500$ bzw. max. Setzungen von 10 mm nicht der Fall. Damit konnte die Schadensrelevanz für einen Großteil der relevanten Gebäude ausgeschlossen werden.

Für besonders wertvolle, setzungsempfindliche Gebäude oder aber bei großen zu erwartenden Setzungen, müssen neben den vereinfachten empirischen Setzungsberechnungen (Schritt 2) zusätzliche, intensivere Untersuchungen ausgeführt werden (Schritt 3). Dies war

beispielsweise für den Münchner Dom der Fall. Die Schildvortriebe verlaufen etwas seitlich versetzt zum Dom, über 30 m unterhalb der Fundamente. Zur Beurteilung der Setzungen wurde der Vortrieb mittels Finite-Element-Berechnungen simuliert. Demnach betragen die maximalen Setzungen - allerdings neben dem Dom - rechnerisch 7,2 mm. Um das Schadenspotential beurteilen zu können, werden die Setzungsdifferenzen der Fundamente, ausgedrückt in Tangentenrichtungen oder Winkelverdrehung betrachtet (s. Abb. 10).

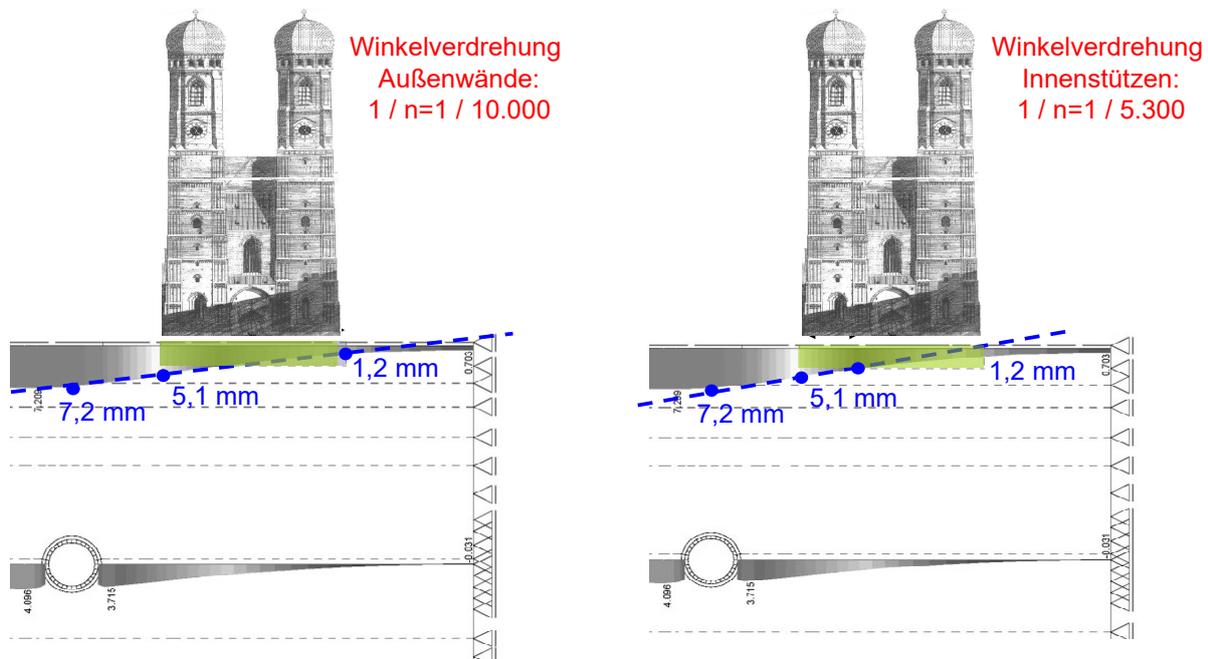
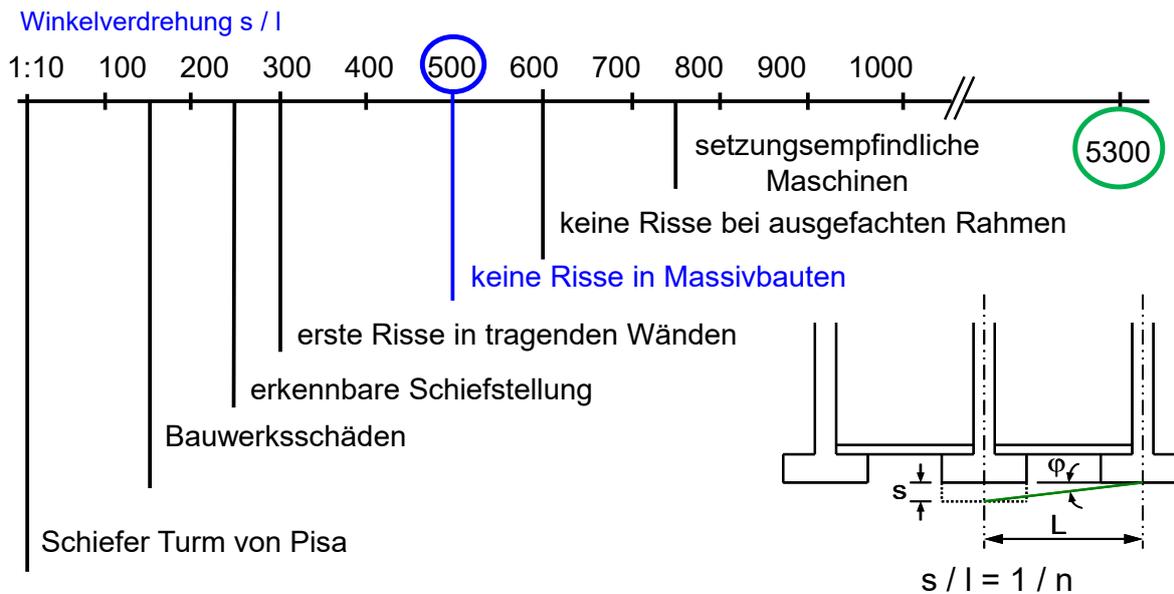


Abb. 10: FE-Berechnung zur Prognose von Setzungen des Doms

Es wurde unterschieden zwischen den Tangentenrichtungen bezogen auf die Außenwände sowie auf Außenwand und Innenstütze. Die in FE-Berechnungen ermittelten Tangentenrichtungen betragen ca. $1/10000$ bzw. $1/5300$.

Um diese Werte beurteilen zu können, wird hier das einfache Kriterium nach Kramer (1978) herangezogen (s. Abb. 11). Bei herkömmlichen Gebäuden werden ab $1/500$ bzw. bei sensiblen Gebäuden ab $1/1000$ Schäden erwartet. Demnach liegen die ermittelten Verformungen weit außerhalb des kritischen Bereichs. Für den Dom werden somit keine Schädigungen erwartet. Nichtsdestotrotz wird während des Vortriebs der Dom intensiv messtechnisch überwacht, um bei Bedarf sofort regulierend einschreiten zu können.



=> Keine Schädigung am Dom zu erwarten

Abb. 11: Vereinfachtes Beurteilungskriterium nach Kramer zur Abschätzung des Schadenspotentials am Dom

6 Zusammenfassung

Die 2. S-Bahn-Stammstrecke München ist ein Projekt mit besonderen bautechnischen Herausforderungen. Die Grenzen bisheriger Erfahrungen werden mit den geplanten Baumaßnahmen mehrfach erreicht und zum Beispiel bei den über 40 m tiefen Baugruben oder den über 340 m² großen Spritzbetonvortrieben an den Haltepunkten Hauptbahnhof und Marienhof auch überschritten. Derartige Baumaßnahmen im Grenzbereich des bisher Ausgeführten erfordern außerhalb der herkömmlichen Planung zusätzliche Untersuchungen mit Forschungscharakter, um Planungssicherheit zu erhalten und der Ausschreibung zusätzliche Informationen zur Kalkulation zur Verfügung zu stellen. Die im Rahmen dieser Veröffentlichung vorgestellten, am Zentrum Geotechnik der TU München ausgeführten Untersuchungen erfüllten die vorgenannten Anforderungen des Projekts und erweiterten gleichzeitig den Kenntnisstand in der Forschung. Die 2. S-Bahn-Stammstrecke München ist somit ein schönes Beispiel einer gelungenen Symbiose zwischen Forschung und Praxis.

Mit dieser Veröffentlichung möchten sich die Verfasser des Zentrum Geotechnik der TU München ganz herzlich bei Herrn Scheller, dem langjährigen Leiter des Großprojekts 2. S-Bahn-Stammstrecke München für die stetige, gute und fruchtbare Zusammenarbeit und das entgegengebrachte Vertrauen bedanken. Wir wünschen ihm für seine neue Lebensphase im Ruhestand alles erdenklich Gute.

7 Literaturverzeichnis

- Baumgärtel, T.; Fillibeck, J.; Vogt, N. (2012): Zerfall von festen Tonen und Tonsteinen bei hydraulischer und mechanischer Beanspruchung. 61. Geomechanik Kolloquium am 11. und 12. Oktober 2012 in Salzburg. Geomechanics and Tunnelling. Vol. 5, October 2012. Verlag Ernst und Sohn.
- Fillibeck, J.; Vogt, N. (2010): Prognose und Wertung von Setzungen bei Lockergesteinsvortrieben, In: Taschenbuch Tunnelbau 2010, S. 97 – 142.
- Fillibeck, J. (2012): Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein - Prognose, Messung und Beeinflussung. Habilitationsschrift am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München. Veröffentlicht im Heft 50 der Schriftenreihe, 2012.
- Fillibeck, J.; Vogt, N.; Scheller, A.; Sailer, M. (2015): Hebungsinjektionen unter filigranen Tunnelschalen für den Bau der 2. S-Bahn-Stammstrecke München: Bauablauf, Modellversuche, Injektionschema, FE-Simulation. STUVA-Tagung 2015 der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Hollmann, F. S.; Thewes, M. (2011): Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Lockergestein. 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen, Berlin, 2011, S. 237-244.
- Kramer, J. (1978): Senkungsschäden an Hochbauten durch Fremdeinflüsse. Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen – Forschungsberichte a. d. Fachgebiet Bauwesen, Nr. 4.
- Scheller, A. (2015): Die 2. S-Bahn Stammstrecke – ein zentrales Verkehrsprojekt im Herzen von München mit besonderen Herausforderungen. 19. Münchener Massivbau Seminar an der TU München, Lehrstuhl für Massivbau, November 2016.
- Vogt, N.; Fillibeck, J.; Scheller, A. (2006): Geotechnische Herausforderungen bei der zweiten S-Bahn-Stammstrecke in München, In: Vorträge zur Baugrundtagung 2006 in Bremen, September 2006, S. 55 – 65.

Bau von Eisenbahntunneln in verkarstetem Gebirge: Erkenntnisgewinne der letzten zwei Jahrzehnte für den sicheren Bau und Betrieb

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

1 Zusammenfassung

Anhand von zwei Tunneln, die in den letzten Jahren bei Neubaustrecken der Deutschen Bahn in verkarstetem Gebirge aufgefahen wurden, wird aufgezeigt, wie sichere Tunnelbauwerke in einer im Detail unbekanntem geologischen Umgebung, die wesentlich durch unterirdische Hohlräume undefinierter Standsicherheit geprägt ist, hergestellt werden können. Dabei haben Verfahren der Geophysik, die in den letzten Jahren erheblich weiterentwickelt wurden, eine zentrale Bedeutung. Die Beobachtungsmethode spielt eine große Rolle, denn es werden angetroffene und messtechnisch erfasste Ist-Situationen mit Hilfe von vorher vorbereiteten Schubladelösungen bewältigt. Erkundung, Gebirgsertüchtigung, robuste anpassungsfähige Bauweisen und der Umgang mit Restrisiken sind zentrale Themen.

2 Exkurs zu geotechnischer Forschung und Praxis im universitären Umfeld

Im aktuellen Münchner Geotechniktag 2016 steht die Verknüpfung von Praxis und Forschung im Fokus.

In der Bauingenieurpraxis ist der meist durch Normen definierte Stand der Technik die Richtschnur des Planens und Bauens. Der Wettbewerb erfordert, diesen Stand immer weiter auszuweiten und dazu den Stand der Wissenschaft zu nutzen. Die Erweiterung des Standes von Technik und Wissenschaft wird durch Forschung erreicht. Sie ist dazu zielorientiert und wissenschaftsbasiert. Try and Error und Bauchentscheidungen sollten zurückgestellt bleiben. Vielmehr ist es angebracht, mit der Kenntnis der technischen Zusammenhänge und der mechanischen und physikalischen Grundlagen, vor allem auch unter Nutzung benachbarter primär naturwissenschaftlicher Disziplinen Neuland zu erobern. Die Erweiterung der Erkenntnis basaler Zusammenhänge, die längst noch nicht alle geklärt sind, erfordert auch Grundlagenforschung, die sich nicht unmittelbar auf das Baugeschehen auswirken muss, sich aber langfristig entsprechend positiv auswirken könnte. Dieses Feld ist universitärer Forschung vorbehalten und kann von Wirtschaftsunternehmen in der Regel nicht geleistet werden. Universitäre Institutionen können und sollen aber durchaus auch in unmittelbarer praxisorientierter Forschung mitwirken, dies schafft vielfache Synergien und dient nicht zuletzt der Befruchtung der Lehre und der Ausbildung von selbständigen Spezialisten in Form von Promotionen.

Ingenieurmethoden zeichnen sich vielfach auch durch robustes pragmatisches Handeln aus, ohne dass alle basalen Zusammenhänge genau bekannt und untersucht werden – sonst würden wir uns im Detail verlieren, ohne Ergebnisse zu erreichen. Je mehr wir aber durch Forschung erfahren und erkennen, umso besser können wir Ingenieure gleichzeitig sicherer und wirtschaftlicher bauen.

3 Karst mit seiner globalen Verbreitung und seinen technischen Risiken

Ein in Wikipedia verfügbares Bild: https://de.wikipedia.org/wiki/Karst#/media/File:Carbonate-outcrops_world.jpg zeigt die ausgeprägte weltweite Verbreitung von Karst auf etwa 20 % der Landoberfläche der Erde, also von Gesteinen, die durch Atmosphärien gelöst werden können, was in der Konsequenz an der Geländeoberfläche sowie im Untergrund Hohlformen hinterlässt. Kalk- und Sulfatgesteine stehen hier im Vordergrund, aber auch Salz und in seltenen Fällen Quarzgestein sind betroffen.

Schon kleine Karsthohlräume wie der in Bild 1 gezeigte hochgebrochene Hohlraum im Gipskeuper nahe des Stuttgarter Hauptbahnhofs können erhebliche Diskussionen auslösen, ob und wie man auf derartigem Untergrund bauen kann. Wie viel dramatischer ist doch der in Bild 2 gezeigte bis zur Geländeoberfläche hochgebrochene Hohlraum, in dem ein ganzes Dorf Platz hätte.



Bild 1: Karsthohlraum in Tonsteinen des Gipskeupers (Stuttgart)

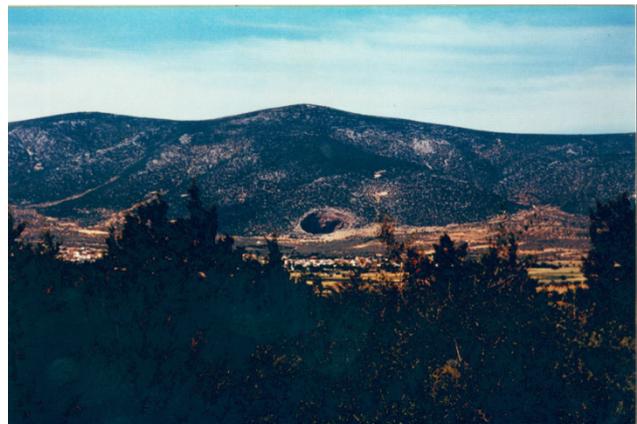


Bild 2: Doline auf dem Peloponnes, 25 km von Ermioni, Dorf Didyma

Die größte dem Autor aus Fotos im Stern bekannte Höhle ist die Rumbling Falls Cave in Tennessee, USA, siehe <http://www.darklightimagery.net/RFC/thumbs.html>.

Beim Einsturz von unterirdischen Hohlräumen können Gebäude oder Verkehrswege Schaden erleiden, wie die Bilder 3 und 4 zeigen. Aus Waltham, Bell, Culshaw: Sinkholes and Subsidence (2005) stammt die Grafik in Bild 5, die typische Szenarien zeigt, wie sie für Verkehrswege gefährlich sein können. Karstbedingte Hohlformen können offen oder teils oder ganz verfüllt sein. Ihre statische Stabilität ist stets zu hinterfragen und in geologischen Zeiträumen sicher nicht gegeben. Sie können auch große Wasservolumina enthalten, die z.B. beim Anschneiden durch einen Tunnel plötzlich freigesetzt werden.

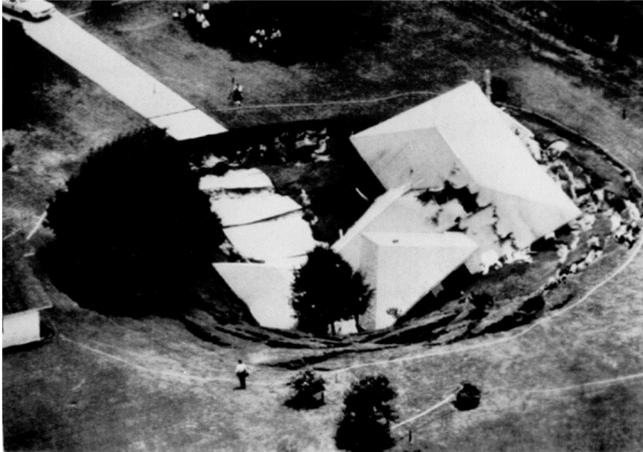


Bild 3: Folgen eines Einsturzes einer überbauten Höhle, Bild AP



Bild 4: Landstraße in Thüringen, aus Genske: Ingenieurgeologie (2005)

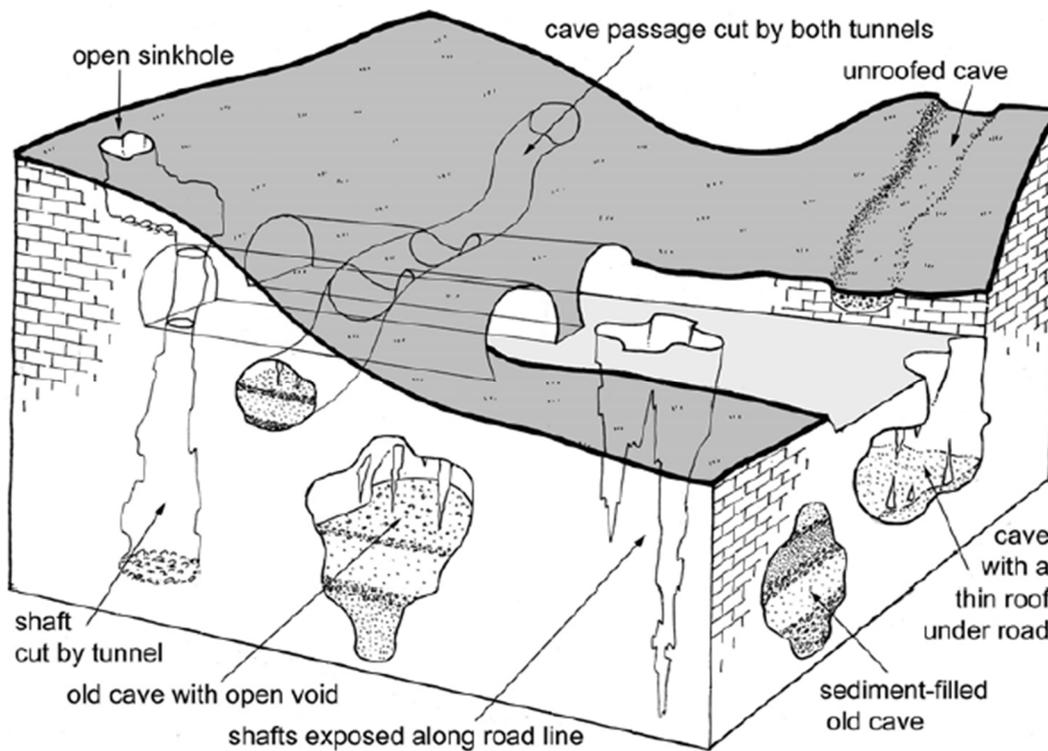


Bild 5: Karst mit Gefahren für Verkehrswege (Waltham, Bell, Culshaw, 2005)

4 Tunnel Irlahüll

Der Tunnel Irlahüll wurde im Zusammenhang mit der Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt im Auftrag der Deutschen Bahn hergestellt und bildet den Aufstieg aus dem Altmühltal auf die Frankenalb, Bild 6. Aus der geologischen Erkundung im Vorfeld der Baumaßnahme war die Verkarstung hier bekannt. Im Bauvertrag waren entsprechend Maßnahmen zur Begegnung der Gefahren aus Karststrukturen berücksichtigt, primär mit einer Pauschale für bautechnische Maßnahmen bei Strukturen bis 1 m Größe.

