

Vorwort

Der 9. RuhrGeo Tag 2018 findet nach 2010 und 2014 wiederum in Bochum an der Ruhr-Universität statt. Prof. Tom Schanz hätte diesen RuhrGeo Tag am 22. März 2018 in „seinem“ Vorlesungshörsaal HIC eröffnen sollen. Doch mitten in den Vorbereitungen zur Programmgestaltung verstarb er am 12. Oktober 2017 völlig unerwartet auf dem Heimweg von der Universität aus. Entsprechend war und ist dieser RuhrGeo Tag mit dem Gedenken an seine Person verbunden.

Prof. Tom Schanz war es, der nach seinem Amtsantritt in Bochum als Professor für Grundbau, Boden- und Felsmechanik erkannte, dass es an einem regionalen Forum für Geotechnik mangelte. Ganz im Sinne der Sache und unvoreingenommen offen schlug er den Inhabern der umliegenden Geotechniklehrstühle, Prof. Achim Hettler (TU Dortmund), Prof. Matthias Pulsfort (Bergische Universität Wuppertal) und Prof. Eugen Perau (Universität Duisburg-Essen) vor, diesen RuhrGeo Tag als gemeinsames Forum der Geotechnik, als Kommunikationsplattform zwischen Forschung und Lehre an den Hochschulen der Region auf der einen Seite und der Ingenieurpraxis, gelebt in den vielen Ingenieurbüros, Baufirmen und verantwortlichen Behörden und Institutionen auf der anderen Seite zu installieren. Der Vorschlag fand Zustimmung und mit dem ersten RuhrGeo Tag 2010 „Geotechnische Herausforderungen beim Umbau des Emscher-Systems“ begann die Erfolgsgeschichte dieses Forums.

Entsprechend seiner Verdienste um diesen RuhrGeo Tag ist es angemessen, dass der Tagungsband zum 9. RuhrGeo Tag nach diesem Vorwort mit einem ausführlichen Nachruf auf Prof. Tom Schanz beginnt.

„Innovationen im Spezialtiefbau und in der Umweltgeotechnik“ ist der Untertitel des 9. RuhrGeo Tages. In 13 Beiträgen werden neue Entwicklungen und Verfahren in der Bau- und Bodensanierungstechnik vorgestellt und diskutiert. Dabei wird die Kopplung zwischen baupraktischer Anwendung und wissenschaftlicher Entwicklung in zahlreichen Fällen deutlich. Die Innovationskraft liegt auf beiden Seiten und bietet gemeinsam ein erhebliches Potential.

Ein erster Block widmet sich der Herausforderung der Anwendung des „Building Information Modeling“ im Spezialtiefbau. Nach der Einführung in die grundsätzlichen Elemente dieser digitalisierten Planungs- und Ausführungswelt wird auf die speziellen Bedürfnisse des Spezialtiefbaus bei deren Anwendung eingegangen und anhand von Beispielen werden erste Erfahrungen aufgezeigt.

Anschließend werden vier technische Neuerungen, alle entwickelt in enger Kooperation zwischen Hochschulen und Industrie, vorgestellt. Dieser Vortragsblock beinhaltet zwei verfahrenstechnische Innovationen, ein alternatives Gründungssystem und eine Untersuchung, welche ein besseres Verständnis von bekannten Herstellungsabläufen erlaubt. Der dritte Block zeigt innovative und besondere Wege der Sanierung von Böden und Grundwasser auf, während der abschließende Block auf innovative und beispielhafte Lösungskonzepte des Grundbaus bei außergewöhnlichen Praxisfällen eingeht.

Der Dank des Veranstalters gilt zunächst den kooperierenden Lehrstühlen der drei Nachbaruniversitäten, ohne deren Unterstützung bei der finalen Programmgestaltung sowie deren kontinuierlichen Zuspruchs dieser RuhrGeo Tag unter den besonderen Bedingungen kaum hätte stattfinden können. Dazu gilt der Dank dem Verband Beratender Ingenieure für die fruchtbare Zusammenarbeit. Selbstverständlich gebührt besonderer Dank den Vortragenden und Autoren für die inhaltliche Gestaltung der Veranstaltung und des Tagungsbandes sowie den Ausstellern bei der Belebung des Begleitprogramms. Für die technische und organisatorische Umsetzung danken wir den verschiedenen Stellen der Ruhr-Universität Bochum, die hier wiederum zur positiven Außenwirkung der Universität beitragen.

Nicht zuletzt wäre die Ausrichtung einer solchen Veranstaltung ohne den außerordentlichen Einsatz aller Mitarbeiter des Lehrstuhls, hier besonders zu erwähnen Frau Doris Traas, Herr Christoph Schmüdderich und Herr Reinhard Mosinski sowie die studentischen Hilfskräfte Kristin Ader, Lea Heß, Frederick Koch, Touobom Habib Armel Meda, Peter Scherbeck, Maximilian Schön und Emily Thele nicht möglich. Ihnen allen gilt unser persönlicher Dank.

Diethard König, Wiebke Baille

Nachruf Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz



Am 12. Oktober 2017 verstarb völlig unerwartet Professor Tom Schanz. Er hinterlässt Frau und drei Kinder.

Die wichtigsten Stationen seiner Laufbahn waren die Universität Stuttgart, ETH Zürich, University Kagoshima in Japan sowie die Bauhaus-Universität Weimar und die Ruhr-Universität Bochum. Über seine gesamte Wirkungszeit als Wissenschaftler, seit 1999 als Universitätsprofessor, entstanden etwa 200 Publikationen in anerkannten nationalen und internationalen Fachzeitschriften, führte er 25 Doktoranden zum Abschluss ihrer Promotion und er war Initiator und Sprecher zahlreicher Forschungsgruppen und -verbände. Er prägte damit die deutsche und auch internationale Forschungslandschaft im Bereich der Geotechnik und ihr angrenzender Gebiete, nicht zuletzt auch durch seine Tätigkeit als Obmann des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT nachhaltig.

Tom Schanz, geboren am 24. Mai 1962, wuchs in Darmstadt auf. Im Oktober 1982 begann er mit dem Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Stuttgart, welches er mit der Diplomarbeit „Aufbau und Erprobung eines numerischen Grundwassermodells in einem Kluftwasserleiter“ in der Vertiefung Wasserbau abschloss. 1986 schrieb er sich parallel für den Studiengang Geologie ein und verfolgte dessen Vorlesungen mit großem Interesse.

Anschließend war er zunächst als Assistent von Peter Gußmann am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart tätig, wo er u.a. an der Methode der kinematischen Elemente arbeitete. Bald führte ihn dann sein Weg zur ETH Zürich an das Institut für Geotechnik, wo er unter Hans-Jürgen Lang mit seiner Dissertation „Untersuchungen zum mechanischen Verhalten granularer Gemische am Beispiel von Beton-Recycling-Material“ promovierte. Das umfangreiche experimentelle Programm mit zyklischen Groß-Triaxialversuchen führte ihn bereits damals an die Ruhr-Universität Bochum. 1991 nutzte er ein Forschungsstipendium für einen sechsmonatigen Aufenthalt bei Professor Kitamura an der Universität Kagoshima in Japan.

Nach Abschluss der Promotion 1993 setzte er seine wissenschaftliche Tätigkeit am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart fort, zunächst unter Hans-Ulrich Smoltczyk, anschließend bis 1998 unter Pieter A. Vermeer. Dieser regte ihn dazu an, sich mit dem mechanischen Verhalten von nichtbindigen Böden und dessen mathematischer Beschreibung zu beschäftigen. Er führte experimentelle Untersuchungen zum Steifigkeitsverhalten von Sanden im Oedometer und Triaxialgerät durch und er verglich das mechanische Verhalten von Sand bei unterschiedlichen Verformungsrandbedingungen im Triaxial- und Biaxialgerät. Ergänzende Datensätze gewann er aus Versuchen im neuentwickelten Torsionsoedometer. Auf Grundlage des von Pieter A. Vermeer vorgestellten „Double Hardening Model“ und anderen vorliegenden Ansätzen, wie dem Modell nach Duncan & Chang, entwickelte Tom Schanz das Hardening Soil-Modell. Er führte in die Grundformulierung eine weitere Fließfläche (Kappe) ein, um das Verhältnis zwischen triaxialer Steifigkeit und Steifigkeit im Oedometerversuch realistisch abbilden zu können und integrierte die Dichteabhängigkeit der Steifigkeiten sowie die Spannungs- und Dichteabhängigkeit der Scherfestigkeit in das Modell. Eine zusätzliche Erweiterung betraf die Berücksichtigung einer Kohäsion und Kohäsionsentfestigung. Gemeinsam mit Paul Bonnier und Ronald Brinkgreve wurde das Hardening Soil-Modell frühzeitig in das Programm PLAXIS implementiert und wird heute weltweit in der Ingenieurpraxis angewendet. Die Arbeiten von Tom Schanz zu dem Stoffmodell resultierten in seiner Habilitationsschrift „Zur Modellierung des mechanischen Verhalten von Reibungsmaterialien“.

1999, mit gerade 37 Jahren, erhielt Tom Schanz den Ruf der Bauhaus-Universität Weimar auf den Lehrstuhl für Bodenmechanik. Er war damals der jüngste im Kreise der deutschen Geotechnikprofessoren. Im neuen Umfeld begann er u.a. angeregt von seinem Mitarbeiter Hans-Gottfried Schmidt, der zu dem Zeitpunkt, wie auch Detlef Rütz, bereits seit vielen Jahren in Weimar tätig war, mit Forschungsarbeiten zum Verhalten teilgesättigter Böden und quellfähiger Materialien. Er initiierte die DFG-Forschergruppe „Mechanik teilgesättigter Böden“, welche von 2001 bis 2007 von der DFG gefördert wurde und deren Sprecher er war. Dabei entstand in Kooperation mit der Universität Stuttgart

(Wolfgang Ehlers, Rainer Helmig, Holger Claas), der HTW Dresden (Jens Engels) und der Universität Kaiserslautern (Helmut Meißner, Andreas Becker, Christos Vrettos) eine international sichtbare Forschung auf diesem Gebiet. Folgerichtig wurden 2003 und 2007 an der Bauhaus-Universität Weimar die internationalen Konferenzen „From experimental evidence towards numerical modeling of unsaturated soils“ und „Experimental unsaturated soil mechanics“ unter Beteiligung des TC6 „Unsaturated Soils“ der ISSMGE ausgerichtet. Innerhalb des vom BMBF geförderten Forschungsprojekts „Experimentelle und numerische Untersuchung zum Langzeitverhalten von Abschlussbauwerken im Salinar“ und weiterer sich daran anschließender Projekte entstanden wesentliche Forschungsarbeiten zum Verhalten von quellfähigen Materialien unter thermo-hydraulisch-mechanischer Beanspruchung. Die besondere Leistung der jungen Gruppe in Weimar unter der Leitung von Tom Schanz war der Aufbau eines international wettbewerbsfähigen Labors durch Neu- und Weiterentwicklung von experimentellen Methoden und eine damit verbundene Fortentwicklung theoretischer Modelle und Berechnungsverfahren zum bodenmechanischen Verhalten verschiedenster Geomaterialien, auch skalenübergreifend unter Einbeziehung der mikrostrukturellen Eigenschaften der betrachteten Materialien.

Ein weiteres Themenfeld, die numerische Simulation von großen Hangrutschungen, wurde von Michael Moser (Universität Erlangen) an Tom Schanz herangetragen. Aus dieser Kooperation mit dem Geowissenschaftler aus Erlangen sowie mit den Universitäten Modena und Bologna in Italien resultierten ein DFG-Projekt, drei Promotionen und zahlreiche Veröffentlichungen. Die Tatsache, dass häufig die Materialkennwerte in der tiefliegenden und ausgedehnten Gleitfläche nicht oder nur unzureichend bekannt sind, führte zur Anwendung inverser Methoden zur Systemidentifikation. Dies war der Grundstein für weitere spätere Forschungsarbeiten zu inversen Berechnungsmethoden für verschiedene Anwendungen im Bauingenieurwesen und der Geotechnik unter anderem in Zusammenarbeit mit Maria Datcheva, welche zunächst Mitarbeiterin in Weimar war und heute an der Akademie der Wissenschaften in Sofia, Bulgarien tätig ist.

Parallel zu den neuen Forschungsthemen unterstützte Tom Schanz auch bereits in Weimar etablierte Arbeiten zur Bodendynamik (Hans-Gottfried Schmidt, Frank Wuttke), ein Thema, welches er auch später verfolgte. Weiterhin vernetzte er die Forschungsthemen auch international, z.B. über das NATO-Programm „Science for piece and security“ mit Universitäten und Forschungsinstituten in Südosteuropa, woraus ein Springerbuch „Coupled Site and Soil-Structure Interaction Effects with Application to Seismic Risk Mitigation“ entstand und neue ihn stets begleitende Kooperationen hervorgingen.

Zusammen mit Christian Bucher, Carsten Könke und Frank Werner initiierte Tom Schanz die Einrichtung des DFG-geförderten Graduiertenkollegs „Bewertung gekoppel-

ter numerischer und experimenteller Partialmodelle im Konstruktiven Ingenieurbau“ an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität. Mit der Gründung 2008 war er dessen erster Sprecher. Die Thematiken zur Zuverlässigkeit und Optimierung von Modellen prägten einerseits die Entwicklung des Graduiertenkollegs aber auch weitere Arbeiten von Tom Schanz.

Die Gründung des englischsprachigen Master-Studiengangs „Natural Hazards and Risks in Structural Engineering (NHRE)“ an der Bauhaus-Universität Weimar und dessen Aufnahme 2006 in das DAAD-Förderprogramm „Aufbaustudiengänge mit entwicklungsländerbezogener Thematik“ sind wesentlich Tom Schanz' Initiative zu verdanken.

2009 hatte Tom Schanz eine leistungsfähige Arbeitsgruppe in Weimar aufgebaut, die international bestens vernetzt war. Zu diesem Zeitpunkt erhielt er den Ruf an die Ruhr-Universität Bochum auf den Lehrstuhl für Grundbau und Bodenmechanik. Diesen hatte Prof. Triantafyllidis, seinem Ruf nach Karlsruhe folgend, bereits 2007 verlassen. Mit viel Engagement, innerer Überzeugung und Begeisterung hat Tom Schanz den Lehrstuhl, nun benannt als Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik (GBF), wieder zu einem international sichtbaren Wissenschaftsstandort der Geotechnik entwickelt. Er verstand es, die bereits in Bochum tätigen mit den aus Weimar gefolgten und neu dazugekommenen Mitarbeitern zu verknüpfen und eine lebendige und produktive Gruppe zu formen. Dabei hat er die Brücken nach Weimar nicht abgebrochen und die Historie des Bochumer Lehrstuhls einbezogen.

Die Zusammenführung des Know-hows beider Standorte resultierte gleichermaßen in der Fortentwicklung bestehender sowie der Generierung neuer Forschungsfragen. Es gelang Tom Schanz, eine anwendungsbezogene Thematik im Hinblick auf ihre relevanten bodenmechanischen Mechanismen und Prozesse so zu hinterfragen, dass er dabei häufig grundlegende Problemstellungen aufwarf, welche anschließend als Forschungsantrag formuliert wurden. So wurden seit seinem Amtsantritt in Bochum neben anwendungsorientierten Projekten zahlreiche DFG-Anträge z.B. zu den folgenden Themen genehmigt: thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppeltes Verhalten verdichteter bindiger Böden, Steifigkeit von Böden bei kleinen Dehnungen, Einfluss von Polymeren auf das Verhalten von Tonen, Konzept der effektiven Spannungen bei teilgesättigten Böden. Wesentliche Arbeiten entstanden zum Einfluss des Feinkornanteils auf das Verhalten granularer Böden und zur Beurteilung der Verflüssigungsgefahr von granularen Böden.