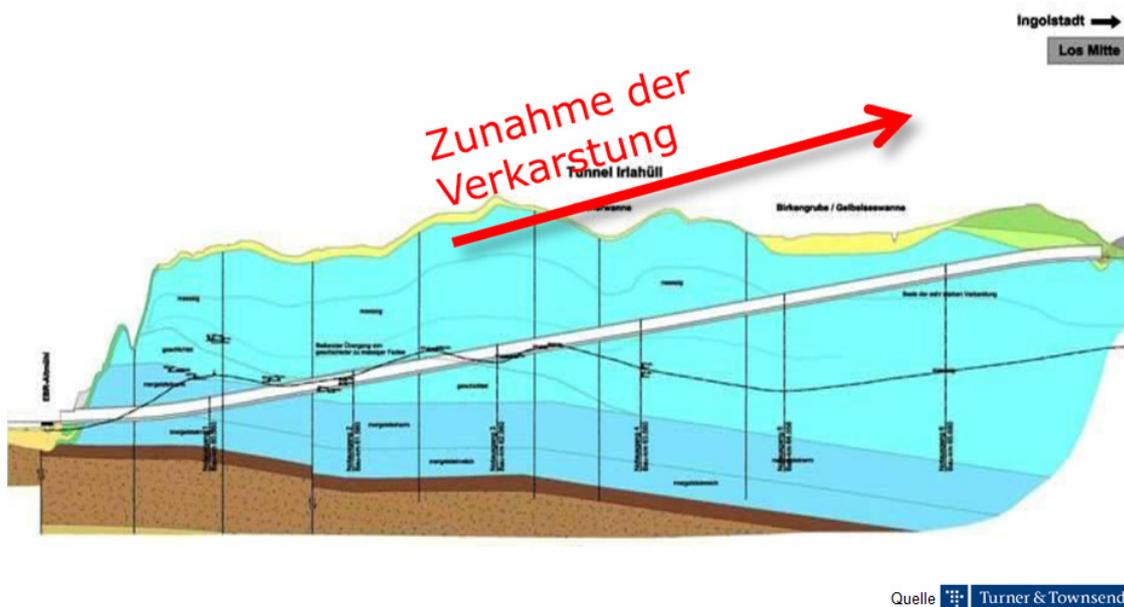


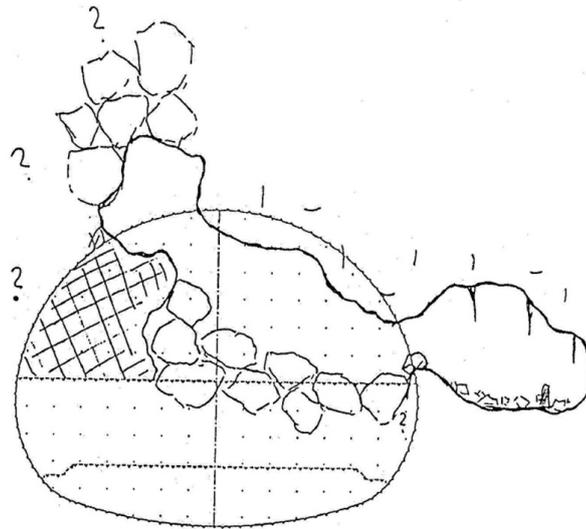
Bild 6: geologischer Längsschnitt Tunnel Irlahüll (Quelle: Reichl, 2014)

Als tatsächlich beim Tunnelvortrieb deutlich größere Karststrukturen angetroffen wurden, siehe z.B. Bild 7 und 8, kam es zu erheblichen Diskussionen, die zur Unterbrechung der Baumaßnahme führten, bis ein Einvernehmen über Maßnahmen und Risikoverteilungen gefunden war. Es wurden erweiterte Erkundungen und Einzelanalysen der angetroffenen Hohlräume erforderlich, bis hin zu dreidimensionalen Finite-Element-Berechnungen und lokalen statischen Sonderbetrachtungen, alles unter hohem zeitlichen Druck und mit vertraglichen Ping-Pong- und Schwarzer Peter-Spielen.

Schließlich wurden Arbeitskreise eingesetzt, um grundsätzliche Lösungen zu erarbeiten und sie nach Ausarbeitungen im Detail durch die beteiligten Partner zu überprüfen und zur baupraktischen Umsetzung freizugeben.

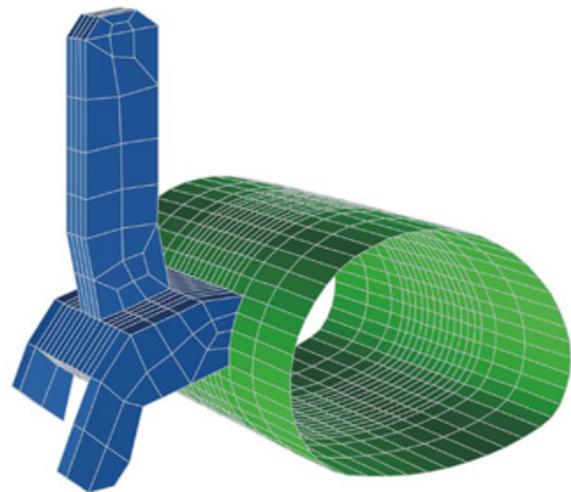
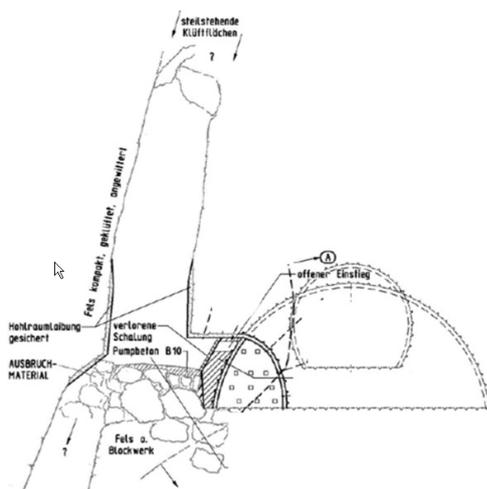
Dabei wurden folgende wesentliche Elemente beachtet, wobei selbstverständlich wirtschaftliche und terminliche Folgen zu berücksichtigen waren:

- möglichst umfangreiche ergänzende Erkundung
- möglichst umfangreiche Ertüchtigung von Karst-Schwachstellen im benachbarten Untergrund
- möglichst robuste hohlraumüberbrückende Konstruktion
- bewusster Umgang mit dem verbleibenden Restrisiko
- langfristiges Bauwerksmonitoring
- nachträgliche Möglichkeit von Injektionen



Quelle: Turner & Townsend

Bild 7: Hohlraum 3 im Tunnel Irlahüll (Quelle: Reichl, 2014)



Quelle: Turner & Townsend

Bild 8: Hohlraum 9 im Tunnel Irlahüll (Quelle: Reichl, 2014)

Die zusätzliche umfangreiche Erkundung wurde aus der vorgetriebenen Tunnelröhre heraus zunächst vor allem mit geoelektrischen Verfahren durchgeführt, ergänzt durch Mikrogravimetrie. Die durchgeführten geophysikalischen Untersuchungen waren dabei in den Augen des Autors nicht hinreichend zuverlässig, so wurde z.B. einmal ein größerer Hohlraum zufällig an einer Stelle entdeckt, an dem aus den Ergebnissen der Geoelektrik zuvor ungestörtes Gebirge interpretiert worden war. Anker- und Sprengbohrungen waren nicht systematisch im Hinblick auf Karsterscheinungen beobachtet worden. In Bereichen mit Verdacht auf starke Verkarstung wurde vor der Herstellung der Innenschale ein systematisches Erkundungsprogramm abgearbeitet und die Erkundungsbohrungen gleich für Verfüll- und Injektionsarbeiten genutzt.

Zur Ertüchtigung des Bauwerkes zur möglichen Überbrückung von nicht entdeckten und stabilisierten Hohlformen, die sich ggfs. während der Lebensdauer des Bauwerks verändern, wurde zum Einen eine Verzahnung der Blockfugen, zum Anderen anstelle eines Füllbetons eine durchgehende bewehrte Bodenplatte unter den Gleisen des zweigleisigen, also entsprechend breiten Tunnels vorgesehen. Außerdem wurden eine unsymmetrische Bettung des Bauwerks und sich neu bildende Karstspalten berücksichtigt.

Mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand ließ sich eine vollständige Erkundung der verkarsteten Tunnelumgebung nicht erreichen, und auch nach tief liegenden Hohlräumen, die sich verändern könnten, konnte nicht systematisch gesucht werden. Den an den Diskussionen beteiligten Projektpartnern war damit der Verbleib eines Restrisikos bewusst. Aber auch Meteor-Einschläge, Flugzeugabstürze, extreme Erdbeben oder Stürme etc. bleiben dem Restrisiko zugeordnet und werden bei der Infrastrukturplanung nicht explizit berücksichtigt.

Eine offizielle Aussage der DB-Netz zum tragbaren Restrisiko konnte nicht erreicht werden. Dass ein Restrisiko besteht und akzeptiert wird, ist jedoch dadurch dokumentiert, dass der Tunnel für seine Lebensdauer messtechnisch präzise beobachtbar ist und im Sohlbereich sogenannte "Bewehrungsgassen" angeordnet wurden, die bei Erfordernis nachträgliche Erkundungen und Injektionen ermöglichen, ohne statisch relevante Querschnittsschwächungen zu erzeugen.

Die genannten Maßnahmen wurden in Abstimmung mit geologischen Erkenntnissen aus der Erkundung und vortriebsbegleitenden Kartierung über die Tunnellänge differenziert eingesetzt, siehe Bild 9.

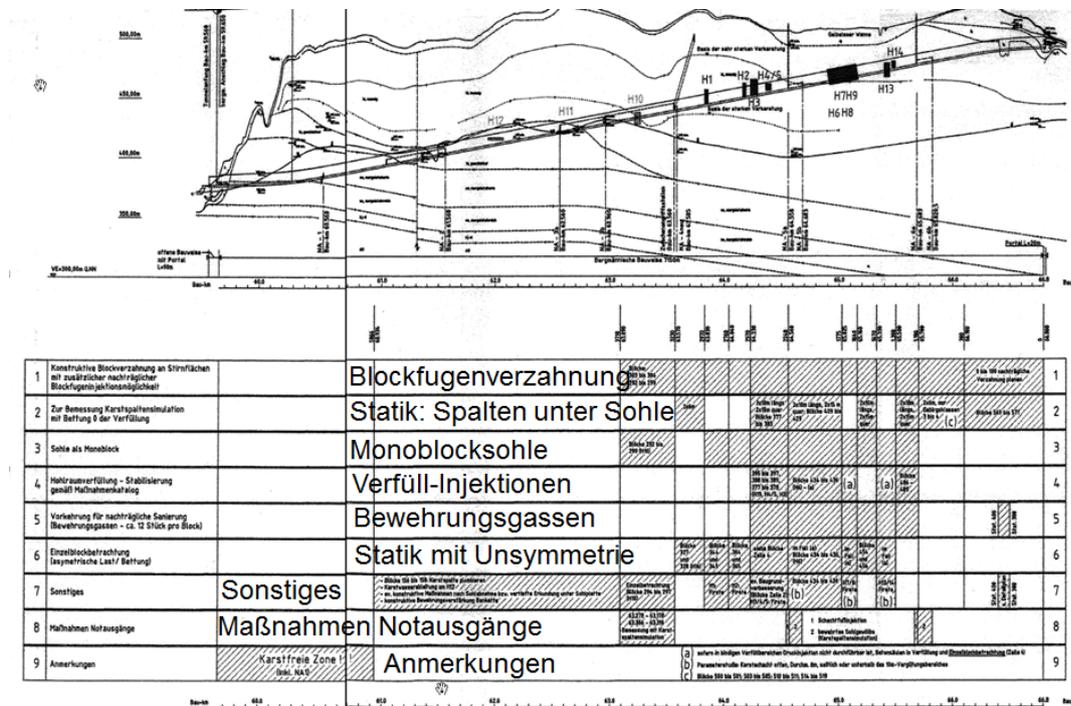


Bild 9: karstbedingte Maßnahmen beim Tunnel Irlahüll

Zur Ertüchtigung von Karst-Schwachstellen im Tunnelumfeld wurden systematisch Bohrungen ausgeführt und nach Maßgabe der beobachteten Bohrparameter Verfüll- und Injektionsmaßnahmen durchgeführt (Bild 10). Diesen Arbeiten wurde eine systematische Dokumentation zugeordnet (Bild 11).

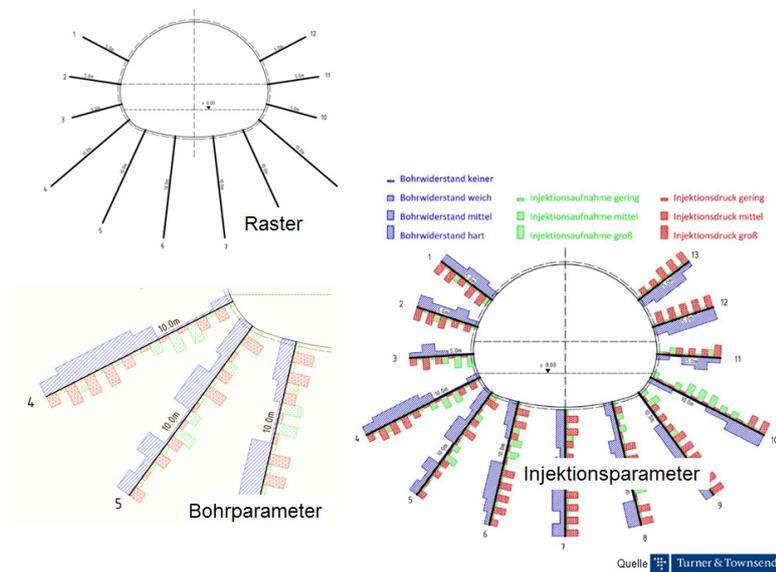


Quelle: Turner

	Karsttyp	Injektionsgut			
		Beton	Schaum	Mörtel	Zement-suspension
		0 bar	0 bar	5 bar	5-20 bar
1	Hohlraum	x	x	x	
2	Teilverfüllt		x	x	x
3	Verfüllt			x	x
4	Aufgelockertes Gebirge			x	x

Quelle: Turner & Townsend

Bild 10: Bohrungen zur Erkundung und für die Injektion von Karststrukturen, (Quelle: Reichl, 2014)

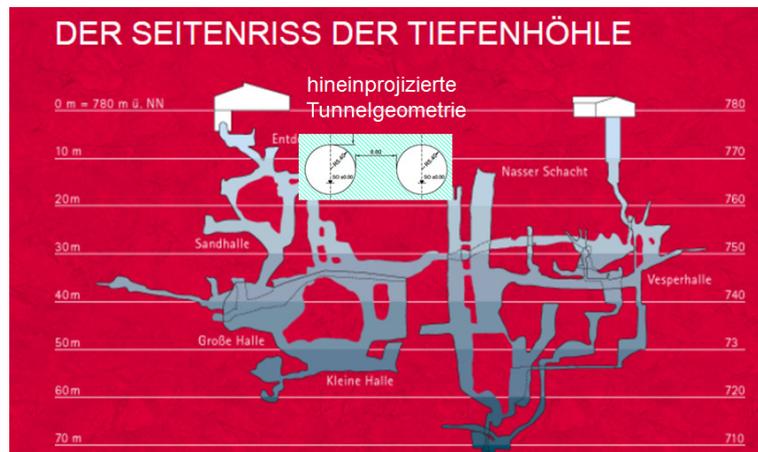


Quelle: Turner & Townsend

Bild 11: Dokumentation der Gebirgsertüchtigung beim Tunnel Irlahüll (Quelle: Reichl, 2014)

5 Steinbühltunnel

Im Großprojekt Stuttgart 21 mit der Neubaustrecke Wendlingen – Ulm dienen der Boßlertunnel (nördlich) und der Steinbühltunnel (südlich des Filstals) dem Aufstieg vom Keuperflachland zur Schwäbischen Albhochfläche. Die Schwäbische Alb ist bekannt für ihre Karsthöhlen und eine ihrer eindrucksvollsten ist die Laichinger Tiefenhöhle im Projektgebiet (Bild 12).



Quelle: www.tiefenhöhle.de

Bild 12: Seitenriss der Laichinger Tiefenhöhle

Die geologischen Randbedingungen für den Tunnel sind in Gutachten von wbi gründlich beschrieben, wonach sich die tunnelrelevanten Verkarstungserscheinungen im Wesentlichen auf den Unteren Massenkalk des Weißjura beschränken, Bild 13.

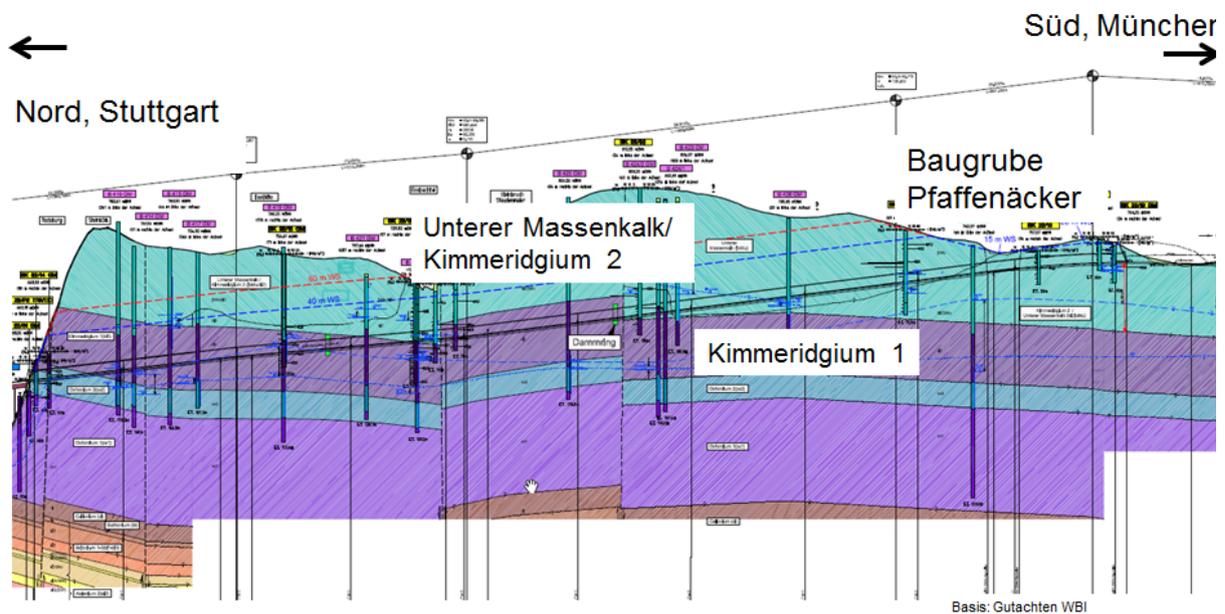


Bild 13: Ausschnitt aus dem bautechnischen Längsschnitt des Steinbühltunnels

Beim Auffahren eines Tunnels darf ein Hohlraum unterhalb oder neben dem Vortrieb nicht zu einem Gebirgsversagen führen, welches durch Überbeanspruchung des Pfeilers zwischen einer Höhle und dem Tunnel oder Einbrechen einer Schwebenplatte zwischen Tunnelsohle und unterlagerndem Hohlraum bedingt sein könnte. Aus den in Bild 14 dargestellten statischen Überlegungen resultiert ein dem Vortrieb unmittelbar vorausgehendes Erkundungserfordernis unter dem Sohlbereich und neben den Ulmen.

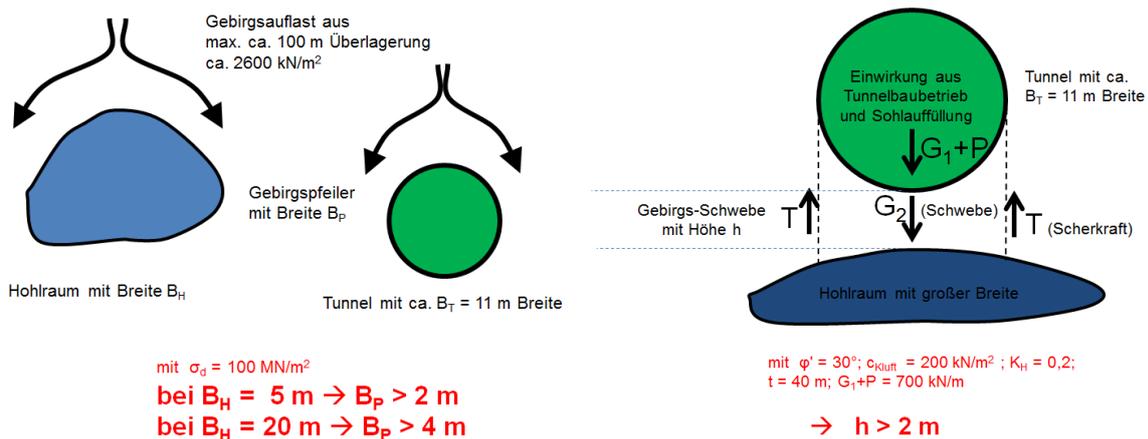
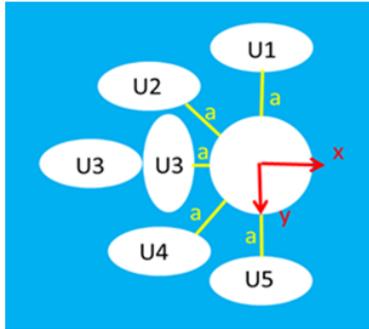


Bild 14: Beanspruchung des Gebirges zwischen einem bestehenden Hohlraum und einem aufgefahrenen Tunnel

Zur Dimensionierung der Außenschale des im Spritzbetonvortrieb aufgefahrenen Steinbühltunnels dienen eine Vielzahl statischer Berechnungen unter Ansatz von Hohlräumen mit verschiedener Größe und Anordnung zum Tunnelquerschnitt, siehe Bild 15.



5 Untersuchungsfälle mit Hohlraumgrößen S, M und L in Abständen a derart, dass sie in einem 10-m-Umkreis auftreten dürfen.

Gebirgsparameter neben den Hohlräumen für Ki2:
 $14 \text{ MN/m}^2 \leq c' \leq 16,57 \text{ MN/m}^2$
 $40^\circ \leq \varphi' \leq 45^\circ$
 $10.000 \text{ MN/m}^2 \leq E \leq 12.500 \text{ MN/m}^2$

	S	M	L
Öffnungsweiten	$\leq 1 \text{ m}$	$\leq 5 \text{ m}$	$> 5 \text{ m}$
Öffnungsflächen	$\leq 1 \text{ m}^2$	$\leq 25 \text{ m}^2$	$> 25 \text{ m}^2$
Hohlraumvolumen	$\leq 1 \text{ m}^3$	$\leq 125 \text{ m}^3$	$> 125 \text{ m}^3$

Bild 15: untersuchte Hohlräume im Tunnelumfeld zur Dimensionierung der Außenschale des Steinbühlaltunnels

Außer der Auswirkung auf die Statik des Tunnels waren auch umweltbezogene, vor allem wasserrechtliche Überlegungen zu beachten, wenn Karststrukturen in der Tunnelumgebung erkannt wurden. Die Wasserwege im verkarsteten Gebirge durften nur in begrenztem Umfang eingeschränkt, die Wasserqualität nicht verschlechtert werden. Um hier alle planungsrechtlichen Vorgaben zu beachten, waren für alle möglichen vorstellbaren Szenarien Schubladenlösungen entwickelt und im Planungsprozess abgestimmt worden, siehe beispielhaft Bild 16.

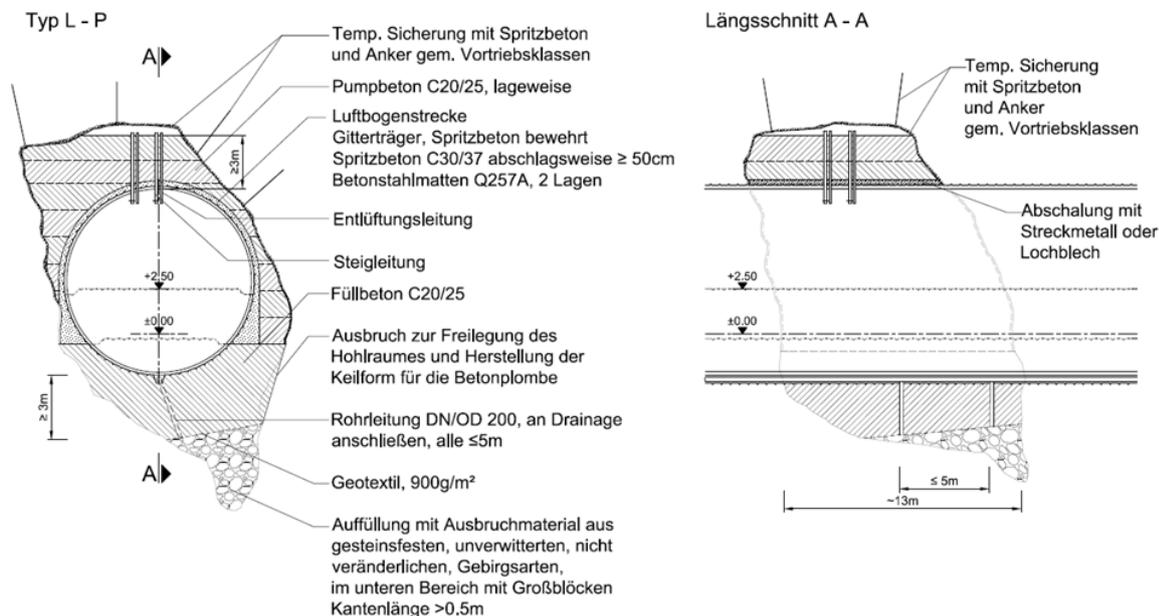


Bild 16: Schubladenlösung für den Fall des Antreffens eines Hohlraums, der den gesamten Tunnelquerschnitt umschließt (Quelle: ATA, 2014)

Die dem Vortrieb unmittelbar vorausgehende Erkundung für das nahe Tunnelumfeld vor der Ortsbrust wurde mit einem speziell ausgerüsteten Ankerbohrgerät durchgeführt, wobei Bohrfortschritt, Drehmoment, Anpressdruck etc. automatisch registriert und ausgewertet wurden (MWD: Measuring While Drilling). Die Ergebnisse lagen grafisch aufbereitet vor, bevor der nächste Abschlag freigegeben wurde (Bild 17). Auch Bohrungen für Sprenglöcher

und Systemankerung sowie Entwässerungsbohrungen wurden zur Umgebungserkundung herangezogen. Selbstverständlich gab es eine gründliche vortriebsbegleitende geologische Kartierung sowie ein umfangreiches geotechnisches Messprogramm.

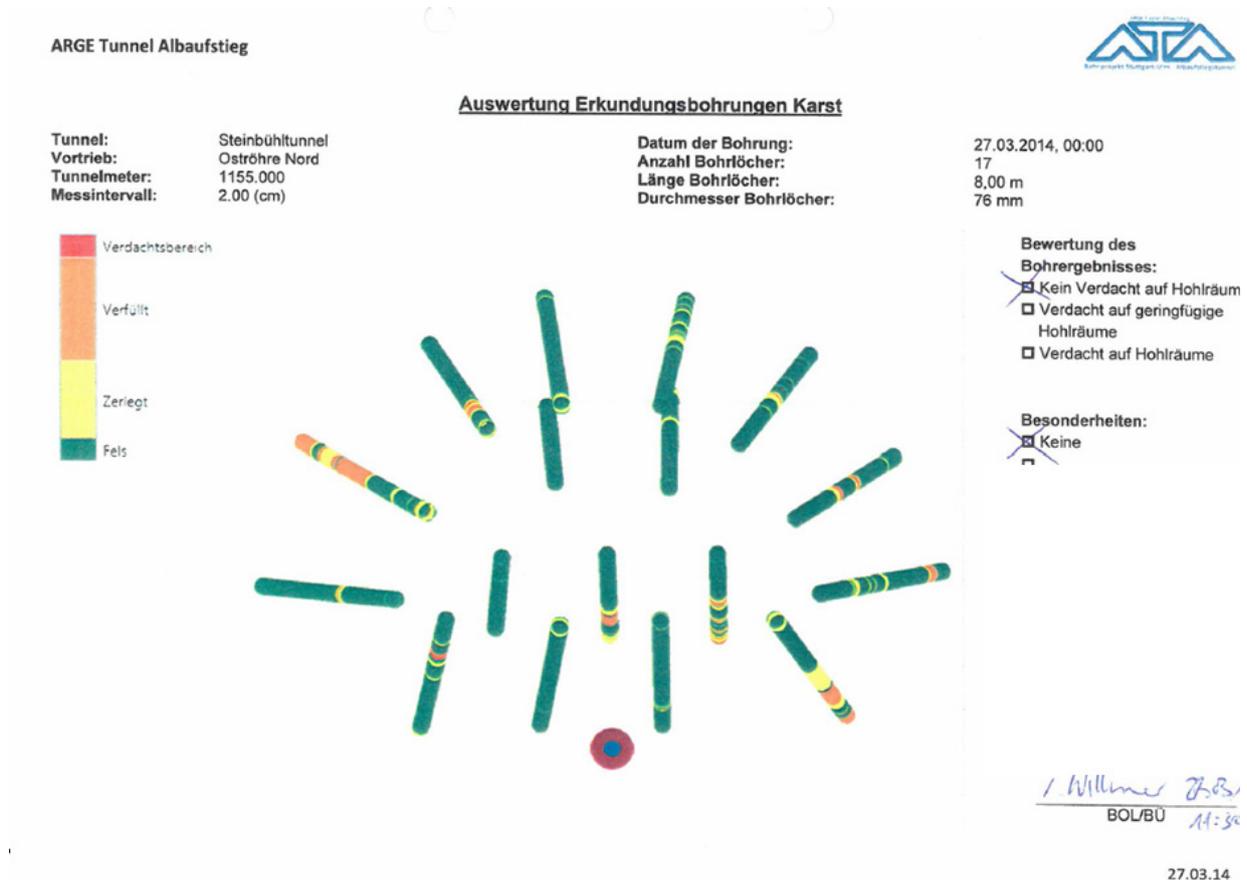


Bild 17: Karsthohlraumerkundung im Nahfeld: MWD-Ergebnisse aus Ortsbrustbohrungen in der Kalotte beim Steinbühltunnel (Quelle: ATA, 2014)

Die potentiell stark verkarsteten Weißjuraschichten reichen am Südportal bis zu etwa 50 m unter die Tunnelsohle. Um unerkannte sehr große Hohlräume auszuschließen, die langfristig Einfluss auf den Steinbühltunnel nehmen könnten, wurden im Abstand von 20 m entsprechend tiefe Vollbohrungen abgeteuft und der Bohrwiderstand beobachtet.

Im Karst verdient das Karstgrundwasser besondere Beachtung. Aufgrund der inhomogenen und lokal sehr verschieden großen Gebirgsdurchlässigkeit kann der Karstwasserspiegel schnell und stark schwanken, in Karsthohlräumen können große Wassermengen eingeschlossen sein, die eventuell plötzlich freigesetzt werden könnten. Die Vortriebsplanung berücksichtigte daher mögliche sehr große zutretende Wassermengen mit zugehörigen Leitungsquerschnitten und vorzuhaltenden Pumpen. Die Innenschale ist in der Lage, sehr hohe Wasserdrücke von bis zu 60 m oberhalb der Tunnelsohle zu ertragen.

Der Tunnel erhält ähnlich einem Kragen einige sogenannte Dammringe, um die Längslängigkeit entlang der Tunnelröhren eng zu begrenzen.

Bild 18 zeigt beispielhaft von vielen zwei Fotos von beim Vortrieb angetroffenen Karststrukturen. Die größten davon erreichten offene Volumina von etwa 300 m³.

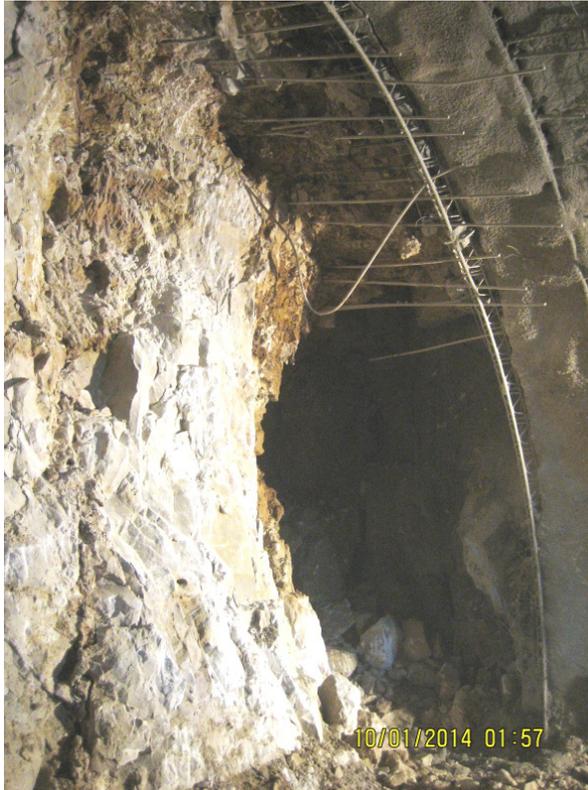


Bild 18: Beispiele von angetroffenen Karststrukturen beim Steinbühl tunnel, offen und mit Schutt gefüllt

Nach dem Auffahren der beiden Tunnelröhren und vor dem Einbau der Innenschale wurde eine systematische und vollständige geophysikalische Erkundung des relevanten Tunnelumfeldes in den von Verkarstung betroffenen Weißjuraschichten durchgeführt. Dazu wurden im Tunnellängsabstand von 15 m je 6 strahlenförmig angeordnete Bohrungen bis zu 20 m tief ins Gebirge geführt und verrohrt. Zwischen den Bohrungen wurde das Gebirge mit Radarimpulsen durchstrahlt. Aus den Laufzeiten der Radarimpulse zwischen Sender in einem Rohr und Empfänger im benachbarten Rohr kann auf die durchstrahlte Gebirgsqualität geschlossen und können Hohlräume detektiert werden. Aus einer Kombination von Durchstrahlungs- und Refraktionsmessungen können dadurch nach einer komplexen inversen Auswertung karstbedingte Anomalien im Gebirge 15 m bis 20 m um den Tunnel herum sicher detektiert werden.

In der Ausschreibung war eine zweite geophysikalische Messmethode gefordert worden, für die gravimetrische Messungen gewählt wurden. Bezogen auf eine horizontale Ebene wurden mit ihr lokale Abweichungen der Erdbeschleunigung gemessen, welche Hinweise auf oberhalb und unterhalb befindliche Dichteveränderungen liefern und die Geo-Radar-Messungen ergänzen konnten.

An allen Stellen, an denen derart standsicherheitsrelevante Karststrukturen detektiert worden waren, wurden Bohrungen ins Gebirge geführt, die in fast allen Fällen Schwachstellen im Gebirge bestätigten, die dann mit Beton verfüllt oder mit Zementsuspension injiziert wurden.

Bei den statischen Berechnungen der Innenschale wurden die detektierten und ggf. ertüchtigten Karstbereiche als geometrische Elemente mit reduzierter Gebirgssteifigkeit berücksichtigt. Dabei wurde vielfach wieder auf dazu vorbereitete Schubladelösungen zurückge-

griffen. Einzelbetrachtungen wurden in Fällen erforderlich, wo mehrere größere Karststrukturen einen Tunnelblock betreffen. Dabei wurden dann ggfs. erforderliche Zulagebewehrungen ermittelt und angeordnet.

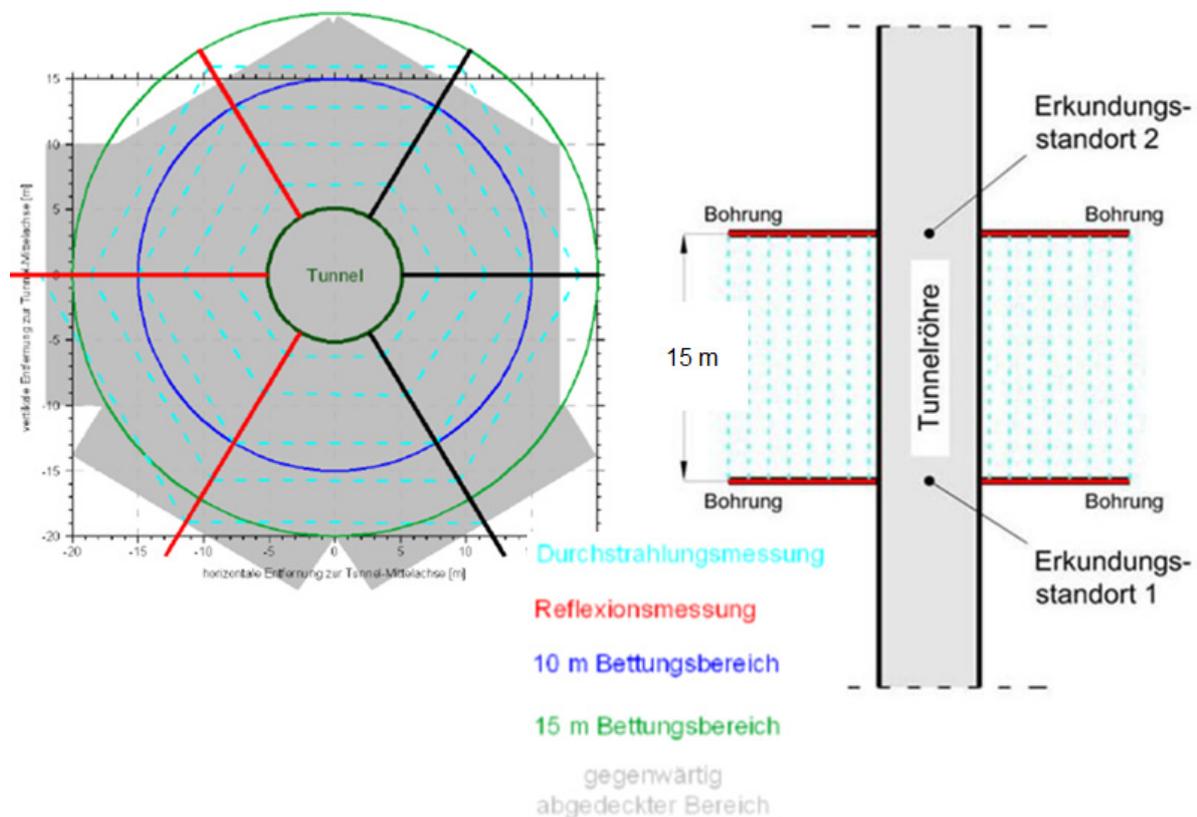


Bild 19: Georadar - Durchstrahlung und Refraktion (Quelle: ATA, 2014)

Inzwischen sind beide Tunnelröhren des Steinbühl tunnels vollständig aufgefahren und hinsichtlich der Karstsituation vollständig untersucht worden. Das dargestellte Konzept führte dazu, dass trotz vielfacher Karsterscheinungen zu keinem Zeitpunkt daraus bedingte Ablaufstörungen beim Vortrieb auftraten oder zuvor nicht durchdachte Situationen zu bewältigen waren.

6 Literatur

ATA - ARGE Tunnel Alaufstieg, diverse Planunterlagen aus 2013 bis 2015

Genske, D.D. (2006): Ingenieurgeologie.- 588 S.; Springer (Berlin).

Reichl, I., Seegers, J., Lotter, M., Prosser, M. (2014:) Erfolgsfaktoren für eine gelungene Injektion, XV Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, 11 September 2014, Vienna, Austria

Tunnelbautechnisches Gutachten Steinbühl tunnel, ABS/NBS Stuttgart - Augsburg, Bereich Wendlingen - Ulm, PFA 2.2, Alaufstieg, Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure für Grundbau und Felsbau GmbH, Oktober 2010

Waltham, T., Bell, F., Culshaw, M. (2005): Sinkholes and Subsidence.- 384 S.; Springer-Praxis (Chichester).

www.darklightimagery.net/RFC/thumbs.html

www.tiefenhoehle.de

Interaction with Industry in Geotechnical R&D- Example from project on ageing effects on bearing capacity of piles

Kjell Karlsrud, Dr. Philos
Technical Expert, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

1 Introduction

To get funding of large R&D projects in Norway will generally require a close cooperation between industry, the R&D community and the Norwegian Research Council. The first part of this presentation paper briefly outlines how this works, exemplified by a R&D project dealing with pile ageing effects.

The project on ageing effects encompassed comprehensive field load tests at 6 different test sites (4 clay sites and 2 sand sites), specifically oriented to shed light on the impact of time on the ultimate shaft friction of driven steel pipe piles. Karlsrud et al (2014) gives a rather comprehensive presentation and assessment of the results from the test programs. Therefore, this paper only presents an attachment at the end with PP figures illustrating examples of some results and main conclusions from the test program.

2 Interaction with the industry in R&D- example ageing effects piles

The Research Council of Norway (RCN) has two specific types of programs from which the industry and R&D community can apply for research funding:

- I. "User Driven Innovation Arena" type projects. In this case, the industry is the main contract partner against the RCN. The R&D community can participate through the industry. The funding from the RCN is in this case limited to about 35 % of the total budget. (Has recently been increased to 50%).
- II. "Competence Development with User Participation". For this type of project, an R&D institution will be the main contract partner against the RCN, but support from- and cooperation with- the industry is encouraged. The funding from the RCN is in this case limited upwards to 80 % of the total budget.

In relation to both types of projects, possible funding from other public sources will not count when the % contribution from the RCN is considered.

NGI saw around 2006 a great need for accounting for the effect of time on the bearing capacity of axially loaded friction piles in all kinds of soils. The basis for that was:

- Several past studies had clearly indicated that the axial bearing capacity of piles in clay could increase considerably with time following the normal re-consolidation or set-up period, herein referred to as "ageing effects", e.g. Flaate (1968), Karlsrud and Haugen

(1985), Fellenius et al (1998), Karlsrud et al (1993). Karlsrud et al (2005) and Augustesen (2006) proposed tentative ageing factors for clays based on data available at the time.

- A significant gain in capacity with time had also been observed for piles in sand, for instance by Skov and Denver (1986), Chow et al (1998), Axelsson (2000, 2002), Bullock et al (2005a,b).veränderlichen Einwirkungen

One of the problems of past studies was that they often were based on load testing the same pile to failure repeatedly. NGI had evidence that a pile that is load tested to failure several times would could show distinctly different gain in capacity with time compared to one left undisturbed in the ground for over the same period.

In 2006 prepared a proposal for undertaking a series of pile load tests in both sand and clay deposits to enhance our understanding of time effects, and how they depend on soil conditions as well as loading sequences. The attached PP figures and Karlsrud et al (2014) describes the detailed test program and main results.

Once the idea was born, NGI started to solicit the RCN and private industry and other stakeholders for financial support. The estimated total budget for the planned test program at five different test sites was of the order EU 3.5 million. The RCN suggested that such a large budget would be best suited for their type I program where industry takes a lead role. Upon request from NGI the Norwegian consulting company Multiconsult kindly agreed to take that role, which means they became the contract partner against the RCN. NGI still took the full technical responsibility for detailed planning, execution and reporting of the results.

To fund the private industry part of the budget of about EU 2.0 million, NGI solicited land-based consultant companies and contractors, as well as petroleum companies and other offshore players. This was a long process, but after about two years, the funding was in place.

As seen from the table below, there were two types of participants; those providing both some cash funding and/or services or products; and those only providing funding. In the latter group were, in addition to the RCN, four large petroleum companies.

Participants both funding and providing services	Participants primarily contributing with funding
NGI (technical responsible)	The Research Council of Norway
Multiconsult - "project owner"	StatoilHydro
The Dep. of Public Roads	Aramco (Saudi)
BRE (UK)	Total E&P (France)
Rautaruukkii Oyi (Finland)	Petronas Carigali (Malaysia)
Akersolutions	
Association of Norw. Piling.Contr.	
Femern Belt Cons. (Denmark)	

As one was looking for sites covering a fairly wide range of soil conditions, the Building Research Establishment in the UK was contracted to undertake a test program at a site with stiff overconsolidated glacial till clay at Cowden in the UK. The Femern Belt Consortium in Denmark, planning a crossing of the Femern see between Denmark and Germany, agreed to fully

finance tests at a site in the sea where the crossing was planned. This was a site with a high plasticity overconsolidated clay deposit. NGI, with field support from the Association of Norwegian Piling contractors was responsible for tests at two normally consolidated clay sites, and a loose and a dense sand site in Norway. Rautarukki Oy in Finland supplied the steel pipe piles to be used at the sites in Norway free of charge.

The other participants listed in the table above provided, in addition to some funding, mostly in-kind services in terms of time used for reviewing and commenting on detailed plans and results.

It goes maybe without saying that it was a challenging task to coordinate a research project with so many participants, which also had different roles in the execution of the project. Nevertheless, the test program and the reporting were finalized more or less according to original plans.

It is hoped that having participants with such a wide range of backgrounds will contribute to that the important results from this project will rapidly be adopted in design practice.