Der Dienstantritt von Tom Schanz in Bochum fiel gleich mit den Vorbereitungen zur Beantragung des neuen Sonderforschungsbereichs 837 „Interaktionsmodelle für den maschinellen Tunnelbau“ zusammen. Nicht nur mit drei Teilprojekten zur adaptiven Konstitutivbeschreibung des Baugrundes und zur Systemidentifikation prägte Tom Schanz dessen Ausrichtung, sondern auch mit kritischen Diskussionsbeiträgen und manchen

überraschenden Lösungsansätzen zu verschiedensten Fragestellungen innerhalb des SFB.

Tom Schanz pflegte seine Kontakte über lange Zeiträume. So nahm er in 2011 eine intensive Kooperation mit seinem ehemaligen Lehrer an der Universität Stuttgart Peter Gußmann zur Kinematischen Element Methode (KEM) auf. Erweiterung der Anwendungsmöglichkeiten der KEM, auch auf dreidimensionale Probleme, Einordnung der Methode in Bezug zu den Grenzwerttheoremen und Einfluss der Dilatanz waren hier Zielstellungen.

Seit etwa 2010 verfolgte er auch sein persönliches Forschungsinteresse, welches ihn wieder näher an die Geologie brachte. So trat eine Gruppe von Forschern aus den Bereichen Paläontologie und Biomechanik und an ihn heran, um über die Auswertung von Dinosaurierfußabdrücken zur Bestimmung deren Gewichtes und des Körperbaus zu diskutieren. Er nahm sich der Sache mit Begeisterung an; es stellte sich heraus, dass diese Fragestellung eine ideale Spielwiese für die Anwendung bodenmechanischer Methoden in Kombination mit numerischen inversen Werkzeugen bot. Schnell setzte eine dynamische Entwicklung ein, die in einer stetigen interdisziplinären Zusammenarbeit, ersten Veröffentlichungen und einen einreichungsreifen DFG-Antrag mündete.

Eine der ersten Aktivitäten nach dem Wechsel von Tom Schanz ins Ruhrgebiet war das Schaffen eines regionalen Forums der Geotechnik gemeinsam mit den Kollegen Achim Hettler (TU Dortmund), Matthias Pulsfort (Bergische Universität Wuppertal) und Eugen Perau (Universität Duisburg-Essen). Schon 2010 fand der erste RuhrGeo Tag in Bochum zum Umbau des Emscher-Systems statt. Am zweiten RuhrGeo Tag in Dortmund wurde erstmalig die Jessberger-Medaille, benannt nach dem Gründungsprofessor des Lehrstuhls in Bochum, für eine herausragende wissenschaftliche Leistung am GBF verliehen. Heute ist der RuhrGeo Tag in der Region fest etabliert.

Im Jahr 2013 setzte Tom Schanz an der Ruhr-Universität Bochum gemeinsam mit Achim Hettler unter der Schirmherrschaft der DGGT die Idee einer deutschlandweit ausgerichteten Bodenmechanik-Tagung um; 2015 fand die zweite Veranstaltung dieses Formats statt. Ziel war es, der Vielfalt der deutschen Bodenmechanik ein Forum zu geben und dabei neben etablierten auch Nachwuchswissenschaftler einzuladen.

2002 trat Tom Schanz die Nachfolge von Helmut Meißner als Obmann des Arbeitskreises AK 1.6 Numerik in der Geotechnik an. Von Beginn an strebte er die Herausgabe der Empfehlungen in Buchform an und entwarf eine entsprechende Gliederung. So gehen die heutige Struktur und wesentliche Inhalte der Empfehlungen des Arbeitskreises

maßgeblich auf sein Engagement zurück. 2012 übergab er die Tätigkeit an Peter-Andreas von Wolffersdorf.

Im Rahmen der gesamten Tätigkeiten legte Tom Schanz immer Wert darauf, dass seine Mitarbeiter die Gelegenheit bekamen, die auf den jeweiligen Gebieten international führenden Arbeitsgruppen zu besuchen und kennen zu lernen. Er lud international renommierte Forscher und junge Nachwuchswissenschaftler zum Gedankenaustausch ein. Aus manchen dieser Besuche entwickelte sich eine dauerhafte Kooperation. Er schätzte die wissenschaftliche Diskussion und organisierte hierzu nationale und internationale Workshops, zuletzt im Herbst 2016 mit lebhaftem Disput zum Konzept der effektiven Spannungen in teilgesättigten Böden.

In 2017 bearbeiteten fast 40 nichtwissenschaftliche und wissenschaftliche Mitarbeiter eingebettet in ein internationales Netzwerk von renommierten Instituten und Persönlichkeiten und guten Freunden eine Vielfalt von Themen. Promovierte erfahrene Mitarbeiter, die von ihm geprägt waren, begannen in enger Zusammenarbeit mit den Doktoranden und Studenten selbständig die Forschungsgedanken weiter zu entwickeln, Veröffentlichungen und Forschungsanträge vorzubereiten. Mitten in dieser Entwicklung, auf dem Heimweg von der Universität aus, ereilte Tom Schanz der Herztod.

Er hinterlässt eine Vielfalt der Themen, die seiner Begeisterung für die Bodenmechanik und angrenzenden Disziplinen Ausdruck verleihen. Den Fragen der Bodenmechanik nachzugehen, nach Antworten zu forschen auf die Fragen „Was sehe ich da?“ und „Warum ist das so?“, diese Forschungsarbeit mit wissenschaftlichen Methoden stand für ihn immer im Vordergrund. Dafür hat er ein Umfeld geschaffen, dass ihn dabei unterstützte und er wiederum anleitete und förderte. Er förderte dieses mit seiner Kreativität und seiner Belesenheit sowie durch seine Fähigkeit, mit einer Mischung aus Ratio und auf langjähriger Erfahrung beruhender Intuition zuweilen blitzartig auf den Kern des Problems zu kommen und Lösungsansätze aufzuzeigen. Neuen Ideen und Vorschlägen gegenüber war er immer offen und neugierig eingestellt, wie er auch gut begründeten Widerspruch schätzte. Mit bei weitem nicht selbstverständlichem persönlichem Einsatz kümmerte er sich um Fördermöglichkeiten, auch für Mitarbeiter, vor allem, wenn ihn ein Forschungsthema auch persönlich reizte.

In der Lehre war ihm das Anregen zum Denken, dazu, selbst Dinge zu hinterfragen, das Aufzeigen von Zusammenhängen wichtiger, als pures Wissen weiterzugeben. Er liebte es, die Themen an der Tafel mit Kreide aus Stichworten heraus ohne Manuskript frei zu entwickeln. Fragen und Sorgen der Studierenden stand er immer offen gegenüber. Er freute sich, diese anzuleiten, deren Entwicklung zu verfolgen und zu fördern.

Er forderte von seinen Studenten und Doktoranden die volle Aufmerksamkeit zu seiner Leidenschaft, der wissenschaftlichen Arbeit, und die Bereitschaft sich zu verbessern. Fehlte diese Bereitschaft zum Lernen und zur Weiterentwicklung, zur Annahme von Kritik, ärgerte ihn dieses. Die Betonung liegt dabei auf Bereitschaft und ist nicht mit Überforderung zu verwechseln, denn Tom Schanz hatte ein gutes Gespür, zu erkennen und zu hinterfragen, was er wem zumuten durfte. Fehler waren erlaubt, ein natürlicher, geradezu unvermeidlicher Teil des Erkennens, sie mussten aber gesehen und korrigiert werden.

Zu seinem Umfeld gehörten die Mitarbeiter, Doktoranden und Stipendiaten sowohl aus Deutschland und aus den verschiedensten Ländern. Im Umgang mit diesen Menschen waren ihm Verlässlichkeit, Vertrauen und Offenheit immer wichtig. Geriet jemand in Schwierigkeiten, persönlich oder in seiner Arbeit, hatte er immer ein offenes Ohr und er unterstützte spontan und umgehend.

Er war oft sehr frontal, für jemanden, der ihn nicht kannte, fast zu frontal. Er konnte aber auch spitz gesetzte Konter gut aufnehmen, forderte sie geradezu. So schätzte er das kurze verbale Tennismatch, morgens, wenn er kam, wie abends, wenn er ging, zwischen den Terminen, auf dem Flur wie im Besprechungsraum oder spät beim Bier. Nicht nur mit dienstlichen, fachlichen Themen, sondern vom Fußball über die Politik bis zur Kultur. Das Bauhaus und die Weimarer Dichter und Denker haben ihn ebenso angeregt wie die Industriekultur im Ruhrgebiet. Solchen Themen ist er gefolgt, hat manches fotografisch festgehalten und mit uns darüber gesprochen. Er war oft unkonventionell, Standsdünkel kannte er nicht. Respekt hatte er gegenüber jedermann, unabhängig von Stand und Position. „Ich komme gerne zur Arbeit, denn das, womit ich mich beschäftige, macht mir Spaß“ war ein Leitmotiv von ihm. Dieses war ein Maß für Wertschätzung in dem Sinn, dass jemand, der einer Tätigkeit sorgfältig und mit Überzeugung nachging, entsprechende Anerkennung verdiente. Dieses Leitmotiv kommunizierte er aber auch offen und lebte es in einer Weise, die manchen Studierenden begeisterte, sich seines Fachgebiets und seiner Themen anzunehmen.

Professor Schanz ist für viele zu einem entscheidenden Förderer in der wissenschaftlichen und persönlichen Entwicklung, zu einem Mentor und Doktorvater, zu einem verlässlichen Vorgesetzten geworden, zu einem Rückhalt weit über die rein berufliche Bindung hinaus. Das drückt sich in unser aller tiefen Trauer und Bestürzung aus, in der Leere, die er in uns hinterlässt.

Diethard König, Wiebke Baille

Inhaltsverzeichnis

THEMENBLOCK I: BIM im Spezialtiefbau	1
Datenkomposition im Spezialtiefbau mit BIM, Methodik – Ziele – Potenziale	3
Technisches Positionspapier „BIM im Spezialtiefbau“	15
Modellbasierte Ausführungsplanung im Tiefbau	21
THEMENBLOCK II: Spezialtiefbau I	35
Entwicklung eines Dränbetons für Bohrpfähle als dränierende Elemente in Verbauwänden	37
Prognose des Ausbreitverhaltens von Frisch-beton in Bohrpfählen mit numerischen Methoden	51
Eine Alternative für Schüttkörpergründungen auf mächtigen Weichschichten: die selbstregulierende Interaktive Membrangründung	65
Neue Trennmethode für gebrauchte Bentonitsuspensionen auf Basis der Elektrokoagulation	83
THEMENBLOCK III: Umweltgeotechnik	101
Gestaltungsmöglichkeiten der biologischen In-situ-Sanierung von LCKW- Grundwasserschäden und ihre Konsequenzen für Sanierungsdauer und –kosten	103
Praxisbeispiele umgesetzter Bodensanierungsmaßnahmen in Düsseldorf	109
Sanierung der Altdeponie Brandheide in Castrop-Rauxel	125
THEMENBLOCK IV: Spezialtiefbau II.....	131
Vermeidung eines drohenden Havariefalles Einsatz einer Vakuum-Wasserhaltung und einer Stickstoffvereisung beim Projekt Wehrhahn-Linie Düsseldorf	133
Herstellung einer tiefen Baugrube in kluftwasserführenden Tonsteinen in engen Verhältnissen	153
Ausführung einer 18 km langen Schlitzwand am Toten Meer – Aspekte eines nicht alltäglichen Bauvorhabens	171

THEMENBLOCK I

BIM im Spezialtiefbau

Datenkomposition im Spezialtiefbau mit BIM

Methodik – Ziele – Potenziale

Mike Gralla, TU Dortmund, Lehrstuhl Baubetrieb und Bauprozessmanagement

Lisa Theresa Lenz, TU Dortmund, Lehrstuhl Baubetrieb und Bauprozessmanagement

Zusammenfassung

Die Digitalisierung der Baubranche ist auch im Spezialtiefbau von großer Bedeutung. Vor diesem Hintergrund wird einleitend der Begriff Daten definiert und dessen Relevanz im Zeitalter der Digitalisierung beschrieben. Daten, die überall und zu jeder Zeit generiert werden, können in unterschiedlichster Form genutzt werden. Ineffizienzen, die durch nicht miteinander in Relation gebrachte Dateien auftreten, können mit Hilfe der BIM-Methode reduziert werden. Aufbauend auf einer allgemeinen Definition der BIM-Methode und den damit einhergehenden notwendigen Anpassungen von Managementprozessen, werden die klassischen BIM-Anwendungsfälle im Spezialtiefbau beschrieben und ein Ausblick auf Entwicklungspotenziale gegeben.

1. Daten

1.1 Bedeutung von Daten im Zeitalter der Digitalisierung

Aus Sicht der Informatik beschreiben Gumm & Sommer (2013) den Begriff Daten mit der „Repräsentation von Informationen in Form von Nullen und Einsen“. Hierbei ist es von elementarer Bedeutung, die Repräsentation der Informationen so zu wählen, dass aus den Daten auch wieder die repräsentierte Information zurückgewonnen werden kann. Dieser Prozess der Interpretation von Daten als Information wird daher als Abstraktion bezeichnet. (Gumm & Sommer, 2013)

Die Bedeutung von Daten, deren Verarbeitung und Verbindung ist im Zeitalter der Digitalisierung von immenser Bedeutung. Im Rahmen einer Rede des Weltwirtschaftsforums am 23.01.2018 in Davos beschrieb der indische Ministerpräsident Nerandra Modi die Signifikanz von Daten mit folgenden Worten:

„Derjenige der die Daten kontrolliert, kontrolliert die Welt.“ (Modi, 2018)

Die Kontrolle von Daten umfasst in diesem Sinne die Sammlung von Daten, also die Ableitung der Daten in unterschiedlichsten Formen und zu einer Vielzahl von Zieldefinitionen. Daten, die überall und zu jeder Zeit generiert werden, können in unterschiedlichster Form genutzt werden. Die Vielzahl an Möglichkeiten der Nutzung von Daten mit diversen Zieldefinitionen impliziert die Option, Daten in unterschiedlichster Art und Weise miteinander zu verbinden.

Eine Komposition von geometrischen Daten mit allen für das darzustellende Objekt relevanten Daten, um diese in weiterer Folge zu unterschiedlichen Zwecken nutzen zu können, bezeichnet man als digitalen Zwilling. Der Begriff Virtualisierung beschreibt dabei die Erstellung eines digitalen Abbildes oder Zwillings auf Basis eines realen Systems, wobei nicht nur die statische Geometrie gespeichert, sondern auch das dynamische Verhalten der Objekte innerhalb des zu betrachtenden Systems vom digitalen Zwilling imitiert wird.

1.2 Daten innerhalb der Wertschöpfungskette Planen, Bauen und Betreiben

Rund um den Lebenszyklus eines Bauwerks, von der ersten Idee über die Bauphase, während der Betriebsphase, bis hin zum Rückbau bzw. der Revitalisierung werden Informationen in unterschiedlichster Form generiert. Das damit einhergehende Spektrum an Informationen wird in verschiedenen Formen respektive Formaten gesammelt, bearbeitet und dokumentiert und reicht von der Informationsverarbeitung in Form von Daten in einer Word-Datei bis hin zu visuellen Planungen in einer CAD-Software. Dementsprechend entsteht rund um den Lebenszyklus eines Bauwerks eine Vielzahl an Informationen in Form von Daten, welche in diversen Dateiformaten und zu verschiedenen Zwecken verarbeitet werden.