3 References

- Axelsson, G. (2000). "Long-term set-up of driven piles in sand". PhD Thesis, Dep. of Civil and Env. Eng., Royal Inst. of Technology, Stockholm, Sweden.
- Axelsson, G. (2002). "A conceptual model for pile set-up for driven piles in non-cohesive soil". Proc. Int. deep foundation congress, Orlando, Florida, Vol.1. (Geotech. Special Publ., ASCE Vol. 116, 64-79).
- Bullock, P.J., Schmertmann, J.H., McVay, M.C. and Townsend, F.C. (2005a). "Side shear setup. I: Test piles driven in Florida". Journ. of Geotech. and Geoenviron. Eng., 131(3), 292-300.
- Bullock, P.J., Schmertmann, J.H., McVay, M.C. and Townsend, F.C. (2005b). "Side shear setup. II: Results from Florida test piles". Journ. of Geotech. and Geoenviron. Eng., 131(3), 301-310.
- Chow, F.C., Jardine, R.J., Brucy, F. and Nauroy, J.F. (1998). "Effects of time on capacity of pipe piles in dense marine sand". Journ. of Geotech. and Geoenviron. Eng., 124(3), 254-264.
- Flaate, K. (1968). "Bearing capacity of friction piles in clay" (in Norwegian). NGF-stipend foredrag. Published by the Norwegian Road Research Laboratory, 1968.
- Karlsrud, K. and Haugen, T. (1985). "Axial static capacity of steel model piles in over-consolidated clay." Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. San Francisco 1985. Vol. 3, pp. 1401-1406. Also in NGI Publ. No. 163.
- Karlsrud, K., Kalsnes, B. and Nowacki, F. (1993). "Response of Piles on Soft Clay Silt Deposits to Static Cyclic Loading Based on Recent Instrumented Pile Load Tests". Proc., Conference on Offshore Site Investigation Foundation Behavior, London 1992. Society for Underwater Technology, pp. 515-537.
- Karlsrud, K., Clausen, C.J.F. and Aas, P.M. (2005). "Bearing Capacity of Driven Piles in Clay, the NGI Approach." Proc. Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, 1. Perth 2005. pp. 775-782.
- Karlsrud, K., Jensen, T.G, Wensaas Lied, E.K, Nowacki, F, and Simonsen, A.S. (2014), Significant ageing effects for axially loaded piles in sand and clay verified by new field load tests. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, May 2014, Paper No. OTC-25197-MS.
- Karlsrud, K. (2012). "Prediction of load-displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results". Thesis for the degree of Doctor Philosophiae. Norwegian University of Science and Technology. ISBN 978-82-471-3471-9. ISSN 1503-8181.
- Skov, R. and Denver, H. (1988). "Time- dependence of bearing capacity of piles". Proc. 3rd Int. Conf. on the application of stress-wave theory to piles. Ottawa, Canada, pp. 879-888.

4 Copy of Power Point presentation on ageing effects on bearing capacity of piles follows on next pages

4.1 Motivation

- Past studies suggest that time or ageing effects can be very significant in both clays and sands
 - ➔ Potentially large cost savings
 - Ageing effects for clays come in addition to the gain due to re-consolidation
- Much of existing data were based on repeated loading of the same pile or re-strike tests
 - ➔ Can give wrong impression of ageing effects

- No present design methods or codes account for ageing effects
- Many piled structures (bridges and offshore structures) will first experience their full design load ½ to 2 years after pile installation
- Many structures need upgrading after some years of operation and must accommodate larger loads than they were originally designed for

The ageing formula first proposed by Skov and Denver (1988)

$$Q(t) = Q(t_0) \cdot [1 + \Delta_{10} \cdot \log_{10} (t/t_0)]$$

t = time in days after pile installation in days

t₀ = a reference time

Q(t₀) = capacity of the pile at time t₀

Q(t) = capacity at a later time

4.2 Test sites

Site	Soil type	w (%)	I _p (%)	OCR	q _c (MPa)	D _r (%)
Stjørdal	NC Clay, low I _p	28-32	12-16	1.4-1.6		-
Onsøy	NC Clay, med. I _p	48-70	22-40	1.3-1.6		-
Cowden, UK	OC glacial Clay till	16-17	17-	4-10		-
Femern, Ger.	OC Clay, high I _p	35-40	70-170	3 - 8		-
Larvik	Loose fine silty Sand	20-31	-	-	2.9-5.3	20-40
Ryggkollen	Dense medium Sand	?	-	-	20-30	50-80

Test program- each site

Test pile No.	Time of testing after pile installation (months)				
	1(2)	3(4)	6	12	24
1	X	X	X	X	X
2		X	X	X	X
3			X	X	X
4				X	X
5					X
6			Sust.	Sust.	X

Testing arrangement

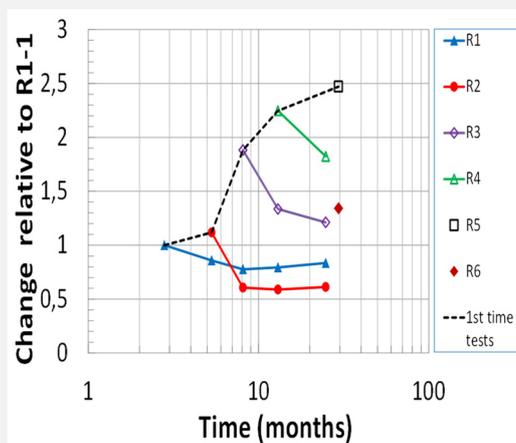


Pile dimensions:
 L= 20-25 m (9m Cow.)
 D = 406-508 mm
 All open-ended

- All piles were loaded in tension
- Loads were applied by hydraulic jacks using a specially designed actuator for maintaining load over long time

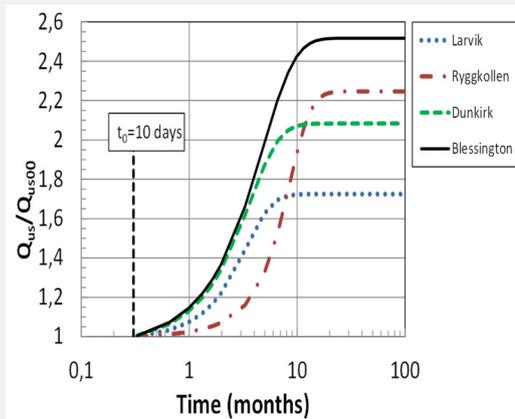
4.3 Results Sand Sites

Relative capacities- all tests Ryggkollen



Summary of ageing effects- 1 st time tests

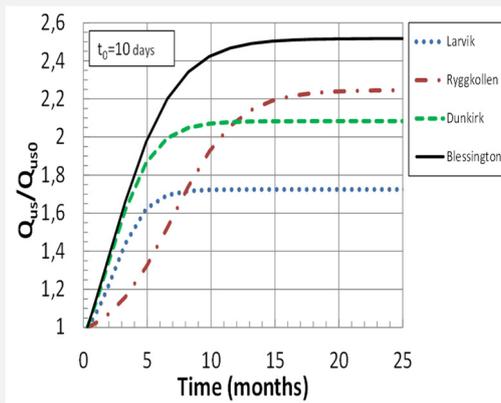
(log-scale)



NGI

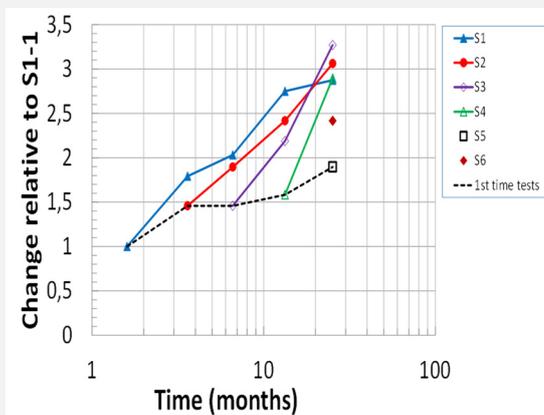
Ageing effects- 1st time tests sand

(linear time scale)

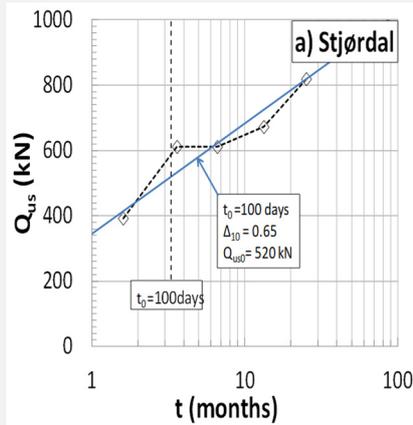


4.4 Results Clay Sites

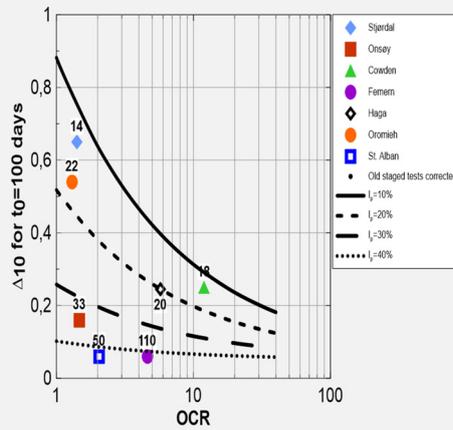
Relative capacities- all tests- Stjørdal



Shaft capacity 1st time tests- Stjørdal

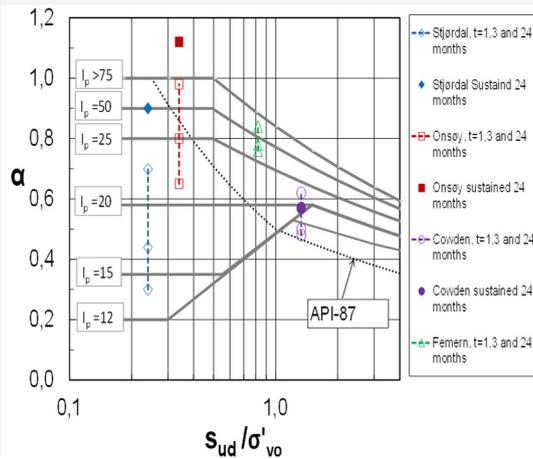


Summary of Δ_{10} ageing factors- Clay

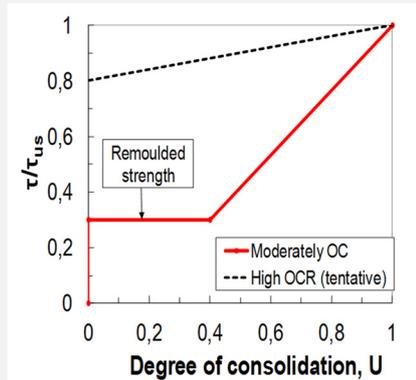


Impact of time effect on α -value (plotted in

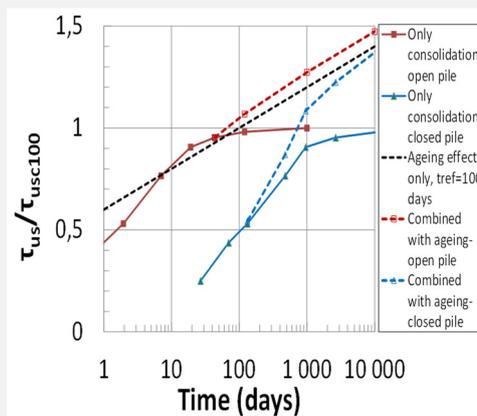
Karlsruud, 2012 diagram)



Set-up of shaft friction during re-consolidation (after Karlsrud, 2012)



Combined effects of aging and consolidation



4.5 Conclusions

- ↗ Very significant ageing effects for sand and clay are verified
- ↗ In sands the effect seems to level off after 1-2 yrs
- ↗ In clays the effect follows $\log(t)$ but depends I_p and OCR
- ↗ Sustained and staged loading improves capacity in clay, reduces in sand

➔ IT IS TIME TO ACCOUNT FOR AGEING EFFECTS IN DESIGN PRACTICE!

Forschungskultur in einem Spezialtiefbauunternehmen

Dipl.-Ing. Florian Bauer, Dr.-Ing. Karsten Beckhaus
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Christian Hoyme
Universität Leipzig, Leipzig

1 Unser Verständnis von Forschung

Unser Firmenmotto „Begeistert für Fortschritt“ steht für die Innovationskultur, die im Unternehmen gelebt und gefördert wird und die eine lange Tradition hat. Sei es die Erfindung des Injektionszugankers durch Karl-Heinz Bauer für eine Baustelle des Bayerischen Rundfunks 1958 oder die erstmalige Gründung einer Offshore-Unterswasserturbine mit einem eigens dafür entwickelten Unterwasserbohrgerät. Fortschritt ist in den meisten Fällen die Folge von Forschung und innovativen Ideen zur Lösung schwieriger Aufgabenstellungen.

Für BAUER Spezialtiefbau GmbH ist selbsterklärend die anwendungsorientierte Forschung von höchster Bedeutung. Kurz- oder mittelfristige Ziele typischer Forschungsprojekte sind neben der Maximierung der Wirtschaftlichkeit von Produktionsverfahren und Arbeitsprozessen vor allem die Verbesserung der Sicherheit und die Erfüllung oder auch „Übererfüllung“ von Umweltauflagen.

Beispielhaft ist die 2011/2012 durchgeführte Sanierung des Sylvensteinspeichers. Die Arbeiten wurden durch das Zentrum Geotechnik wissenschaftlich begleitet. Dabei wurden geotechnische Materialversuche durchgeführt. Durch die gewonnenen Erkenntnisse über das mechanische Stoffverhalten und eine realitätsnahe Modellierung wurde eine nahezu optimale Ausnutzung des Baustoffs erreicht. Dies ist insbesondere für den Auftraggeber von Bedeutung, weil für uns als ausführendem Unternehmen damit beste Voraussetzungen gegeben sind, dem Kunden ein optimales Bauwerk zu erstellen. Am Sylvensteinspeicher wurden die relevanten Eigenschaften des hochverformbaren Dichtwandbetons (auch als Plastic Concrete bezeichnet) zuverlässig bestimmt und so konnte die Rezeptur der Bauaufgabe fachgerecht angepasst werden. Die Laborversuche zeigten, dass die hohe plastische Verformbarkeit die Forderung der geringen Systemdurchlässigkeit sicherstellt. Weiterhin wurde gezeigt, dass das mechanische Stoffverhalten zeitabhängig ist und Reserven in der Verformbarkeit mit dem Soft-Soil-Creep-Modell als Stoffmodell in geeigneter Weise dargestellt werden können.

2 Organisation der Forschung im BAUER Konzern

Forschung im BAUER Konzern gründet auf den drei Elementen „BAUER Forschungsgemeinschaft“, „Forschung und Entwicklung“ und „Betriebliches Vorschlagswesen“ (vgl. Bild 1).

Dabei greifen die einzelnen Elemente auch ineinander, so können beispielsweise Vorschläge der Mitarbeiter zu Arbeitsthemen der Forschung und Entwicklung werden.



Bild 1: Organisation der Forschung bei BAUER

Übergeordnete Forschungsthemen werden für die drei Konzernsparten „Bau“, „Maschinen“ und „Resources“ in der zentralen „BAUER Forschungsgemeinschaft“ koordiniert. Diese Gruppe besteht aus Vertretern aller Konzernbereiche, welche bereichsübergreifende Forschungsthemen identifizieren und betreuen. Dies ermöglicht die Nutzung von Synergien und einen Informationsaustausch zwischen den Sparten, im Sinne der offenen Innovationskultur dabei oft über die jeweils eigenen Themen hinaus.

Weiterhin gibt es die Forschung und Entwicklung in den jeweiligen Konzernbereichen. In der BAUER Spezialtiefbau GmbH bestehen gewerkspezifische Arbeitskreise (vgl. Bild 2), in denen sich qualifizierte Mitarbeiter unterschiedlicher Fachdisziplinen auf die jeweiligen Techniken fokussieren, Innovationsthemen ausmachen und systematisch zum Ziel bringen.

Der dritte Bereich ist das betriebliche Vorschlagswesen. Hier kann jeder Mitarbeiter auf kurzem Weg Verbesserungsvorschläge einreichen, die dann durch ein Fachgremium geprüft, bei positiver Bewertung an Umsetzungsverantwortliche weitergeleitet und entsprechend prämiert werden. In der Regel betreffen die Vorschläge organisatorische oder technische Verbesserungen.



Bild 2: Gewerkspezifische Arbeitskreise

Wenn für eine Aufgabenstellung eine wissenschaftlich sehr spezifische Forschungstätigkeit oder sogar Grundlagenforschung erforderlich wird, erfolgt diese in der Regel in Kooperation mit Universitäten. Durch die Interaktion zwischen Hochschule und einem fachkundigen Ansprechpartner aus dem Unternehmen wird der kontinuierliche praxisrelevante Bezug der Forschungsarbeit sichergestellt.

3 Erfahrungen mit der Forschung

Durch die Entwicklungen der letzten Jahre wird zunehmend das sogenannte digitale Bauen auch für den Spezialtiefbau bedeutsam. Dazu tragen Forderungen des Bundesministers für Verkehr und digitale Infrastruktur, Alexander Dobrindt, und die ersten Pilotprojekte mit dem vorgeschriebenen Einsatz von Building Information Modeling (BIM) bei. In den letzten Jahren wurden bereits im Vorfeld einige Forschungsprojekte in Zusammenarbeit mit verschiedenen Hochschulen durchgeführt. An dieser Stelle seien die Forschungsprojekte „ForBAU“, „FAUST“ und „BIMSite“ der Bayerischen Forschungstiftung genannt, an denen sich der BAUER Konzern jeweils beteiligt hat. Das Projekt „ForBAU“ untersuchte die Grundlagen der Verwendung digitaler Werkzeuge bei der Planung und Ausführung von Baustellen. Dazu wurde u.a. eine Demonstrationsbaustelle der BAUER Spezialtiefbau GmbH untersucht. Das Zentrum Geotechnik erstellte beispielsweise ein 3D-Baugrundmodell. Bei dem aktuell laufenden Folgeprojekt „BIMSite“ werden anwendungsorientiert die Schnittstellen zwischen Bauplanung und Ausführung optimiert. Eine zentrale Fragestellung ist, wie digitale Modelle von Bauprojekten die Weitergabe von Daten unterstützen können und ein Informationsverlust vermieden werden kann.

Im Rahmen der digitalen Baustelle wurde in den letzten Jahren außerdem ein Konzept zur automatisierten Erfassung und fertigungssynchronen Auswertung von Leistungskennzahlen für Schlitzwand- und Bohrpfahlbaustellen entwickelt, das zukünftig eine aufwändige Einzelauswertung ersetzen soll.

Dafür wird das BIM-taugliche Projektdatenmanagementsystem „B-Project“ genutzt, das die Verwaltung von Bauprojekten standardisieren soll und den zunehmenden Anforderungen sowie den Herausforderungen im Alltag im Umgang von digitalen Daten gerecht werden soll. Durch fortlaufende Optimierung und automatisierte Datenübergabe z.B. aus den Bohrgeräten sowie logische Verknüpfung von Daten wird eine zeitnahe Bereitstellung von BIM-gerechten Daten möglich.

Ursprung von „B-Project“ sind u.a. Erfahrungen, die auf dem Projekt „Center-Hill-Damm“ in den USA gemacht wurden. Im Zentrum der Software steht eine relationale Datenbank, in welcher alle Dateien eines Projekts verwaltet werden und an die spezielle Module ansetzen und der Bearbeitung verschiedener Aufgabengebiete dienen.

Die Bedienung von „B-Project“ erfolgt durch einen verantwortlichen Ingenieur, welcher die Daten über Eingabemasken als Einzelwerte und Dokumente sowie Dateien in der Datenbank ablegt. Dabei werden die einzelnen Module über eine zentrale Bedienoberfläche erreicht (vgl. Bild 3).

Im Folgenden werden ausgewählte Module kurz in ihrer Funktionalität erläutert.

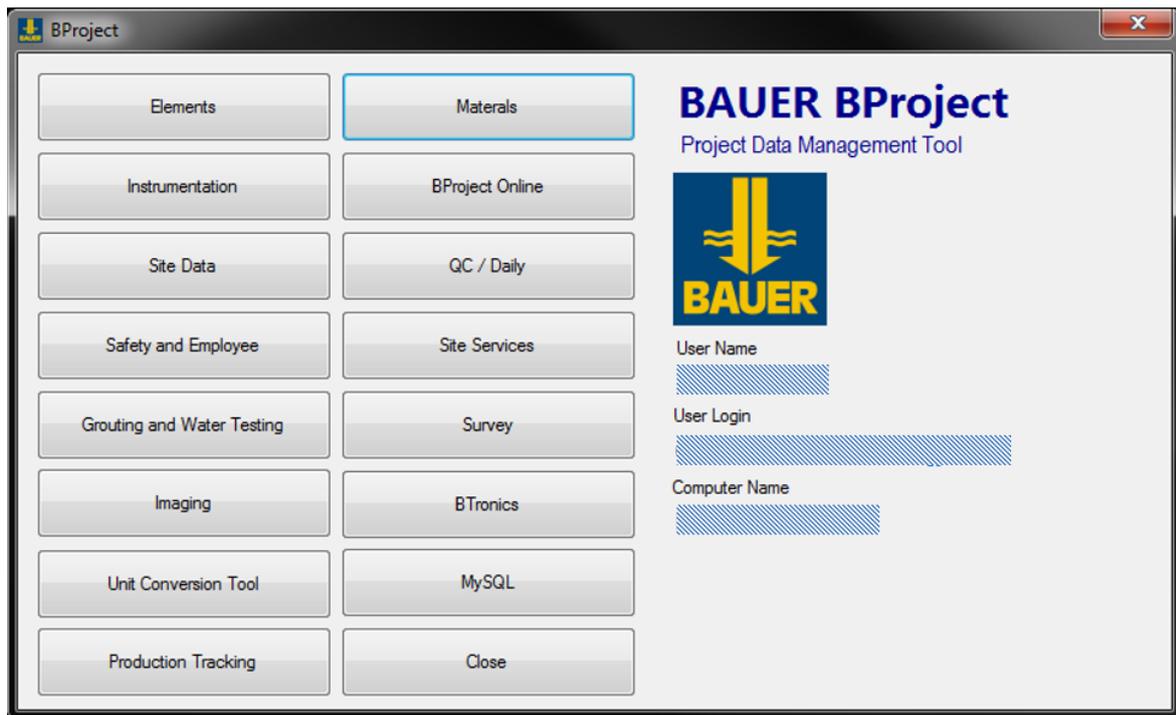


Bild 3: Zentrale Bedienoberfläche von B-Project

Über das Modul „Elements“ werden alle Bauteile des Spezialtiefbaus verwaltet. Dabei stammen die Daten aus den übermittelten Zeichnungen. Parameter wie bspw. Koordinaten, Oberkante, Gründungshorizont, Durchmesser und Spezifikationen werden für jedes Element als Attribut gespeichert bzw. relevante Dokumente verknüpft.