Die Essenz der Problematik liegt hierbei in der Vielzahl an unterschiedlichen Dateiformaten, die nicht oder lediglich teilweise miteinander in Relation gebracht werden. Dementsprechend ist eine gewisse Ineffizienz erkennbar, wenn Daten aufgrund einer fehlenden Verknüpfung keine Korrelation bilden.

Hier setzt Building Information Modeling respektive Management an. Dies ist eine modellbasierte Methode zur effizienten Datenkomposition in Form eines virtuellen Abbildes beziehungsweise Zwillings des Bauwerks in jeder Lebenszyklusphase.

2. Building Information Modeling

2.1 Allgemeine Definition

Egger, Hausknecht, Liebich & Przybylo definieren im Rahmen eines BIM-Leitfadens das Akronym BIM wie folgt:

„Building Information Modeling (BIM) ist eine Planungsmethode im Bauwesen, die die Erzeugung und die Verwaltung von digitalen, virtuellen Darstellungen der physikalischen und funktionalen Eigenschaften eines Bauwerks beinhalten. Die Bauwerksmodelle stellen dabei eine Informationsdatenbank rund um das Bauwerk dar, um eine verlässliche Quelle für Entscheidungen während des gesamten Lebenszyklus zu bieten; von der ersten Vorplanung bis zum Rückbau.“ (Egger, Hausknecht, Liebich & Przybylo, 2013)

Somit wird für Planung, Bau, Betrieb oder Rückbau einer Bauaufgabe unter Verwendung der BIM-Methode ein digitaler Zwilling des Bauwerks (i.S. eines BI-Modells) erstellt, der wie in Kapitel 1 beschrieben, nicht nur die statische Geometrie, sondern auch das dynamische Verhalten der Objekte (z.B. i.S. von Bauteileigenschaften) innerhalb des zu betrachtenden Systems imitiert. Darüber hinaus geht mit der Notwendigkeit der Erstellung und fortwährend notwendigen Aktualisierung des virtuellen Zwillings eine Veränderung von Arbeitsabläufen einher. Hieraus ergeben sich Anpassungen in den Managementprozessen sowie ein grundsätzliches Umdenken in der Zusammenarbeit der einzelnen Projektbeteiligten im Sinne von Partnerschaftsmodellen (Partnering). Diese stellen einen Lösungsansatz zur Minimierung des Konfliktpotenzials und der Ineffizienzen bei einer konventionellen Vertragsabwicklung dar. So wird gemäß der Philosophie des Partnering-Konzeptes eine Kooperation statt Konfrontation angestrebt, also ein partnerschaftliches, faires Miteinander anstatt eines Gegeneinanders.

Die Minimierung von Ineffizienzen einhergehend mit einer Produktivitätssteigerung kann durch die Implementierung eines virtuellen Zwillings erzielt werden. Darüber hinaus wird durch einen virtuellen Zwilling eine gemeinsame Kommunikationsplattform für alle Projektbeteiligten bereitgestellt und damit einhergehend die Reduktion des Konfliktpotenzials durch eine modellbasierte Arbeitsweise in hohem Umfang unterstützt.

Die Komposition der Daten eines Bauwerks in einem BI-Modell in Verbindung mit der dafür erforderlichen Anpassung von Managementprozessen kann somit als zentraler Kernpunkt der Digitalisierung in der Bauwirtschaft identifiziert werden.

2.2 Methodik

2.2.1 Planen, Bauen und Betreiben in 5 Dimensionen

Im Rahmen des Lebenszyklusses eines Bauwerks werden diverse Informationen in verschiedenen Unterlagen bzw. Dateien - wie bereits oben beschrieben - generiert und verarbeitet. Setzt man die BIM-Methode ein, geht man im Idealfall von einem Management der Daten an einem Modell aus. Bei der Betrachtung eines Planungsprozesses, beispielsweise für Bohrpfahlwände im Spezialtiefbau, werden Informationen in diversen Dateien verarbeitet. Zur Dimensionierung werden u.a. Informationen aus dem Baugrundgutachten und statischen Berechnungen benötigt. Weiterhin sind Informationen aus den Planungsunterlagen tangierender Fachdisziplinen, Schnittstellen zum Rohbau, der Fundamentierung u. Ä. notwendig.

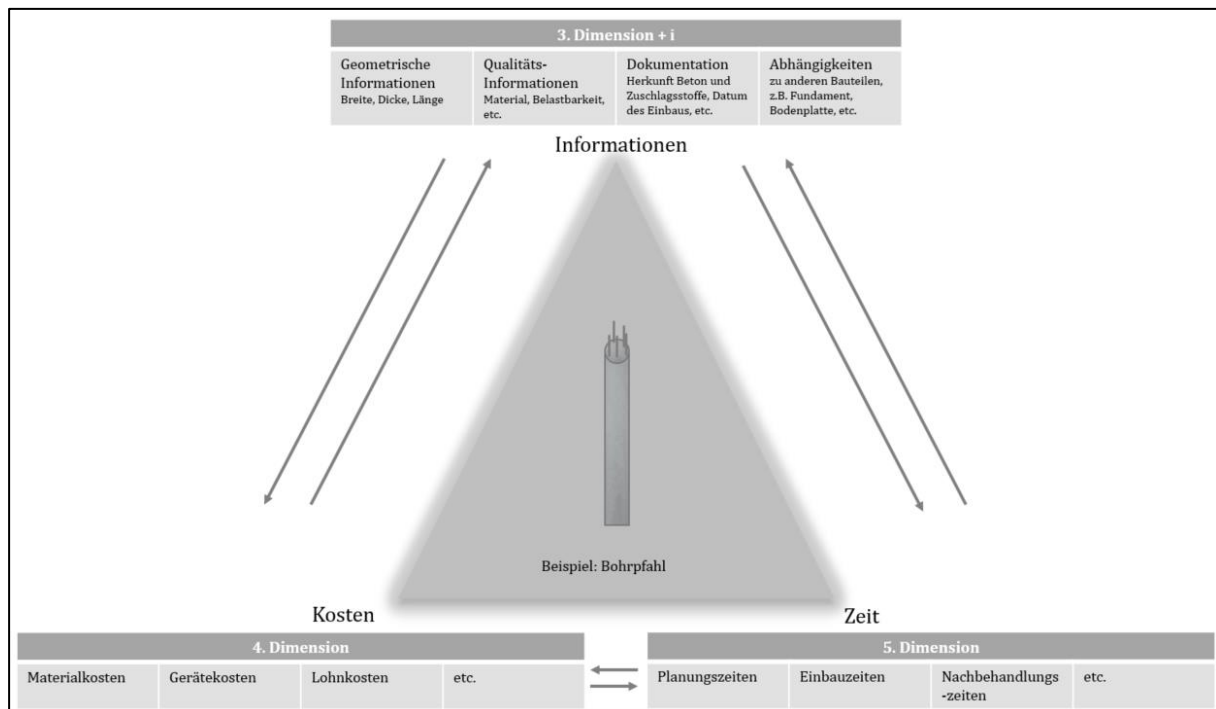


Abbildung 1: Bauwerksinformationsmodell am Beispiel eines Bohrpfahls (in Anlehnung an Gralla & Lenz, 2017)

Bei der Anwendung der BIM-Methode würden für diesen Anwendungsfall, alle notwendigen Informationen in einem digitalen Zwilling des Bauwerks zusammengeführt werden. Planungsentscheidungen, wie zum Beispiel die Abhängigkeit der Anordnung von Bohrpfählen in Verbindung mit der Fundamentierung können mit Hilfe des Modells visuell erfasst und durch die Bauteilinformationen fundiert bewertet werden. Somit ist eine Entscheidungsfindung auf Basis einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtung der Interdependenzen im Modell möglich.

Zusammenfassend spricht man im Kontext Planen, Bauen und Betreiben mit BIM von einer modellbasierten Verarbeitung der Bauteilinformationen. Die Bauteile werden hierzu mit allen relevanten Informationen direkt im Modell versehen. Somit liegt die Grenze zwischen einer konventionellen Herangehensweise ohne BIM in der Datenverarbeitung, die über die geometrischen Daten der klassischen 2D- oder 3D-Planung hinausgehen. Dies bedeutet, dass die geometrischen Daten in der Stufe 3D+i mit einer Vielzahl an möglichen Informationen gekoppelt werden können. In der 4. und 5. Dimension werden zudem Kosten- und Zeitansätze, die eine gesamtheitliche Bewertung ermöglichen in das Bauteil respektive Modell implementiert.

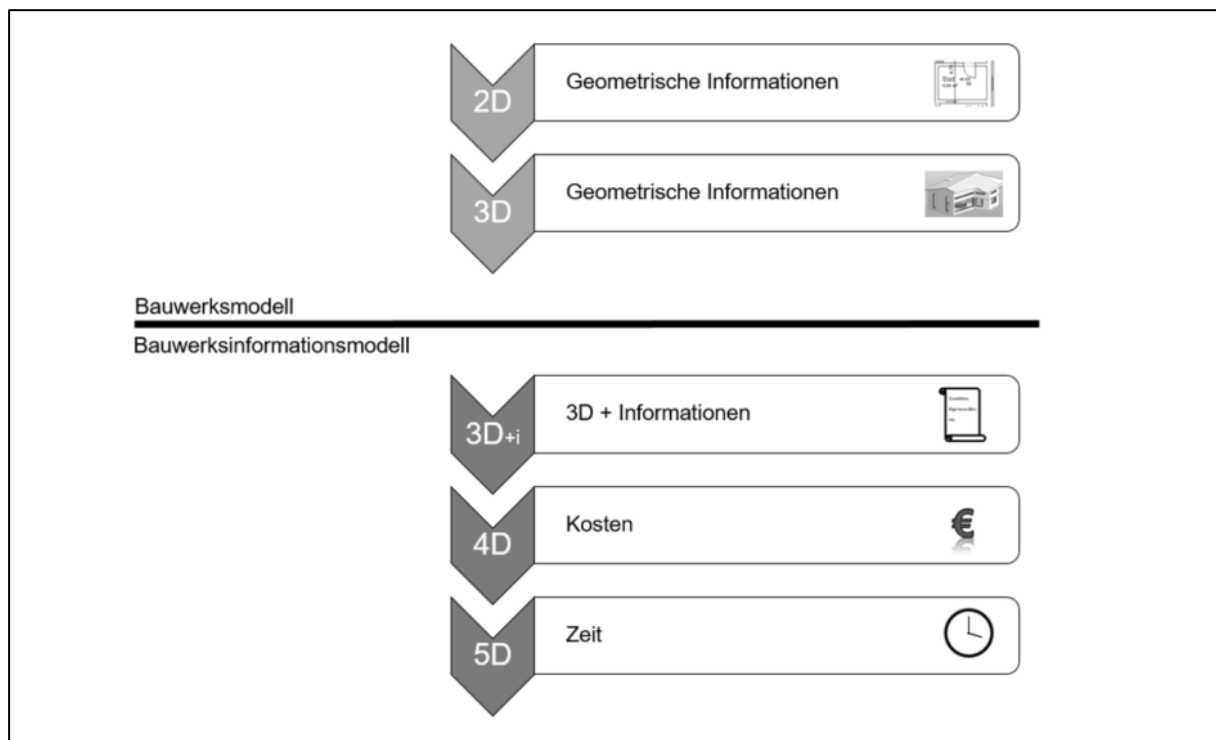


Abbildung 2: Grenze zwischen konventionellem Bauwerksmodell und Bauwerksinformationsmodell (in Anlehnung an Gralla & Lenz, 2017)

2.2.2 Managementprozesse

Um den maximalen Nutzen der BIM-Methode ausschöpfen zu können, sollten im Idealfall Informationen in Form von Daten bereits zu frühen Projektphasen vorhanden sein und in das Modell eingearbeitet werden. Dies erfordert die Bereitschaft aller Projektbeteiligten kooperativ miteinander zu arbeiten, um den größtmöglichen Projekterfolg erreichen zu können. Weiter resultiert daraus eine erhöhte Transparenz, da beispielsweise durch den Einsatz von Qualitätsinformationen im Modell, das Leistungssoll genau definiert werden kann. Auch Schnittstellen werden visualisiert und können somit vorab

zur Kommunikation der bestmöglichen Ausführungsvariante, im Rahmen von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen durch alle Projektbeteiligten genutzt werden. Diese Ansätze entsprechen den bereits erwähnten Zielen von sogenannten Partnering-Modellen.

Die Betrachtung der Management-Prozesse muss zwingend auch auf innerbetrieblicher Ebene erfolgen. Zum einen müssen die notwendigen Voraussetzungen für den Umgang mit der notwendigen Software geschaffen werden. Zum anderen ist es elementar, innerbetriebliche Abläufe, Strukturen und Arbeitsweisen genau zu untersuchen, um diese gegebenenfalls anzupassen und mit der BIM-Methode vereinbar zu machen. Notwendig ist dafür die Festlegung der, mit Hilfe der BIM-Methode gewünschten, zu erreichenden Ziele. BIM-Ziele sollten für das jeweilige Unternehmen intern, also unternehmensspezifisch definiert werden. Diese werden als interne BIM-Ziele bezeichnet. Auch eine Zieldefinition externer BIM-Ziele, wie beispielsweise die Erfüllung von Kundenanforderungen, ist erforderlich, um das volle Potenzial nutzen zu können.

Tabelle 1: Beispiele für interne und externe BIM-Ziele

Interne BIM-Ziele	Externe BIM-Ziele
Kollisions- und Qualitätsprüfungen	Kollisions- und Qualitätsprüfungen
Verbessertes Wissensmanagement	Verbessertes Wissensmanagement
Vollumfassende, transparente Definition des Leistungssolls	Vollumfassende, transparente Definition des Leistungssolls
Sichere Vertragsgrundlage	Generierung von diversen Daten aus dem Modell, z.B. Planunterlagen für die Ausführung, etc.
Doppelte Tätigkeiten vermeiden	BI-Modell zur Nutzung für das Facility Management

Die internen und externen BIM-Ziele können in vielen Fällen sehr ähnlich sein, sich aber hinsichtlich der Sichtweise der jeweiligen Projektbeteiligten unterscheiden. Dies wird am Beispiel der vollumfassenden, transparenten Definition des Leistungssolls deutlich. Transparenz führt zu einem optimierten Wissensmanagement, zu einem besseren Verständnis der Planung, zu einer schnelleren Fehlererkennung und vielen weiteren Vorteilen gegenüber der klassischen Projektbearbeitung. Das Ziel ist hierbei eine hohe Transparenz zur Erreichung der BIM-Ziele, jedoch keine Offenlegung unternehmensinterner Kennzahlen.

3. Klassische BIM-Anwendungsfälle im Spezialtiefbau

Analog zu anderen Bausparten kommen die klassischen BIM-Anwendungsfälle auch im Spezialtiefbau zum Einsatz. Diese werden beispielsweise im Positionspapier 'BIM im Spezialtiefbau' des deutschen Hauptverbandes der Bauindustrie skizziert. (Bundesfachabteilung Spezialtiefbau, 2017, 5-6)

- Kollisionsprüfung

Kollisionsprüfungen im Spezialtiefbau können in allen Zuständen (temporär und Endzustand) durchgeführt werden, um Überschneidungen und erforderliche Mindestabstände zu berücksichtigen. Hier greift der Begriff der Virtualisierung, der die Erstellung eines digitalen Abbildes/ Zwillings auf Basis eines realen Systems imitiert, um auch das dynamische Verhalten der Objekte innerhalb des Systems betrachten und beurteilen zu können.