Das Modul „QC/ Daily“ dient der Erstellung des Bautagebuchs. In dem Modul werden die Daten aus verschiedenen Quellen zusammengeführt, beispielsweise werden Wetterdaten online von einem Wetterdienst abgerufen. Die in der jeweiligen Schicht tätigen Mitarbeiter werden aus einem Untermodul übernommen. Weiterhin werden in „QC/ Daily“ die ausgeführten Aktivitäten, die eingesetzten Maschinen, Subunternehmeraktivitäten und anderes gemeldet. Informationen über Materiallieferungen werden aus dem Modul „Deliveries“ (Lieferungen) abgeleitet. Die Logik der Ableitung von Informationen aus Dokumenten und Eingaben wird in „B-Project“ konsequent durchgeführt.

Mit dem Modul „Survey“ werden die Absteckpunkte aus der Datenbank für die Vermesser exportiert und die Koordinaten der Aufmaße in die Datenbank eingelesen. Ein weiteres Modul „As-Built-Generator“ dient der automatischen Erstellung von Bestandsplänen. Dabei können nicht nur die Aufmaße der Vermesser dargestellt werden, sondern auch die Überschneidungen in unterschiedlichen Tiefen zwischen frei wählbaren Elementen ermittelt werden. So ist eine unmittelbare Überprüfung der geforderten Überschneidungen möglich. Bei unzureichenden Überschneidungen kann umgehend eine geeignete Maßnahme zur Qualitätssicherung durchgeführt werden. In Bild 4 ist ein automatisch generierter Plan dargestellt.

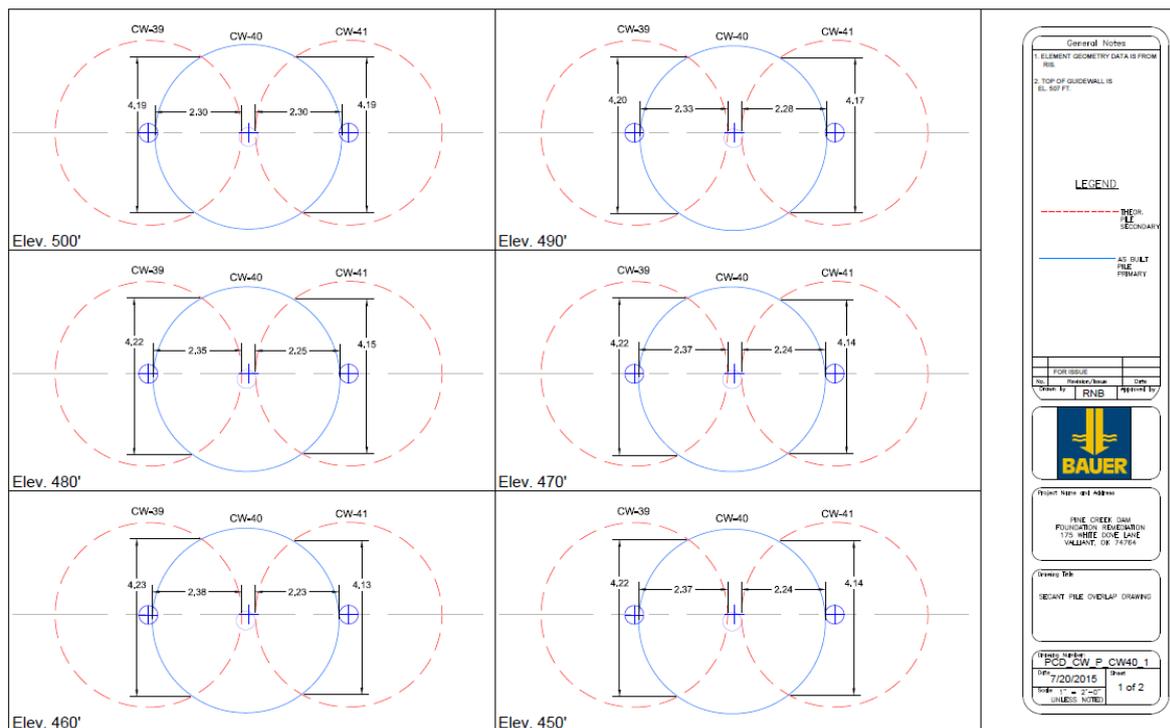


Bild 4: automatisch generierter Plan zur Überprüfung des geforderten Querschnitts

Weiterhin ist es möglich ein 3D-Modell der gesamten Bauelemente des Projekts zu generieren und dieses in das BIM-Modell zu integrieren.

Zusätzlich besteht die Möglichkeit mit einem Mobilgerät auf die Datenbank zuzugreifen, so können die Bauleiter direkt an der Maschine bereits abgelegte Bestandsdaten einsehen und schnell Entscheidungen treffen. Dies bedeutet für die Bauleitung eine signifikante Zeiterparnis.

Durch den verantwortlichen Projektingenieur werden in dem Modul „Materials“ neben Lieferscheinen auch die Testergebnisse aus Laborproben digitalisiert. Somit ist es möglich unterschiedlichste Analysen bspw. die Ergebnisse des Setzmaßes durchzuführen.

Mit dem Modul „B-Project Online“ werden die Inhalte in einem GIS-System bereitgestellt. In Bild 5 ist eine Wandabwicklung dargestellt und ein Element im Profil mit seinen hinterlegten Parametern ausgewählt. Die Nutzer mit entsprechenden Berechtigungen können für jedes einzelne Element die Messdaten, Koordinaten, Spezifikationen oder Testergebnisse der Baustoffprüfung einsehen, oder die Produktion verfolgen.

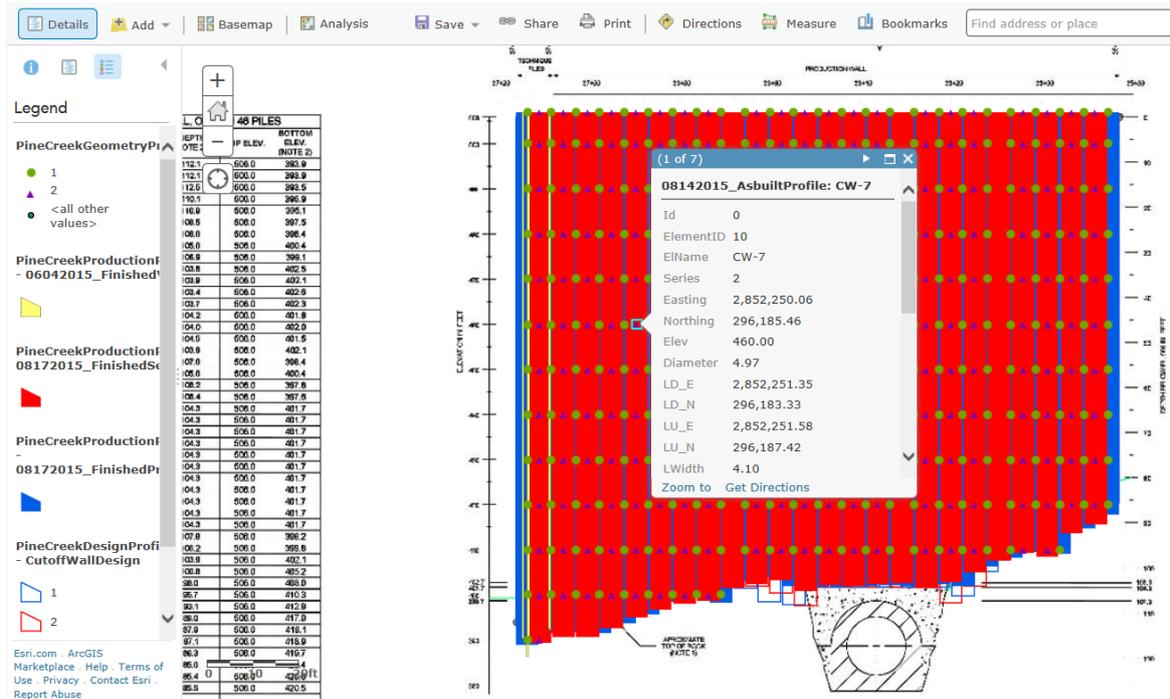


Bild 5: Wandabwicklung, dargestellt in einem GIS-System

Aus den in der Datenbank abgelegten Daten unterschiedlichster Quellen können dem Bauherren und auch den folgenden Gewerken nahezu in Echtzeit Bestandspläne zur Verfügung gestellt und in ein 3D-Modell generiert werden.

Ein weiteres Beispiel von praxisnaher Forschung und Innovation ist die Erforschung der Einsatzmöglichkeiten des Nanowerkstoffes UHPC. Gegenstand der Untersuchung war die Einführung von Spezialtiefbau-Systemteilen und die Substitution von Stahl durch UHPC. Neben der Zielstellung wirtschaftliche Produkte für den Weltmarkt zu schaffen wurde zudem die Umweltverträglichkeit betrachtet, um der Verantwortung der Bauwirtschaft für ökologisch vertretbare Bauprodukte gerecht zu werden. Das Projekt, bei dem umweltschonende und preisgünstige Bohrspitzen entwickelt wurden, erhielt durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung eine Ehrung im Rahmen der Konferenz „i-WING 2015“. Durch fallende Stahlpreise ging der Kostenvorteil der neu entwickelten UHPC-Spitzen – zumindest vorübergehend – verloren.

4 Erwartungen an Forschungspartner und Universitäten

Die Kommunikation zwischen Wissenschaft und Praxis ist eine entscheidende Voraussetzung, um Forschung mit der richtigen Zielsetzung systematisch zum Erfolg zu führen. Die Erfahrungen zeigten, dass die Praxis unter Umständen nicht von den Möglichkeiten der Wissenschaft weiß und umgekehrt die Wissenschaft nicht die Bedürfnisse der Praxis kennt. Durch eine offene Kommunikation wurde in der Vergangenheit bereits oftmals neue Forschungsfelder überhaupt erst identifiziert, die dann zu wichtigen Erkenntnissen geführt haben.

5 Zusammenfassung

Der BAUER-Slogan „Begeistert für Fortschritt“ kann wie obenstehend beschrieben auch umformuliert werden zu „Begeistert für Forschung“. Die Vergangenheit hat uns gelehrt, dass konsequente Forschung unsere Wettbewerbsfähigkeit sichern hilft. Zwar bedeutet nicht jedes Forschungsergebnis unbedingt einen Fortschritt aus Sicht der Praxis. Jedoch haben oft auch „Misserfolge“ im Sinne der Praxis dennoch zu weiteren Erkenntnissen geführt oder neue und vielversprechende Forschungsfragen aufgeworfen. Wichtig für Unternehmen ist die Bedeutung der Forschungsergebnisse in wirtschaftlicher, ökologischer und sicherheitsrelevanter Fragestellungen. Dabei stehen neben den Untersuchungen zur Produktqualität oder etwa von spezifischen Materialeigenschaften in letzter Zeit zunehmend Fragestellungen bezüglich digitaler Instrumente im Fokus. Das digitale Zeitalter „Industrie 4.0“ hat begonnen. Das „Building Information Modeling“ verfolgt darin für das Bauwesen das übergeordnete Ziel, den Gesamtprozess bei der Planung, der Erstellung und dem Betrieb von Gebäuden langfristig effizienter zu gestalten. Dieses Ziel soll durch die verbindliche Nutzung digitaler Werkzeuge erreicht werden.

Auch im Spezialtiefbau werden neben vereinzelt bereits geforderten 3D-Bauwerksmodellen vermehrt vor allem Mess- und Produktionsdaten digital erzeugt und in „vernetzten“ Datenbanken zur Weiterverarbeitung bereitgestellt. Der sequentielle Herstellungsprozess und der hohe Maschinenanteil im Spezialtiefbau bieten zuverlässige Voraussetzungen, Informationen automatisiert auszuwerten und insbesondere für eine detaillierte Produktionsoptimierung zu nutzen. So werden Maschinendaten bei dem Schlitzwandfräsen, die ohnehin elektronisch aufgezeichnet werden, über eine adaptive Software um Zusatzinformationen erweitert und z.B. bis zu spezifischen Produktivitätskennzahlen verdichtet.

Das von BAUER entwickelte „B-Project“ Datenmanagementsystem erfüllt alle Anforderungen, sowohl um für die eigene Optimierung wichtigen Analysen durchzuführen als auch um die für den BIM- Prozess notwendigen 3D-Modelle inklusive aller relevanten Parameter generieren und weitergeben zu können. Wir sind damit in der „Industrie 4.0“ angekommen und auf dem Sprung in die erste Evolutionsstufe zu einem ganzheitlichen digitalen BIM-Prozess in Deutschland.

Die in der Vergangenheit erfolgreich abgeschlossenen Forschungsprojekte mit verschiedenen Universitäten motivieren uns zu weiterer Forschung, um weiter kontinuierlich neue Erkenntnisse zu gewinnen und den Stand der Technik stetig zu verbessern.

Forschung im Spezialtiefbau

Fluch oder Segen, obsolet oder existentiell

Dipl.-Ing. Roland Jörger, Dipl.-Ing. Udo Maurischat
Bilfinger Infrastructure Mannheim GmbH, Wiesbaden

1 Einführung

Der Alltag des Spezialtiefbauers wird durch viele Einflüsse bestimmt; ohne den Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, sind diese im Wesentlichen:

- Wechselnde Einsatzstellen / Örtlichkeiten / Randbedingungen
- Unterschiedliche Bauaufgaben (Zweck der Baumaßnahme)
- „Pionieraufgaben“ (zumeist sind die Spezialtiefbauer als erste auf der Baustelle)
- Häufig wechselnde Ansprechpartner / Projektbeteiligte
- Ein aufwändiger, hochtechnisierter Geräteeinsatz
- Die Notwendigkeit des Einsatzes von hoch qualifiziertem Fachpersonal
- Der zumeist extrem kurze Planungsvorlauf
- Der Umgang mit dem Baustoff Baugrund / Grundwasser
- Witterungseinflüsse
- Wirtschaftliche Zwänge

Diese Randbedingungen sind der Grund dafür, dass sich kaum eine Sparte des Bauwesens in den letzten Jahrzehnten so enorm entwickelt hat wie der Spezialtiefbau, obgleich einige Verfahren schon seit der Jungsteinzeit angewendet werden, wie die Zeugen der Zeit in Unteruhldingen am Bodensee heute noch zeigen.

Analysiert man die Entwicklung der letzten Jahrzehnte jedoch, so stellt sich heraus, dass es nicht Ergebnisse von Grundlagenforschung waren, die Geräte und Verfahren auf den heutigen Stand gebracht haben, sondern die Reaktion der Praxis auf die Aufgabenstellung. Insofern passt die in der Ankündigung der Vortragsveranstaltung postulierte Definition von Prof. Peter Jahn Pahl, einer der Pioniere der Bauinformatik. Dieser beschreibt das Zusammenwirken von Wissenschaft und Praxis auf eine sehr anschauliche und zutreffende Art:

„In der Ingenieurpraxis werden Wissenslücken erkannt. Ingenieure müssen in der Lage sein, zu erkennen und zu formulieren, was sie nicht wissen (wissenschaftliche Aufgabestellung). Die Wissenschaft erzeugt neues Wissen, indem sie die in der Praxis erkannten Aufgaben löst.“

In diesem Kontext werden nachfolgend einige Gedanken und Denkanstöße zum Thema Forschung und Spezialtiefbau entwickelt.

2 Wissenslücken

Es überrascht viele am Bauwesen Beteiligte, wenn man erst bei genauerem Hinsehen und detaillierter Beschäftigung mit der Materie, feststellt, welche Wissenslücken heute noch im Spezialtiefbau existieren. Wahrscheinlich umschreibt auch daher der Begriff „Spezial“ dieses Segment des Bauens recht gut, zumal sich die Branche nicht als Teilsegment des allgemeinen Tiefbaus versteht.

Nachfolgend werden aus Sicht der Verfasser - durchaus provozierend – beispielhaft drei Wissenslücken definiert, was Anlass zu Diskussionen bieten kann, denen sich diese gerne stellen.

Wissenslücke 1:

Wir können heute (40 Jahre nach der ersten BG 7) bei Kenntnis der Bodenkennwerte (Basis aktuelle Normen) keine exakte Bestimmung der max. erreichbaren Bohrtiefe eines definierten Drehbohrgerätes vornehmen!



Bild 1: Drehbohrgerät im Einsatz

Wissenslücke 2:

Wir können heute (fast 40 Jahre nach Einführung des Verfahrens) keine DSV-Körper in der Produktion wirtschaftlich in-situ vermessen!



Bild 2: Ausgegrabene DSV-Säulen

Wissenslücke 3:

Wir können heute Herstelltoleranzen bei Schlitzwänden und Bohrpfählen nicht im Vorhinein über „Normwerte“ hinaus ermitteln!



Bild 3: Greiferaushub Schlitzwand

Es ist also festzuhalten, dass es genug erkannte Wissenslücken gibt, die es zu schließen gilt. Ob alle Wissenslücken bei entsprechendem Engagement überhaupt schließbar sind, muss als Frage offen bleiben und ist hier nicht eindeutig zu beantworten.

In welcher Weise grundsätzlich Lösungen erarbeitet werden können, d.h. ob mittels Forschung im Labor oder Versuche auf der Baustelle, d.h. am lebenden Objekt, soll nachfolgend etwas näher beleuchtet werden.

3 Forschung

Unter Forschung versteht man

„die systematische Suche nach Erkenntnissen und deren Verbreitung als Wissen durch den Menschen“.

Es ist also der Mensch, dem die Hauptaufgaben in der Forschung zukommen. Demzufolge sind die Forscher im Spezialtiefbau also zum einen

- Bauleiter
- Poliere
- Geräteführer
- Einweiser

die direkt auf der Baustelle arbeiten und zum anderen die zusätzlich am Bauprozess Beteiligten

- Ingenieurbüros (Tragwerksplaner, Geotechniker, etc.)
- Lieferanten (Gerätehersteller und Entwickler, Materialexperten, etc.)
- Hochschulen (Wissenschaftler)

Stellvertretend für viele Projekte wird hier eine gemeinschaftliche Forschungsarbeit zwischen einem ausführenden Unternehmen und eine Hochschule vorgestellt. Es handelt sich um eine Untersuchung zu Herstelltoleranzen bei der Ausführung von Bohrpfahl- und Schlitzwandarbeiten, eine Kooperation zwischen der Hochschule Münster, der Spiekermann AG und der Bilfinger Spezialtiefbau GmbH (heute Implenia Spezialtiefbau GmbH).

Zielsetzung des Projektes war

- Erstellen einer Datenbank von möglichen Herstellgenauigkeiten für Bohrpfähle und Schlitzwände
- Auswertung der Herstellgenauigkeiten
- Statistische Betrachtung der Herstelltoleranzen
- Erstellen eines Nomogramms zur Bewertung der Herstelltoleranzen
- Aktualisierung von normativen Vorgaben (z.B. DIN EN 1538)

Es wurden die am Markt vorhandenen Verfahren der Messtechnik, d.h.

- Seil-Messsysteme
- Mobile Inklinometersonde
- Kreisel-Inklinometermesssysteme (Bilfinger/Implenia, Tiefenbacher, Jean Lutz),

die in unterschiedlichen Messgeräten zum Einsatz kommen, analysiert. Dazu wurden statistische Betrachtungen auf Basis der in-situ Meßergebnisse einer Vielzahl von Baustellen ausgeführt.

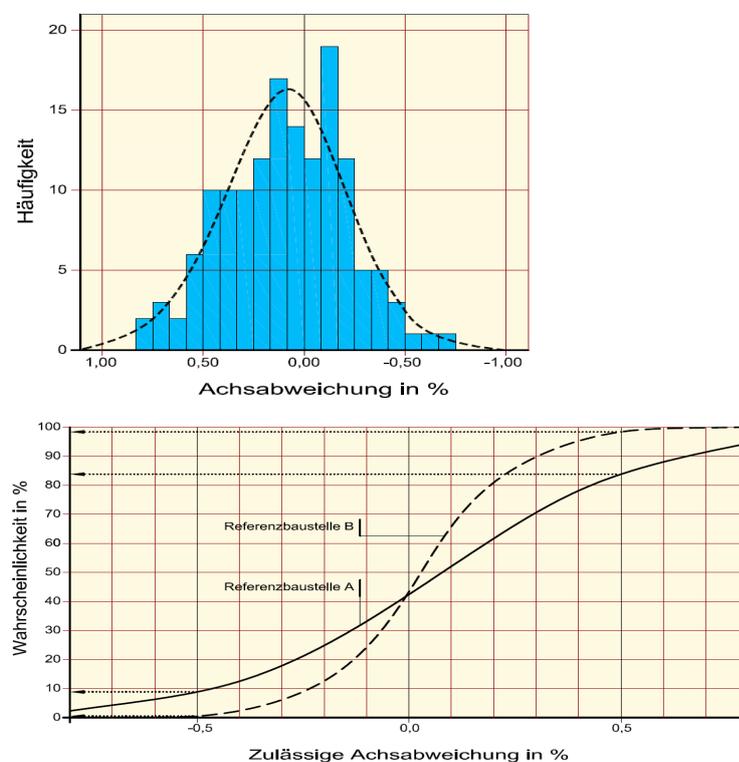


Bild 4: Auswertung von Achsabweichungen bei der Schlitzwandaufstellung

Die Systemvariablen, d.h. die Randbedingungen, wurden identifiziert zu:

- Baugrundsituation, Geologie, Hydrologie
- Wechsellagerungen, Schichtfolge
- Baugrundhindernisse (künstliche, natürliche)
- Rheologie Stützflüssigkeit, Bentonit-, Dichtwandmassensuspension
- Gerätetechnik (Hydraulikbagger, Seilbagger, Schlitzwandfräse)
- Schlitztiefe, Breite, Länge, Einfach-, Zweifach-, Dreifachlamelle
- Schlitzfolge (Pilgerschrittverfahren, Primär- und Sekundärlamellen,...)
- Gerätestandort (rechtwinklig, parallel, schräg zur Schlitzachse,...)
- Geräteinheit (Baggerfabrikat, Motorleistung, Windenzugkraft,...)
- Greifer (Fabrikat, Gewicht, Länge,...)
- Abschalsystem (verbleibende Fugenbleche, Bachy-System, Rohre, etc.)
- Leitwandkonstruktionen
- Art der Messtechnik (Seilmessungen, Inklinometermessungen, o.ä.)
- Messreihen, letzte Messfahrt
- Erfahrungen des Geräteführers und der Beimänner

Die statistischen Auswertungen und der Abgleich mit den o.a. Systemvariablen ergaben, dass aufgrund der Vielzahl der zu berücksichtigenden Randbedingungen normative Diagramme nicht generierbar sind. Als Fazit ist demnach festzuhalten, dass diese Wissenslücke aktuell nicht zu schließen ist.

4 Gedanken

Ungeachtet der Tatsache, dass es Wissenslücken gibt, die auf absehbare Zeit nicht geschlossen werden können, stellt sich dennoch nicht die Grundsatzfrage nach der Sinnhaftigkeit von Forschungsaktivitäten im Spezialtiefbau. Vielmehr stellt sich die Frage, was aus Lösungen bzw. Wissen, das auf den Baustellen oder im Labor (= Ingenieurbüros, Hersteller oder Hochschulen) generiert wird, zum Schließen von Wissenslücken genutzt wird.

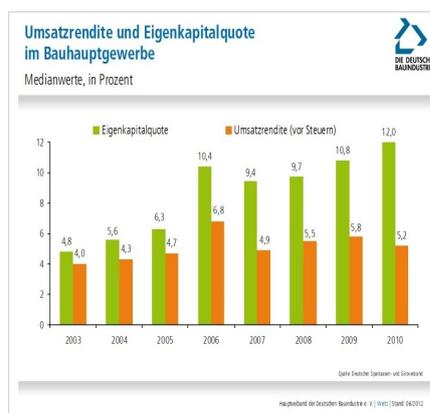
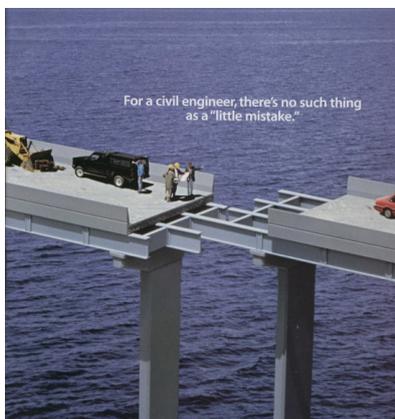


Bild 5: Machbarkeit / Wirtschaftlichkeit / Sicherheit

Das Schließen von Wissenslücken bedeutet also, dass die Machbarkeit von Projekten erreicht, die Wirtschaftlichkeit von Verfahren erhöht und zudem die Sicherheit auf den Baustellen erhöht wird. Das Erreichen dieser Ziele stellt nichts anderes als den technischen Fortschritt dar, der sich im Stand der Technik und damit der Normung - national und international - manifestiert.

Eine weitere Frage, die es zu untersuchen gilt, ist die, ob es neben den o.a. Beteiligten gibt, die zu den „Stakeholdern“ der Forschung gehören. Hier wird deutlich, dass neben den o.a. Beteiligten der Bauherr eine nicht zu unterschätzende Rolle einnimmt.



Bild 6: Stakeholder der Forschung

Der Bauherr hat auf der einen Seite ein grundlegendes Interesse an der Machbarkeit seiner Baumaßnahme, auf der anderen Seite will er die Umsetzung dieser technisch einwandfrei und für ihn wirtschaftlich sichergestellt wissen. Dem Treiber der Machbarkeit und Technik steht hier als Hemmer also der Markt gegenüber, der sich vorrangig an der wirtschaftlichen Umsetzung einer sicher machbaren Lösung orientiert, was beim öffentlichen Bauherrn immer durch den Billigstbieter zu leisten ist. Das Vergaberecht ist hier eindeutig der Hemmschuh schlechthin.

Die Situation für das Unternehmen stellt sich so dar, dass der Treiber schlechthin die Existenzsicherung und damit die wirtschaftliche Umsetzung inkl. eines Betriebsergebnisses (=Gewinn) ist. Damit wird der Hemmer automatisch die Risikobewertung, die im Normalfall für die Umsetzung einer konservativen Lösung spricht, d.h. sich im Low-Tech Bereich abspielt. Nur bei einem Risk-Sharing zwischen Bauherrn und Unternehmer kann diese Barriere überwunden werden, was jedoch bei einem öffentlichen Bauherrn kaum machbar ist. Private Bauherrn, die in der Vergangenheit den technischen Fortschritt auf diese Art unterstützt hatten, wie die großen Energiekonzerne o.ä. sind heute dazu wirtschaftlich nicht mehr in der Lage.

5 Ausblick

Es bleibt also festzuhalten, dass die Notwendigkeit der Wissensgenerierung zum Schließen von Wissenslücken nicht in Frage zu stellen ist, die Ziele jedoch aufgrund der wirtschaftlichen Rahmenbedingungen aller Stakeholder neu festzulegen sind. Es sind nicht mehr grundlegend neue Verfahrenstechniken oder hochkomplexe Rechengänge, die es zu erfinden gilt, sondern vielmehr eine Perfektionierung der vorhandenen Techniken.

Diese Perfektionierung kann jedoch nicht nur singulär durch einzelne Stakeholder erfolgen, sondern vielmehr in Abstimmung und im Einklang mit allen Beteiligten. Einzelgänge oder singuläre Aktivitäten sind hier zum Scheitern verurteilt.

Die Schwerpunkte werden natürlich unterschiedlich sein, d.h. es ist die Verfahrens- und Maschinenteknik bei den Baufirmen und Geräteherstellern und die Optimierung von Planungsabläufen und Praxisorientierung bei Ingenieurbüros und Gutachtern. Der Wissenschaft kommt neben der Grundlagenforschung, die es unbedingt weiter zu betreiben gilt, zukünftig eine immer größere Bedeutung in der Wissensvermittlung und damit der Ausbildung der Ingenieure zu.



Bild 7: Priorisierung der Aktivitäten der ausführenden Firmen

Die Frage nach der Zukunft der Forschung kann aus Sicht der Verfasser für die ausführenden Unternehmen nur so beantwortet werden:

- Aufgabe des Burghofdenkens
- Vertragsauslegung keine Forschung
- Bauwirtschaftliche Forschungsvorhaben
- Identifikation von Personen mit Vorhaben
- Forschung nicht nur der Baustelle überlassen
- Ganzheitliche Betrachtung von Problemen

Für die Hochschulen stellt sich dann das Anforderungsprofil wie folgt dar:

- Verlassen des Elfenbeinturms
- Aus der Forschung Praxis für die Praxis
- Verständnis für Firmen schärfen
- Normungsarbeit als operative Aufgabe
- Kommunikation

In diesem Sinne ein herzliches Glückauf!

Forschung in der Geotechnik – Herausforderung für die Praxis?

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Theodoros Triantafyllidis
KIT – Universität des Landes Baden-Württemberg und nationales Forschungszentrum in der
Helmholtz-Gemeinschaft, Karlsruhe

1 Forschung in der Geotechnik – Herausforderung für die Praxis?



Forschung in der Geotechnik

- Braucht man den Antrieb mit „**lessons learnt**“ aus **Versagensfällen** in der Praxis, also das Lernen nur aus Fehlern, um Forschung zu betreiben?
- **Trägt die Wissenschaft zur Innovation in der Praxis bei** und werden diese Forschungsergebnisse oder Ansätze von der Praxis angenommen?
- Ist die **Kluft zwischen Praxis und Wissenschaft in der Geotechnik so groß**, dass die jeweiligen Entwicklungen nicht kommuniziert werden können?
- Kann die **Wissenschaft eine Herausforderung für die Praxis** darstellen?



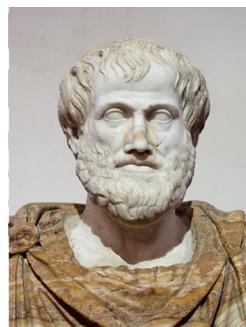
Warum betreibt der Mensch Forschung?

Philosophische Antwort von Aristoteles (ca. 350 v.Chr.)

Staunen (απορεῖν)

Im Altertum hatte man Überraschungen bei der Gründung von großen Tempeln speziell zwischen 600 – 500 v. Chr.

ἀνάγκης εἶναι ἐν τῇ γενέσει, ὥσπερ ἂν εἴ τις τὸν τοῖχον ἐξ ἀνάγκης γεγενῆσθαι νομίζοι, ὅτι τὰ μὲν βαρέα κάτω πέφυκε φέρεσθαι τὰ δὲ κοῦφα ἐπιπολῆς, διὸ οἱ λίθοι μὲν κάτω καὶ τὰ θεμέλια, ἢ δὲ γῆ ἄνω διὰ κουφότητα, ἐπιπολῆς δὲ μάλιστα τὰ ξύλα



In der Physik von Aristoteles (Τά Φυσικά, Buch B, §200a) wird über die Bodenverbesserungsmaßnahmen bei weichen Böden vor der Gründung von Gebäuden berichtet. Gab es hierfür Gründe??

Grundbruchversagen bei der Gründung des Panionion-Tempels



Das archaische Panionion nach Abschluss der Grabung (Luftbild D. Gansera, 2005)



Pronaos: Das Fundament des Oststylobats besteht aus einem großen Brecciablock



Pronaos: Oststylobat - die Platte ist auf ihrem Unterlager etwas nach Westen verrutscht und gebrochen



Fundament der ‚Ante‘

Panionion, Cella-Nord-Mauer von S am Mauerfuß erkennt man deutlich große Steinplatten, die unter der Mauer vorragen

1.1 Aktuelle Forschungsthemen und die Position der Geotechnik

- Energie (aus regenerativen Quellen, Speicherung)
- Bebaute Umwelt (Bauen im Bestand, Infrastruktur, Schutz vor Naturgefahren, Schutz vor Gewalteinwirkungen)
- Neue Materialien (smart materials, Dielektrika etc.)
- Mobilität (Elektromobilität, alternative Antriebe, autonomes Fahren)
- Digitalisierung von Abläufen in der Gesellschaft

2 Beiträge der Geotechnik im Bereich der Energieerzeugung

Die Geotechnikbeiträge im Bereich der sog. Erneuerbaren Energien, wie:

- **Geothermische Energieanlagen** (Bohrverfahren, Bohrflüssigkeiten, Bohrlochstabilität, Simulationen der Ausbeute, hydraulische Simulationen, etc)
- **WEA's onshore wie offshore** (Verfahren der Installation der Gründungen, Bemessung der Gründungsarten hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit auch bei Sturmereignissen)

Beiträge der Geotechnik im Bereich der Energieerzeugung

1. Bau von Dämmen und Pumpspeichern, Auslegung dieser Anlagen auch für Extremereignisse, wie Hochwasser oder Erdbeben
2. Beiträge der Geotechnik zur Renaturierung und Nutzbarmachung von stillgelegten Braunkohleabbauflächen
3. Sicherung der nuklearen Endlagerung

3 Forschung in der Geotechnik – Dimensionierung von WEA

Missachtung von **geotechnischen Nachweisen** führt zu vermeidbaren Katastrophen



Darf eine **klaffende Fuge** bei den Flachgründungen und bei Extremlasten von WEA's zugelassen werden?

3.1 Entwicklung von Modellen für die hochzyklische Belastung

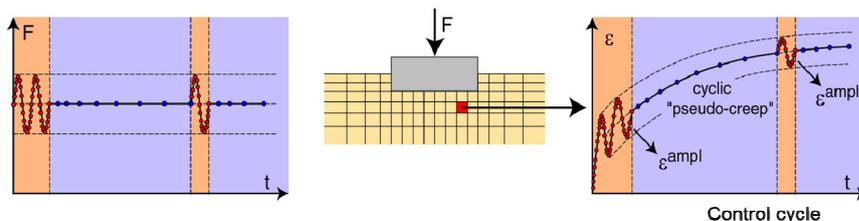
Zur **Gebrauchstauglichkeitsuntersuchung** von WEA's wurde ein generelles Modell für polyzyklische Belastung (**HCA-Modell**) aus der Bodenmechanik entwickelt, welches für alle Arten von Gründungen anwendbar ist.

Dies war und ist eine Herausforderung für die Industrie!!!

- Die Industrie hat es am Anfang als zu theoretisch abgelehnt und nur für Forschungszwecke als geeignet angesehen, also als nicht praxistauglich eingestuft.
- Diese Meinung hatten am Anfang Ingenieurbüros, Zertifizierer sowie Bauunternehmen, Betreiber und Genehmigungsbehörden vertreten.
- ZÜBLIN hat die Herausforderung angenommen und dabei die Chancen in einer weiteren Entwicklung gesehen hat. Es wurde eine Validierung des Modells betrieben und neben Modellversuchen auch in einem realen Testfeld die Erprobung im 1:1 Maßstab realisiert.

3.2 HCA – High Cycle Accumulation Model

Berechnungsstrategie: gekoppelte „implizite und explizite“ Schritte



- Only a few cycles are calculated incrementally using $\dot{\sigma}$ - $\dot{\epsilon}$ -model
- Larger packages of cycles DN in between are treated like creep deformations under constant load
- Input of the accumulation model: strain amplitudes ϵ^{ampl} from implicit cycles
- Advantages: 1) **no limitations** with respect to **possible maximum cycle numbers**
2) much smaller number of increments → numerical errors minimized

$$\dot{\sigma} = E : (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{acc} - \dot{\epsilon}^{pl})$$

$\dot{\sigma}$ Stress rate
 E Elastic stiffness (pressure dependent)
 $\dot{\epsilon}$ Strain rate
 $\dot{\epsilon}^{acc}$ Accumulation rate (given)
 $\dot{\epsilon}^{pl}$ Plastic strain rate (for strain paths touching the yield surface)

$$\dot{\epsilon}^{acc} = \dot{\epsilon}^{acc} \mathbf{m}$$

\mathbf{m} Direction of strain accumulation (unit tensor)
 $\dot{\epsilon}^{acc}$ → Flow direction of MCC-Model
 intensity of strain accumulation (scalar)

$$\dot{\epsilon}^{acc} = f_{ampl} \dot{f}_N f_p f_Y f_e f_{\pi}$$

Amplitude definition for multidimensional loops

Functions (with material constants) consider:

f_{ampl} Strain amplitude (C_{ampl})
 \dot{f}_N Cyclic preload (C_{N1}, C_{N2}, C_{N3})
 f_p, f_Y Average mean stress (C_p), stress ratio (C_Y)
 f_e Void ratio (C_e)
 f_{π} Polarization changes ($C_{\pi1}, C_{\pi2}$)

Intensity of accumulation

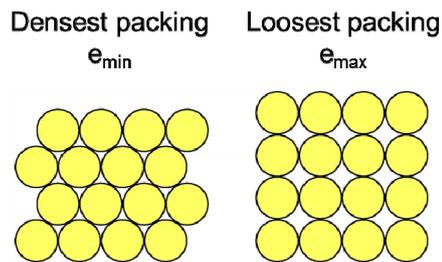
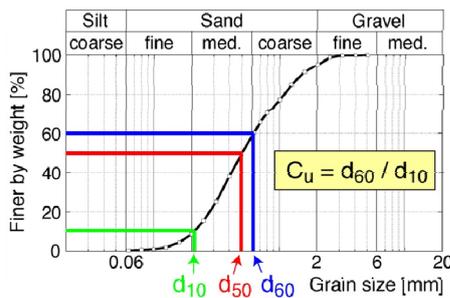
$$\dot{\epsilon}^{\text{acc}} = f_{\text{ampl}} \dot{f}_N f_p f_Y f_e f_\pi$$

Influencing parameter	Function	Parameter
Strain amplitude ϵ^{ampl}	$f_{\text{ampl}} = \left(\frac{\epsilon^{\text{ampl}}}{10^{-4}}\right)^{C_{\text{ampl}}}$	C_{ampl}
Void ratio e	$f_e = \frac{(C_e - e)^2}{1 + e} \frac{1 + e_{\text{max}}}{(C_e - e_{\text{max}})^2}$	C_e
Average mean pressure p^{av}	$f_p = \exp\left[-C_p \left(\frac{p^{\text{av}}}{100 \text{ kPa}} - 1\right)\right]$	C_p
Average stress ratio Y^{av}	$f_Y = \exp(C_Y \bar{Y}^{\text{av}})$	C_Y
Cyclic preloading (number of cycles)	$f_N = C_{N1} [\ln(1 + C_{N2} N) + C_{N3} N]$ $\dot{f}_N = C_{N1} \left[\frac{C_{N2}}{1 + C_{N2} N} + C_{N3}\right]$	C_{N1} C_{N2} C_{N3}
Change of direction of cycles	f_π	$C_{\pi1}, C_{\pi2}$

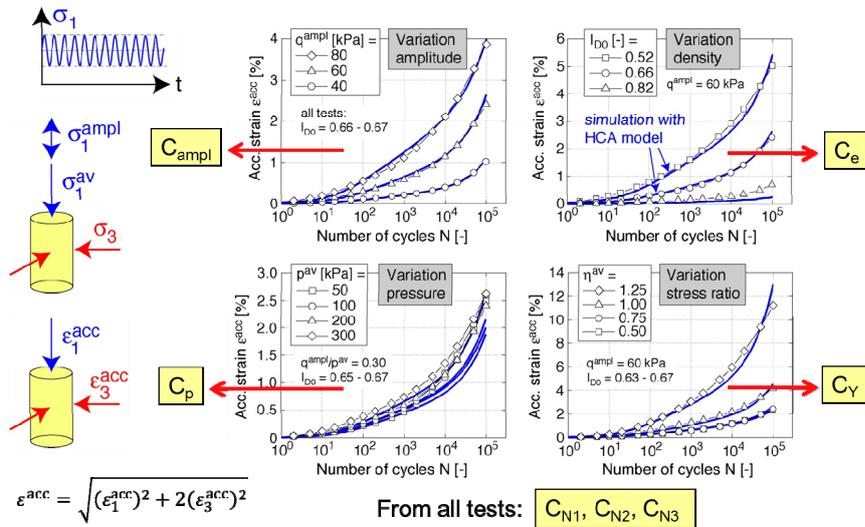
3.3 Parameters of HCA model

Different ways to obtain a set of parameters (model calibration):

1. Determination of all parameters from **at least 11 cyclic triaxial tests** with different amplitudes, initial densities and average stresses
2. Estimation of C_{ampl} , C_p , C_e and C_Y from correlations with d_{50} , C_u and e_{min} , determination of C_{N1} , C_{N2} and C_{N3} from a **single cyclic triaxial test**
3. Estimation of **all parameters from the correlations** with d_{50} , C_u and e_{min}



From at least 11
cyclic triaxial tests



$$\epsilon^{acc} = \sqrt{(\epsilon_1^{acc})^2 + 2(\epsilon_3^{acc})^2}$$

Simplified calibration based on the grain size distribution curve

Parameter	Correlation
C_{ampl}	$C_{ampl} = 1.70$
C_e	$C_e = 0.95 \cdot e_{min}$
C_p	$C_p = 0.41 \cdot [1 - 0.34 (d_{50} - 0.6)]$
C_Y	$C_Y = 2.60 \cdot [1 + 0.12 \ln(d_{50}/0.6)]$
C_{N1} C_{N2} C_{N3}	$C_{N1} = 4.5 \cdot 10^{-4} \cdot [1 - 0.306 \ln(d_{50}/0.6)] \cdot [1 + 3.15 (C_u - 1.5)]$ $C_{N2} = 0.31 \cdot \exp[0.39 (d_{50} - 0.6)] \cdot \exp[12.3(\exp(-0.77 C_u) - 0.315)]$ $C_{N3} = 3.0 \cdot 10^{-5} \cdot \exp[-0.84 (d_{50} - 0.6)] \cdot [1 + 7.85 (C_u - 1.5)]^{0.34}$

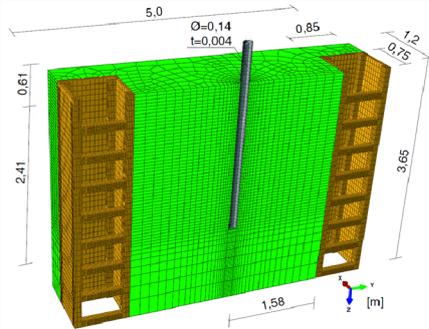
From about 350 cyclic triaxial tests on quartz sands with subangular grain shape and $0.1 \leq d_{50} \leq 6$ mm, $1.5 \leq C_u \leq 8$ (= range of validity)

Correlations will be extended by the influence of the grain characteristics (grain shape, surface roughness, mineralogy, etc.)