- Statische Bemessung

Die notwendigen Eingangsgrößen (geometrische Randbedingungen, Geologie und Bodenkennwerte, Grundwasserstände u. a.) für statische Bemessungen können aus dem BI-Modell entnommen werden. Hierbei sind die Informationen so zu wählen, dass aus den Daten die repräsentierte Information zurückgewonnen werden können, d.h. die Berechnungsergebnisse in die Modelle rückführbar sind.

- Pläne und Plandetaillierung

Aufgrund der gesammelten Daten in einem virtuellen Modell ist es möglich - neben der üblichen Vorteile einer CAD basierten Planung (klassische 2D- oder 3D-Planung) - die geometrischen Daten in der Stufe 3D+i mit einer Vielzahl an möglichen Informationen zu koppeln. Daraus lassen sich die entsprechenden notwendigen Informationen (Koordinatenlisten, Materiallisten, Bohr- und Trägertabellen u. a.) generieren, die auf den jeweiligen aktuellen Daten/Informationen im digitalen Zwilling basieren.

- Mengenermittlung

Das BI-Modell als virtueller Zwilling bietet die Möglichkeit, Mengen auf Basis der geometrischen Daten in Verbindung mit den Bauteilinformationen zu unterschiedlichsten Zwecken direkt und über regelbasierte Abfragen, automatisiert ableiten zu

können. Die spezifischen Anforderungen des Spezialtiefbaus, wie u.a. die Berücksichtigung von Zwischenzuständen (z.B. Überschneidung) oder die Interaktion zwischen verschiedenen Elementen (z.B. schichtbezogene Mengenermittlung), sind modellbasiert auswertbar.

- Termininformationen

In der sogenannten fünften Dimension der BIM-Methode erfolgt die Verknüpfung der Bauteile mit den dafür relevanten Zeitansätzen, wie beispielsweise Liefer- oder Montagezeiten. Anschließend können diese bauteilorientiert den Vorgängen eines Terminplans zugeordnet werden, um daraus Simulationen des Bauablaufs zu generieren. Die dafür notwendigen Verknüpfungen können auf verschiedenen Abstraktionsebenen erfolgen, bspw. auf Ebene der Bauteilgruppen (z.B. Pfahlwand) oder einzelner Bauteile (z.B. Pfahl, Anker, Steckträger, Schlitzwandlamelle). Auf dieser Basis ist es möglich, Optimierungen des Bauablaufs, durch die Überprüfung auf räumliche und zeitliche Konflikte, eine Durchführung von Variantenvergleichen und eine Plausibilisierung von Leistungsansätzen durchzuführen.

- Kosteninformationen

Die Kombination des BI-Modells mit verschiedenen Kostenarten, wie Material-, Geräte-, Lohnkosten, etc. stellt die Basis für eine monetäre Bewertung dar. Hierzu werden Bauteile mit den einzelnen Leistungspositionen einer Kalkulation verknüpft, um daraus resultierend eine modellbasierte Kostenermittlung durchführen zu können. Dies ist vor allem in Verbindung mit Anwendungsfällen, wie Soll/ Ist-Vergleichen oder auch Leistungsmeldungen von hoher Relevanz.

- As-Built-Modell als Bestandsmodell

Die Projektdokumentation erfolgt bei Anwendung der BIM-Methode in Form eines sogenannten As-Built-Modells respektive des virtuellen Zwillings zum Zeitpunkt der Fertigstellung bzw. Abnahme. Hierbei werden lediglich die für die Bestandsdokumentation der einzelnen Bauteile relevanten Informationen in das Bestandsmodell bzw. As-Built-Modell implementiert.

Die Anforderungen an die Informationen, also die Qualität der Daten und deren Detaillierungstiefe, ist je nach Anwendungsfall zu differenzieren. Soll beispielsweise eine einfache Kollisionsprüfung erfolgen, sind geometrische Daten in dreidimensionaler Ausprägung ausreichend. Soll hingegen ein Bauablauf simuliert werden, werden zudem

Zeit- und Kostenansätze benötigt, um eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung für unterschiedliche Varianten durchführen zu können.

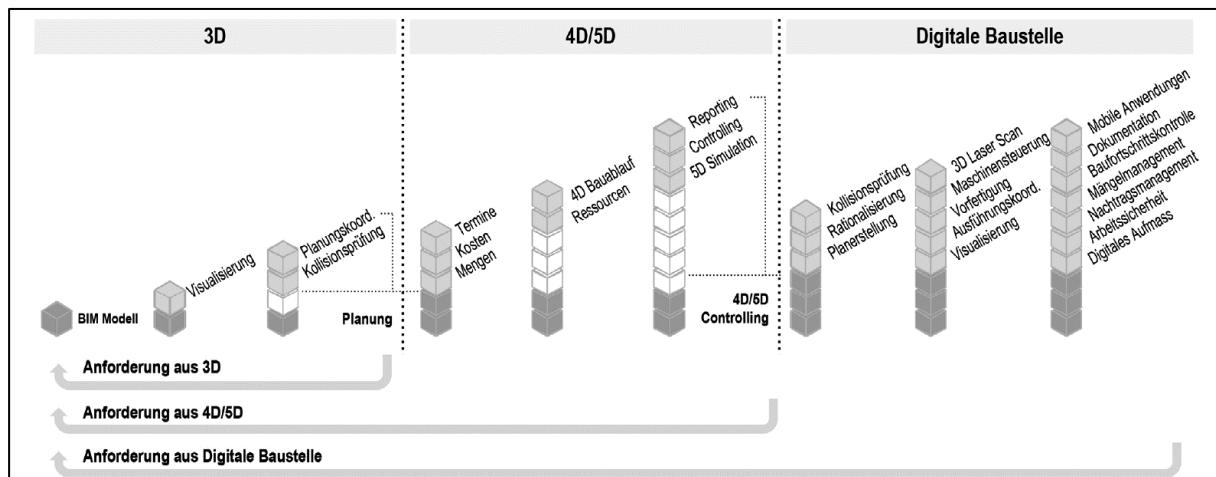


Abbildung 3: Anforderungen an Modellierungstiefe und Ausprägung der Objekteigenschaften auf Basis der BIM-Anwendungsfälle (Bundesfachabteilung Spezialtiefbau, 2017, 4)

4. Ausblick auf Entwicklungspotenziale im Spezialtiefbau

4.1 Prozessoptimierungspotenziale

Als eine der großen Chancen respektive Vorteile ist die Prozessoptimierung über die Mengenermittlung zu identifizieren. Die Ableitung von Mengen aus einem Modell, birgt großes Potenzial über die unterschiedlichsten Projektphasen. Hollenz fasst diese folgendermaßen zusammen:

- Angebot: exakte Überprüfung der LV-Mengen
- Arbeitsvorbereitung: Erstellung eines Bauzeitenplans und GPS-Unterstützung für die Maschinensteuerung
- Vermessung: GPS-gestützte Bauvermessung und Absteckung
- Einkauf: exakte Bestellmengen
- Abrechnung: Sicherstellung der Liquidität
- REB- und VOB-konforme Mengenermittlung
- Vereinfachte Plausibilitätsprüfung über das Modell
- Zeitnahe Rechnungsstellung (Hollenz, 2015)

Da in allen genannten Prozessschritten eine Erfassung der Mengen erforderlich ist und diese direkt aus dem Modell abgeleitet werden können, werden beispielsweise doppelte

Arbeitsschritte vermieden. Darüber hinaus ist die Ableitung der Mengen aus dem Modell in kürzester Zeit möglich, sodass Bestellungen oder auch Rechnungsstellungen zeitnah erfolgen können. Dieser wohl eher triviale Anwendungsfall, der modellbasierten Mengenermittlung stellt nur einen Bruchteil der gegenwärtigen Möglichkeiten dar und zeigt zugleich das hohe Potenzial der BIM-Methode.