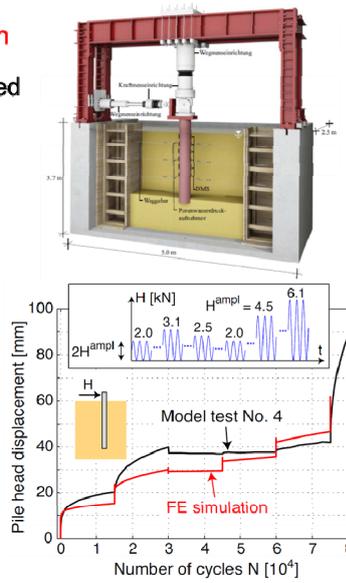
3.4 Validation of HCA model predictions

Based on large-scale model tests (1:10) at TU Berlin

- HCA model parameters of Berlin sand determined based on cyclic tests performed at IBF
- FE-Model:



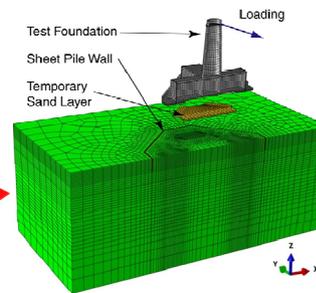
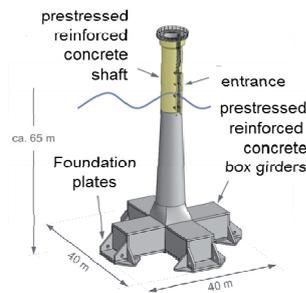
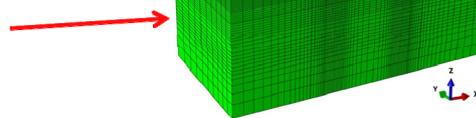
→ Good agreement between FE prediction and model test



Based on full-scale test of Ed. Züblin AG on a shallow foundation with high-cyclic loading (1,5 Million cycles with different amplitudes)

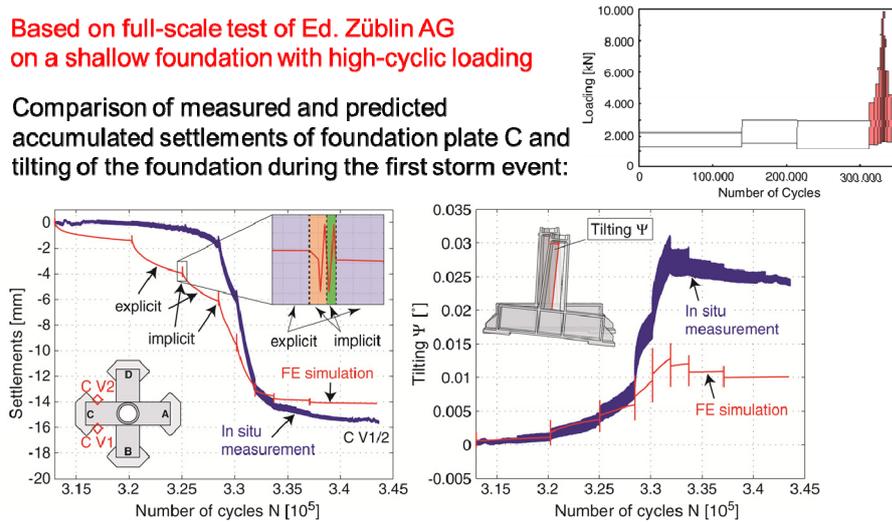


- FE-model (87000 brick elements)
- Determination of HCA model parameters at IBF



Based on full-scale test of Ed. Züblin AG
on a shallow foundation with high-cyclic loading

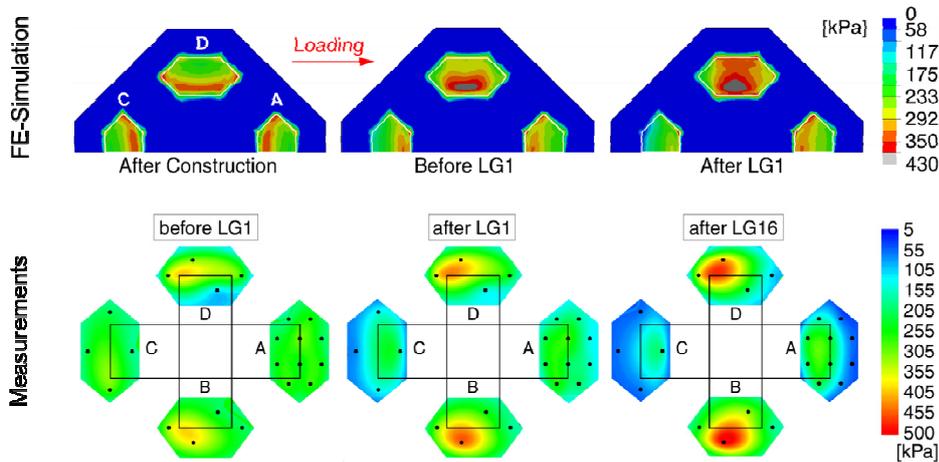
Comparison of measured and predicted
accumulated settlements of foundation plate C and
tilting of the foundation during the first storm event:



→ Good agreement between FE prediction and test regarding settlement,
stress redistribution and pore water pressures

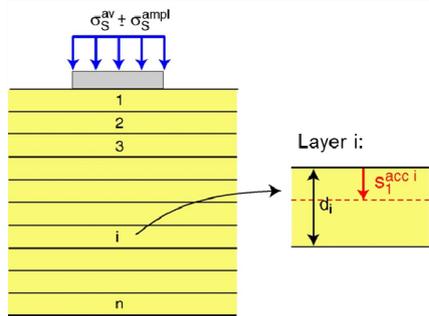
3.5 FE-Simulationen

Entwicklung der **vertikalen Spannungen** (contact pressure) unter den Fundamentplatten
Umverteilungen der Lasten wurden von der FE-Simulation vorhergesagt und in-situ auch
bestätigt (sehr gute Übereinstimmung)

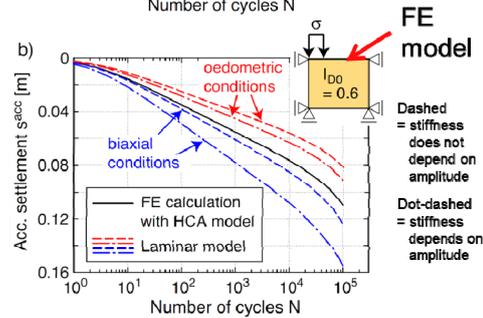
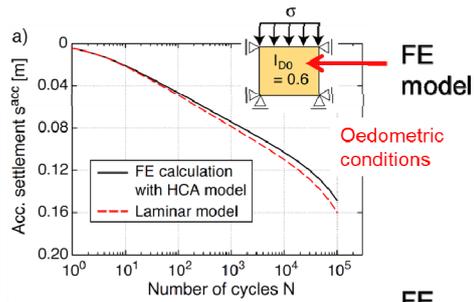


3.6 Simplified engineer-oriented models

Laminar model for a shallow foundation based on HCA model



→ Good agreement between FE and laminar model



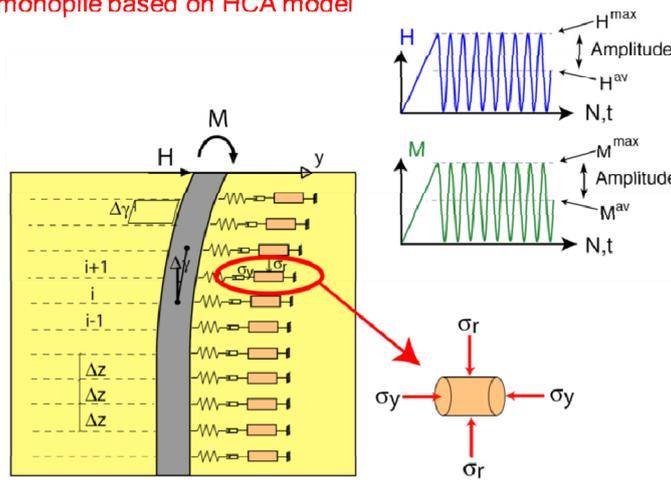
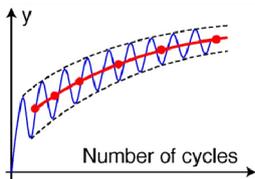
Laminar model for a monopile based on HCA model

$$\epsilon_{ampl} = \Delta\gamma$$

$$\dot{\epsilon}_v^{acc} = m_v \cdot \epsilon^{acc}$$

$$\dot{\epsilon}_q^{acc} = m_q \cdot \epsilon^{acc}$$

m_v, m_q : flow rule

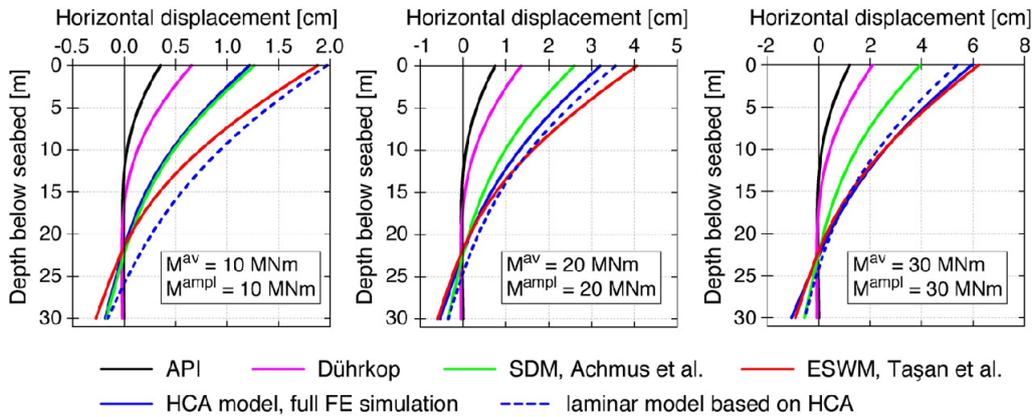


- Accumulation as pseudo-creep is represented by the dashpot
- Spring represents elastic stiffness of layer

Laminar model for a monopile based on HCA model

Comparison of different models (here: $I_{D0} = 0.6$, $M/Q = 20$ m)

After 100000 cycles:

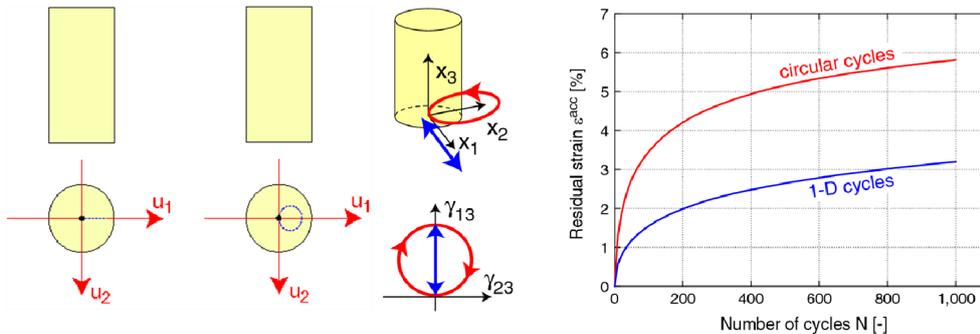


3.7 Entwicklung von Modellen für die hochzyklische Belastung

Weitere Herausforderungen für die Praxis (aus dem HCA Modell)

Mehrdimensionale Dehnungsschleifen verursachen eine schnelle Akkumulation (Erkenntnisse aus der Forschung der Bodenmechanik)

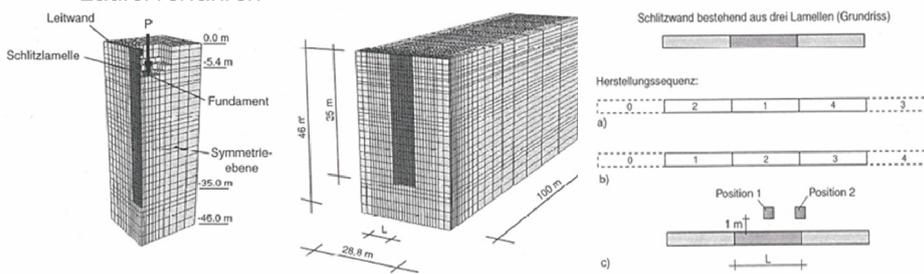
- Sinnvolle Anwendung in Prozessen der Rütteldruckverdichtung sowie von
- Verdichtungen in oberflächennahen Anwendungen erfordern eine komplexe Maschine der Verdichtung → **Platz für Innovation**



4 Spezialtiefbau: FE-Simulation von Herstellungsprozessen

Herstellungsverfahren neben existierender Bebauung nach Schäfer (2004)

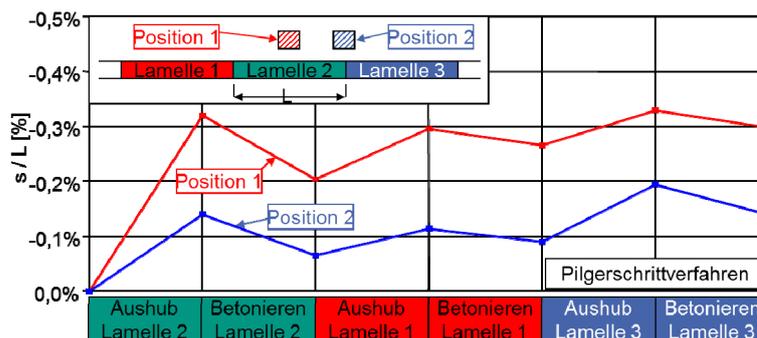
- Ziel der Simulationen:
 - Ermittlung der Grenzen der Gebrauchstauglichkeit benachbarter Bebauung in Abhängigkeit der Herstellungsreihenfolge
- 3D FE-Modell mit Schlitzwand neben bestehendem Fundament
 - Einzellamelle sowie 3 Lamellen, ausgehoben im Pilgerschritt- oder Läuferverfahren



4.1 FE-Simulation der Schlitzwandherstellung

Beisp. 1 Vergleich Pilgerschritt- und Läuferverfahren beim Einzelfundament

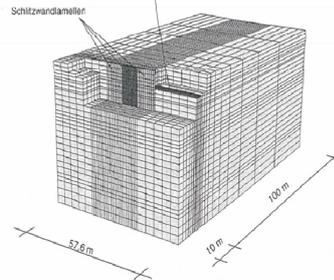
- Simulation der drei am nächsten befindlichen Lamellen ausreichend
- Größenordnung der Fundamentsetzungen bei beiden Verfahren ähnlich
- Größere Setzungen von Einzelfundamenten, wenn mittig neben einer Lamelle. Lamelleneinteilungsplan so konzipieren, dass die Achse der Einzelfundamente an der Grenze zwischen zwei Lamellen liegt.



Beispiel 2:

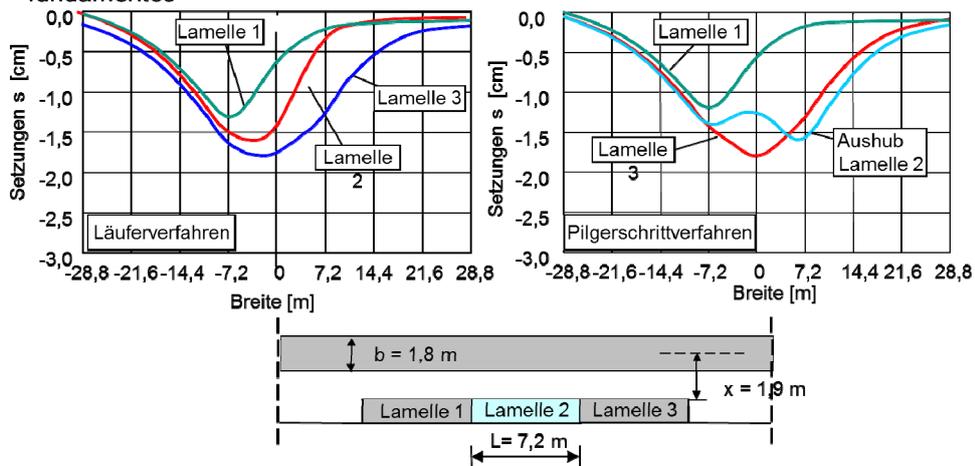
FE-Netz für die Simulation der SW-Herstellung neben einem Streifenfundament

- 3D FE-Modell mit 3 Lamellen und angrenzendem Streifenfundament
- Berechnung für unterschiedliche Schlitzlängen
- Belastungsniveau des Streifenfundaments so gewählt, dass $s_{zul} = 1,0$ cm bzw. $s_{zul} = 2$ cm eingehalten wird

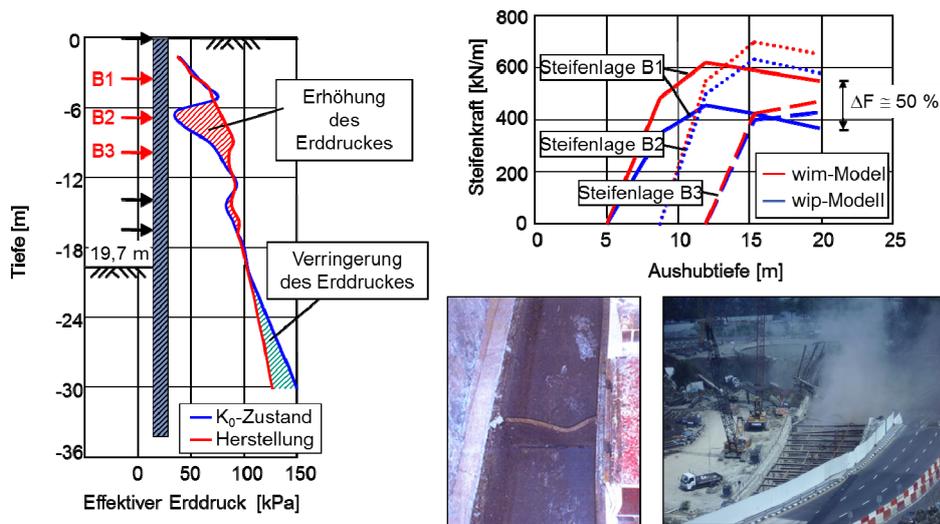


Beispiel 2: Schlitzwandherstellung neben sehr alter Bebauung mit maroder Gründung (Streifenfundament)

Einfluss der Herstellungssequenz auf die Setzung eines benachbarten Streifenfundamentes



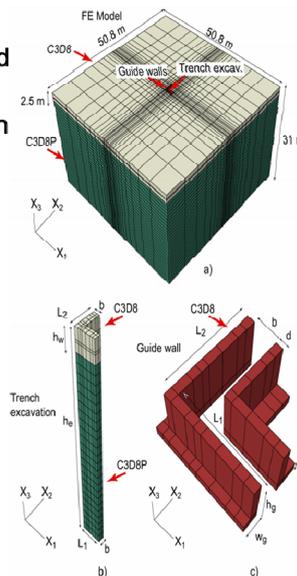
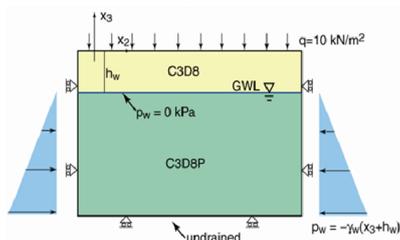
Beispiel 3: Änderung der Steifenkräfte und Spannungumlagerung in weichen bindigen Böden durch Berücksichtigung des Herstellvorganges (z.B. Frischbetondruck)



4.2 FE-Simulation der Schlitzwandherstellung bei Eckschlitzten

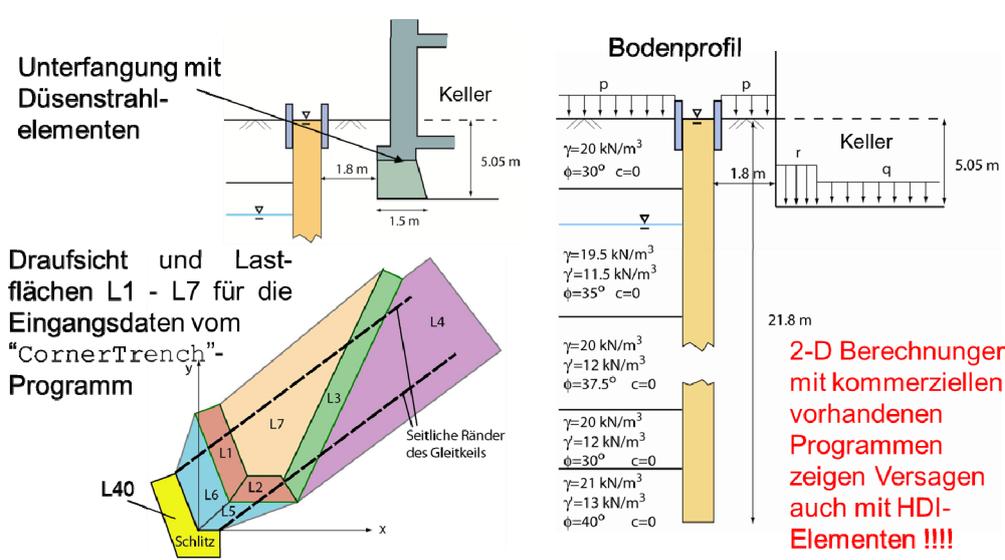
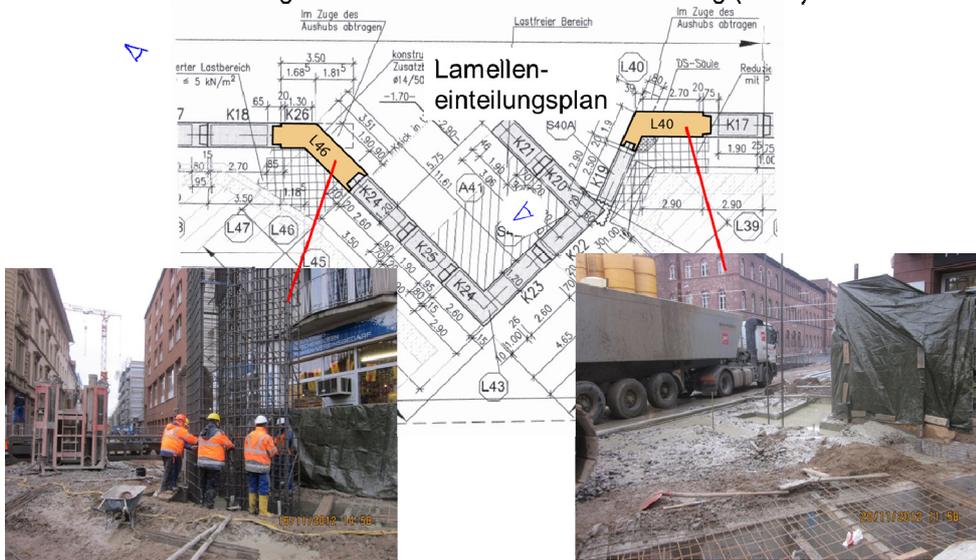
Simulation der Herstellung eines Eckschlitzes

- Leitwand mit 3D FE-Netz (**Visko-Hyoplastizität**) und Eckschlitz als eigene „Parts“ modelliert. Etwa 21000 gekoppelte (Porenwasserdruck-Verschiebung) wurden verwendet
- Randbedingungen:
 - Auflast $q=10 \text{ kN/m}^2$ auf GOK
 - Hydrostat. Porenwasserdruck an den Rändern
 - Einwertige Auflager seitlich und unten



4.2.1 KASIG: U-Bahn Station in Karlsruhe – Kronenplatz

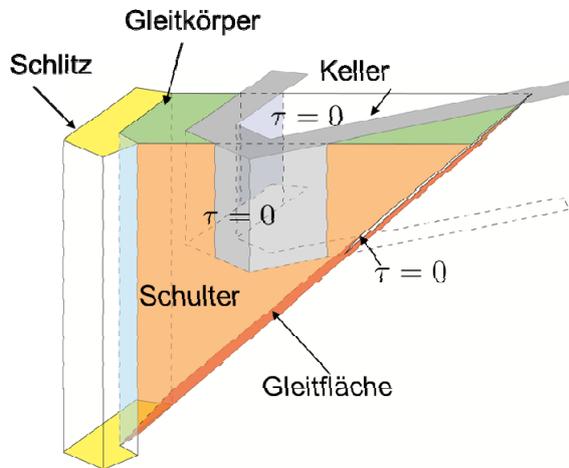
Schlitzwandherstellung sehr nah zur existierenden Bebauung (2012)



2-D Berechnungen mit kommerziellen, vorhandenen Programmen zeigen Versagen auch mit HDI-Elementen !!!!

Unterfangung nötig für ausreichende ($\eta \geq 1,3$) äußere Standsicherheit des Eckschlitzes

Einfluss der Kellergeometrie



Modifikationen der TKS-Methode zur Berücksichtigung des Kellers:

- Manche Teile der Gleit- und Schulterflächen schneiden den Keller. Diese Teile leisten aber keine Reibungswiderstände.
- Der Einfluss des Bodens im Bereich des Kellers soll berücksichtigt werden.
- Reduktion des Suspensionsdruckes infolge von Penetrationseffekten (Stagnation).

Mit den vereinfachten TKS Ansätzen, wurde die Standisicherheit nachgewiesen (Triantafyllidis u.a., 2014)

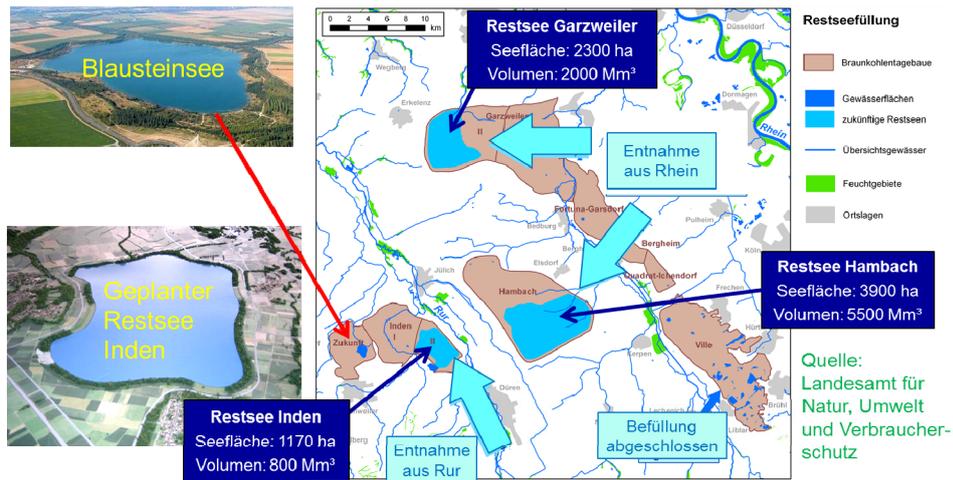
5 Verhaltensbasierte Dimensionierung in der Geotechnik bei Erdbebenbeanspruchungen

- Permanente Böschungssysteme von Stauanlagen oder Restseeböschungen sind für größere Wiederkehrperioden auszulegen.
- Erste Hinweise über die bisherige Vorgehensweise zeigen jedoch, dass die üblichen Methoden der Berechnung für die 2500-jährige Wiederkehrperiode nicht ausreichend sind.
- Wie soll der Nachweis erfolgen, wenn man mit den üblichen Methoden die Sicherheit nicht mehr gewährleisten kann?
- Zulassung von globalen Sicherheiten unterhalb von 1 bedeuten nicht unbedingt ein globales Versagen. Manchmal ist es sinnvoll, dass der Boden sich bewegt oder nachgibt!
- Wie groß dürfen die Verformungen werden?

5.1 Fragestellung

Wasserwirtschaftliche Wiedernutzbarmachung von Tagebauen: Restseen

Restseen und Landschaftsseen im Rheinischen Revier:



Renaturierung von Tagebauflächen

Fragestellungen:

Welche Mechanismen können durch Erdbeben getriggert werden?

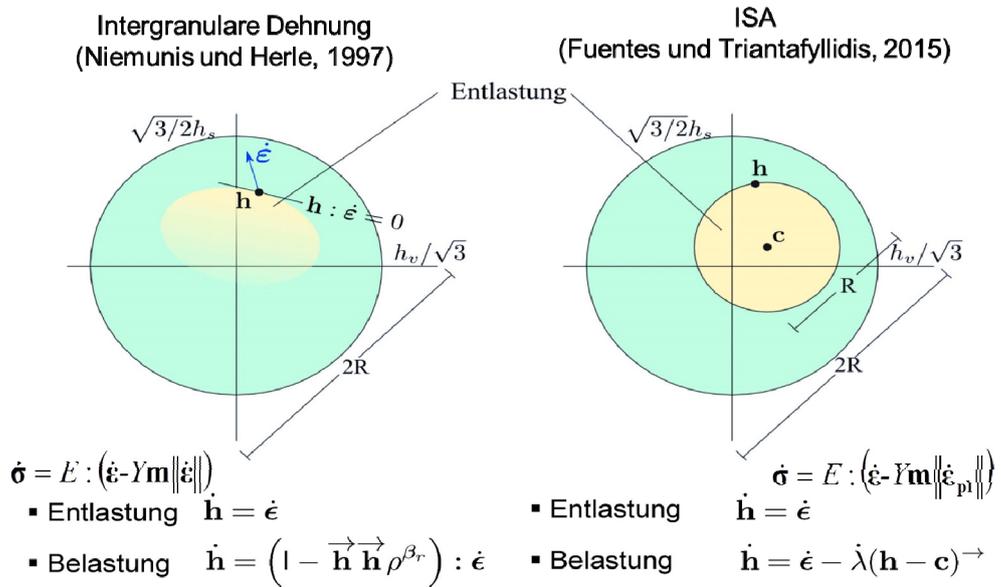
- Versagensmechanismus **Setzungsfließen**
- Versagensmechanismus **Bodenverflüssigung** infolge zyklischer Belastung
- **Globales Systemversagen** oder wie ist das **Verformungsverhalten** einer Restseeböschung unter Erdbebeneinwirkung?

Notwendige Entwicklungen:

Stoffmodelle, die alle Attraktorenzustände unter unterschiedlichen Belastungsamplituden und Grenzzustände richtig abbilden, wie die Verflüssigung, Schmetterlingsattraktoren und die Einflüsse der Pykno, Baro- und Hystoriotropie

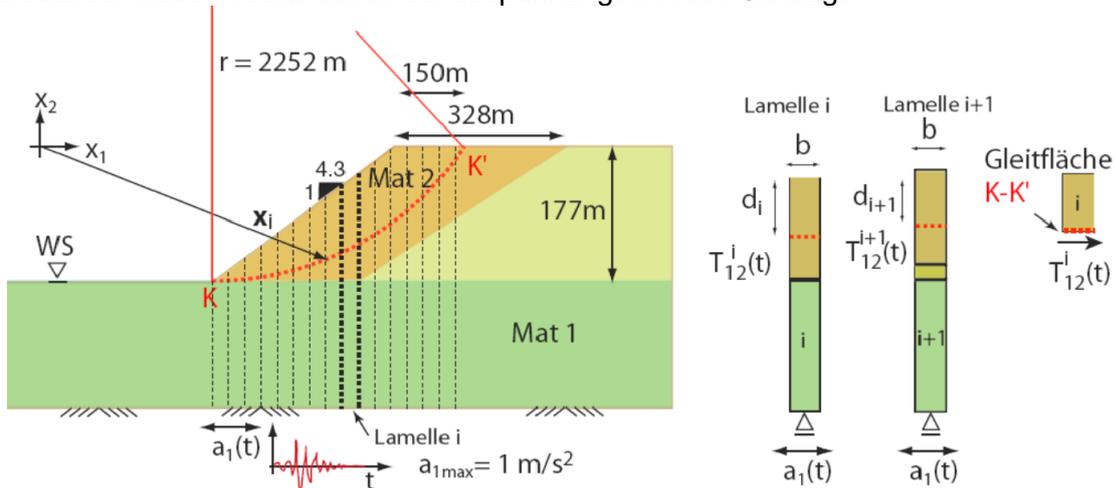
Mögliche Stoffgesetze: ISA, Hypoplastizität, SaniSand

Verwendete Stoffmodelle (Hypoplastizität mit ID und ISA)



Ansatz von pseudo-statischen Kräften, Bestimmung von χ .

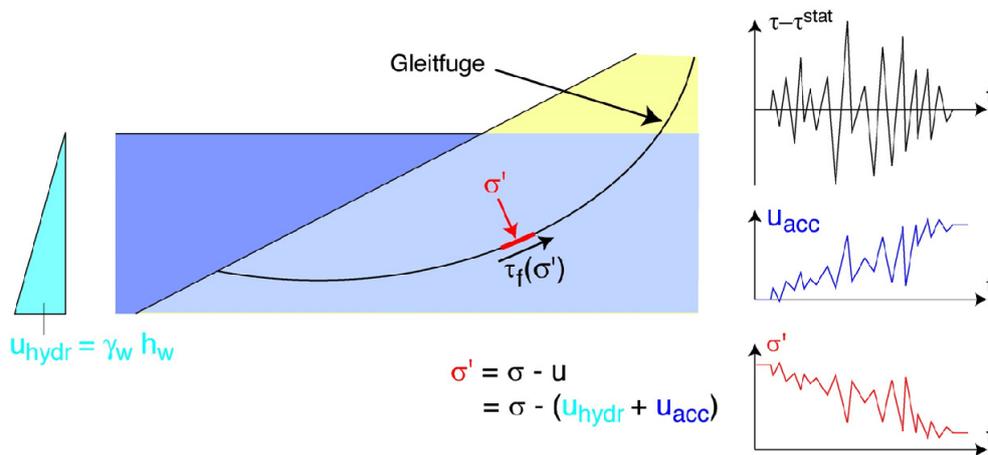
Ersatz der Massenkräfte durch Schubspannungen in der Gleitfuge



$$F_1(t) = \sum T_{12}^i(t), F_{1\max} = \max(F_1(t)) = m a_{\max} = m \chi \text{PGA}$$

Versagensmechanismus Bodenverflüssigung infolge zyklischer Belastung

- Akkumulation des Porenwasserdruckes, Reduktion der effektiven Spannung σ'
- Reduktion der Scherfestigkeit $\tau_f(\sigma')$, im Extremfall bis auf $\tau_f = 0$ bei $\sigma' = 0$ (sog. „Bodenverflüssigung“)

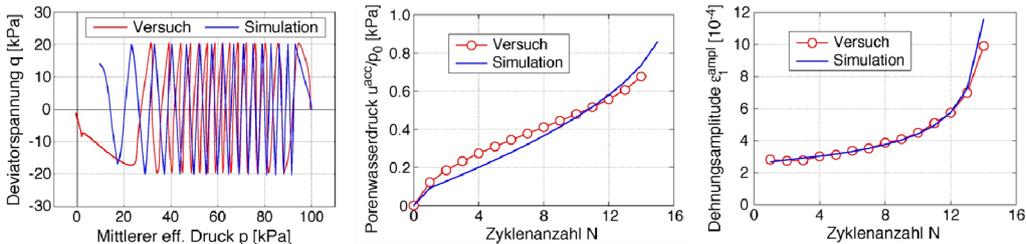


Verformungsverhalten einer Restseeböschung unter Erdbebeneinwirkung: exemplarische FE-Berechnungen

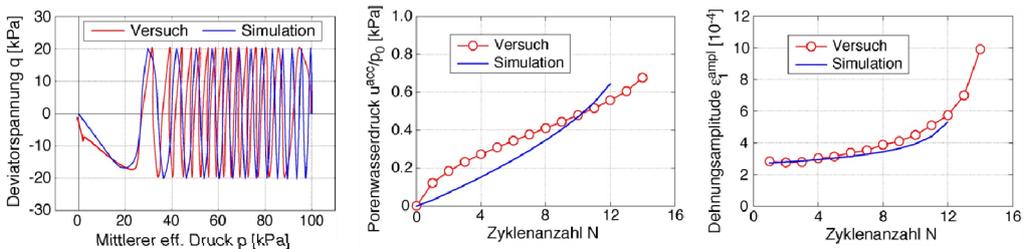
Kalibrierung der Parameter aus monotonen und zyklischen Laborversuchen

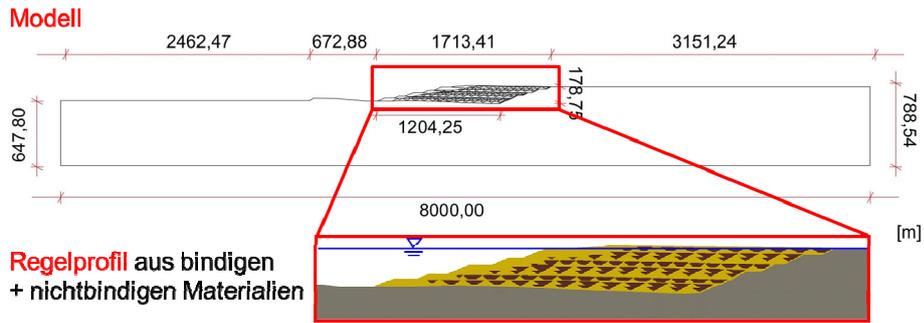
- Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung

(v. Wolffersdorff 1996, Niemunis & Herle 1997, 13 Stoffkonstanten)

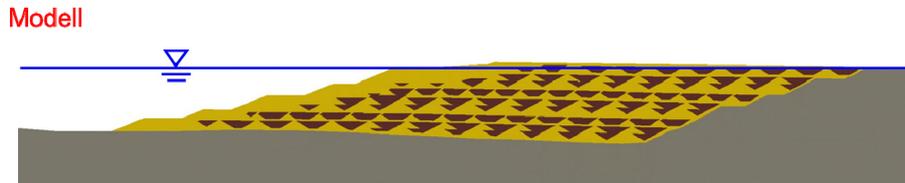
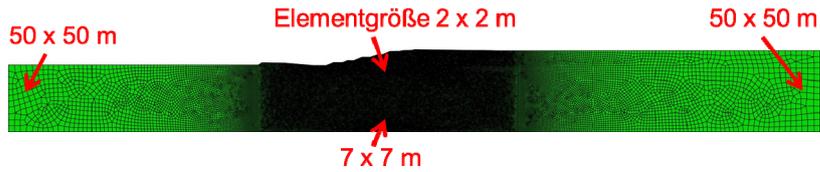


- ISA-Modell (Fuentes und Triantafyllidis 2014,2015 mit 18 Stoffkonstanten)

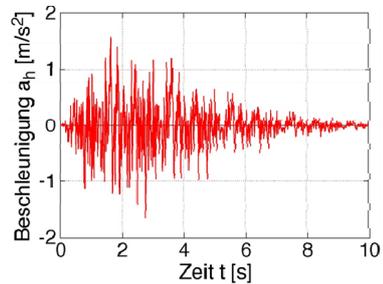




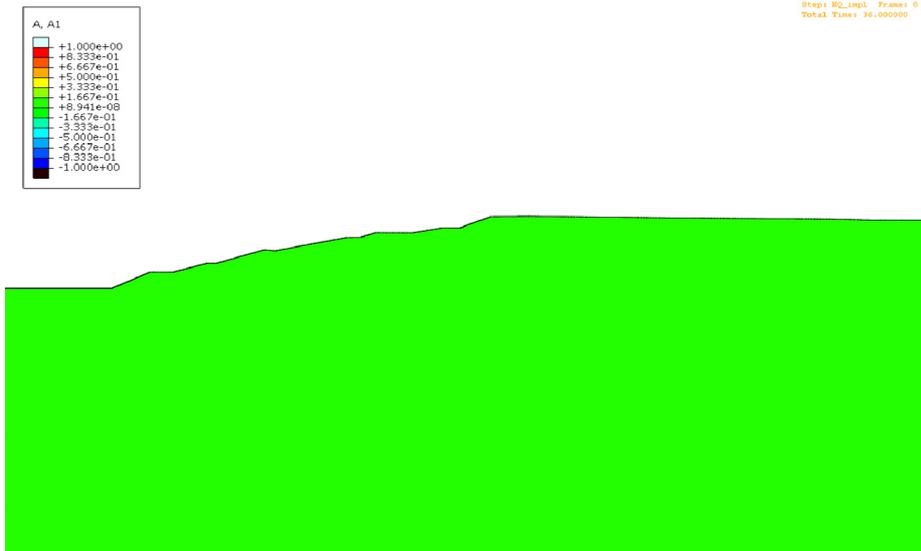
Diskretisierung: ca. 120000 Elemente vom Typ CPE4R und CPE3



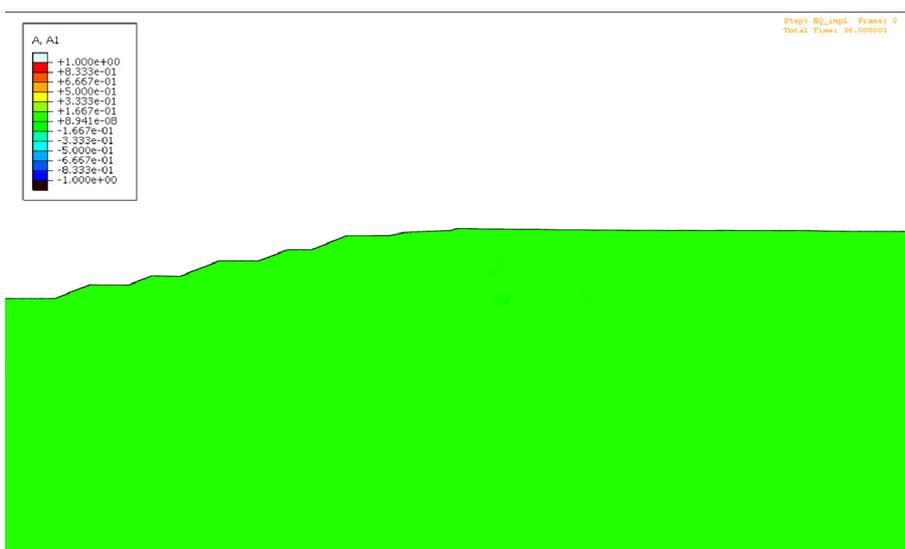
- Kippensande: Anfangslagerungsdichte $I_{D0} = 0,3$
- Simulation der Herstellung der Kippe
- Annahme lokal undrännierter Bedingungen
- Stoffmodell: ISA
- Aufbringung eines synthetisch generierten Signals für ein 2500-jähriges Erdbeben der Stärke M6 (Prof. Hinzen, Universität Köln) an der Unterkante des Modells



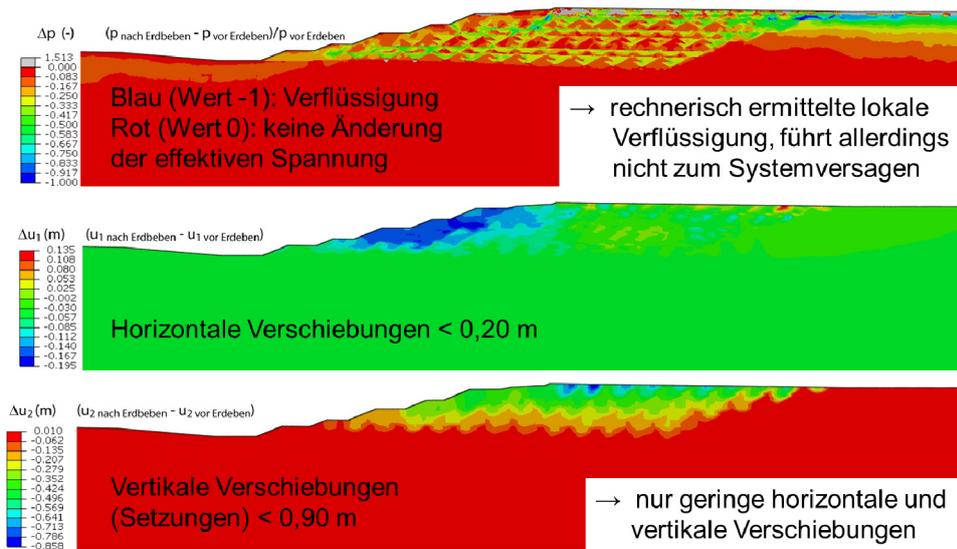
Böschung ohne Regelprofil



Böschung mit Regelprofil



Ergebnisse für Böschung mit Regelprofil



6 Forschung in der Geotechnik – Herausforderung für die Praxis?

Die Herausforderungen in der Praxis können nur durch intensive Kommunikation zwischen den Forschenden und den Praktikern - auch kontrovers - geführt werden.

Geeignet hierfür sind:

- Workshops mit genügend Raum zur Diskussion
- Tagungen nicht ausschließlich zu Werbezwecken nutzen
- Rege Teilnahme seitens der Industrie an den wissenschaftlichen Seminaren von den forschenden Instituten (aktiv, passiv)
- Interesse der Bauunternehmen an den neuesten Forschungsergebnissen sowie engere Bindung der Baufirmen an die angewandte Forschung
- Sprache der Forschenden vereinfachen
- Abbau von juristischen und vertraglichen Barrieren, die ein Hindernis sowohl für die Firmen, wie auch für die Forschenden darstellen, wie z.B. Veröffentlichungsdrang einerseits und Betriebsgeheimnis andererseits

Lehrstuhl und Prüfamnt
für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 11	Krüber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002

Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 41	Irgartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft 50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft 51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft 52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

Heft 53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft 54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft 55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft 56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft 57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014
Heft 58		Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität	2016
Heft 59		Beiträge zum 15. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2016