Ein weiteres Potenzial zur Prozessoptimierung lässt sich aus der maschinenintensiven Bauausführung extrahieren. Eine präzisere Maschinensteuerung durch die Unterstützung der GPS-Steuerung mit Hilfe der geometrischen Modelldaten bietet einen großen Nutzen im Rahmen der Ausführungsphase.

4.2 Systemübergreifende Datenkomposition

Die Notwendigkeit einer weitreichenden Kenntnis über die standortspezifischen Rahmenbedingungen ist insbesondere für den Spezialtiefbau von hoher Relevanz. Dies sind im speziellen die Baugrundbeschaffenheit, die Lage von Bestandsleitungen oder auch Informationen bezüglich umliegender Bestandsgebäude.

So wäre eine Modellierung des Baugrundes auf Grundlage von Informationen aus dem Baugrundgutachten, wie Schichtaufbauten, Qualitäten, Bodenarten, etc. denkbar. Das Baugrund-Fachmodell könnte anschließend mit dem Bauwerksinformationsmodell, also der auszuführenden Bauaufgabe, zusammengeführt werden. Mit Hilfe der miteinander verbundenen Modelle könnte eine automatisierte Qualitätsprüfung zur Kontrolle der Dimensionierung eines Bohrpfahls, in Verbindung mit den Eingangsparametern der Umgebung auf Basis vordefinierter Regeln, durchgeführt werden. Für die Qualitätsprüfung können zudem Parameter, wie die erforderliche Mantelreibung des Bohrpfahls untersucht und daraus resultierend geometrische Daten, wie die Bohrpfahllänge, verifiziert werden.

In weiterer Folge besteht die Möglichkeit weitere standortspezifische Daten aus anderen Systemen, wie beispielsweise aus einem sogenannten Geoinformationssystem (Kurzform: GIS) mit dem BI-Modell zu verknüpfen. Somit wäre eine Überprüfung von Informationen zu Bestandsgebäuden, Bestandsleitungen oder auch Anschlusssituationen automatisiert realisierbar.

Damit ist im Spezialtiefbau folglich - über die Modellierung der reinen Bauwerksinformationen hinaus - ein hohes Potenzial in der Anwendung der systemübergreifenden Datenkomposition zu erkennen.

Literatur

Gumm, H.P. & Sommer, M. (2013), 'Einführung in die Informatik', 10. Auflage, Oldenbourg Verlag München, 4

Modi, N. (2018), 'Rede Weltwirtschaftsforum in Davos', verfügbar unter <http://www.handelsblatt.com/video/unternehmen/davos-2018-narendra-modi-abschottung-ist-keine-loesung/20878060.html>, aufgerufen am 18.02.2018

Baumanns, T.; Freber, P.-S.; Schober, K.-S. & Kirchner, F. (2016), 'Bauwirtschaft im Wandel – Trends und Potenziale bis 2020', Studie Roland Berger GmbH und UniCredit Bank AG, München, 5

Egger, M.; Hausknecht, K.; Liebich T. & Przybylo, J. (2013): 'BIM-Leitfaden für Deutschland', ZukunftBAU Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Raumentwicklung, Berlin, 18

Gralla, M. & Lenz, L. (2017): 'Digitalisierung im Baubetrieb – Building Information Management und virtuelle Zwillinge', Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Christoph Motzko, Herausgeber Jörg Fenner, Institut für Baubetrieb der Technischen Universität Darmstadt, 210-211

Bundesfachabteilung Spezialtiefbau (2017): Technisches Positionspapier 'BIM im Spezialtiefbau', Hauptverband der deutschen Bauindustrie e.V., Berlin, 5-6

Bundesfachabteilung Spezialtiefbau (2017): Technisches Positionspapier 'BIM im Spezialtiefbau', Hauptverband der deutschen Bauindustrie e.V., Berlin, 4

Hollenz G. (2015): 'BIM im Straßen- und Tiefbau', Ernst & Sohn Special 2015 BIM – Building Information Modeling (Sonderdruck), 83

Technisches Positionspapier „BIM im Spezialtiefbau“ Die Anforderungen an die Fachmodelle des Spezialtiefbaus aus Sicht ausführender Un- ternehmen

Siegfried Nagelsdiek, AK BIM im Spezialtiefbau, Stuttgart

Dirk Siewert, Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, Berlin

Abstract:

The progressive digitization will also change the work in Germany within the value added chain of planning, construction and operation. Therefore, all participants are requested to join in the current coordination and regulatory process. The Federal Department of Special Civil Engineering has done this and issued a technical position paper on the subject in December 2017. We consider this to be particularly important, as our specialty trade, although an important link in the highly fragmented construction value added chain, is not yet given the necessary attention. On the basis of the technical position paper, the article is intended to give the professional audience an overview of the activities of ground engineering companies on the subject.

1. Einleitung

Auch im Spezialtiefbau wird sich das Planen und Bauen durch die fortschreitende Digitalisierung weiter stark verändern. Ein wesentlicher Bestandteil einer erfolgreichen Umsetzung der BIM-Methodik ist unter anderem die klare Definition der Anforderungen an die Daten, an die Prozesse, an die Qualitätsmerkmale und an die Schnittstellen. Aber auch eine partnerschaftliche Zusammenarbeit aller am Planungs- und Bauprozess beteiligten wird noch stärker notwendig.

Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat mit dem Stufenplan „Digitales Planen und Bauen für den öffentlichen Sektor“ die Richtschnur bis 2020 und darüber hinaus vorgegeben.

Auf Initiative der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau des Hauptverbandes der Deutschen Bauindustrie entstand ein Arbeitskreis ausführender Spezialtiefbauunternehmen,

mit dem Ziel, ihre Anforderungen zu diesem Thema in den aktuell laufenden Abstimmungs- und Regelungsprozess in Form eines Positionspapieres einbringen zu wollen. Dem Arbeitskreis gehören Firmenvertreter verschiedener ausführender Spezialtiefbauunternehmen an, so dass die unterschiedlichsten Sichtweisen auf die BIM-Thematik in das vorliegende Positionspapier eingeflossen sind.

Ziel ist, die Anforderungen an die Fachmodelle des Spezialtiefbaus aus Sicht der zukünftigen Konsumenten der Modelldaten, hier den bauausführenden Spezialtiefbauunternehmen in Deutschland, aufzuzeigen.

Das Positionspapier dient dazu

- die Anforderungen an andere Baubeteiligte, die im BIM Prozess beteiligt sind (u.a. an den Auftraggeber und an die Planer), zu definieren.
- die Schnittstellen zu anderen Baubeteiligten zu beschreiben.
- zu beschreiben, welche Daten, wann und vom wem, geliefert werden müssen, um einen BIM-Prozess umzusetzen.
- die oftmals sehr allgemeine Definition von BIM im Bauprozess zu präzisieren und zu ergänzen.

Die wesentlichen Themenblöcke im Positionspapier hierzu sind mögliche BIM Anwendungen im Spezialtiefbau, die Datenaustauschsznarien, die Anforderungen an die Modellinhalte und an Datenaustauschformat, sowie die Sicherung der Modellqualität.

2. BIM Anwendungen im Spezialtiefbau

Eine BIM Anwendung im Spezialtiefbau ist die Kollisionsprüfung. Kollisionsprüfungen haben im Spezialtiefbau eine hohe Bedeutung und sind sowohl für den Endzustand als auch für die temporären Zustände durchzuführen.

Mit der modellbasierten Kollisionsprüfung, unter Beachtung der Herstelltoleranzen sollen Überschneidungen frühzeitig erkannt werden und die Einhaltung von erforderlichen Mindestabständen untereinander (z.B. bei Verpressankern) oder zu bestehenden Bauteilen (z.B. zu Sparten oder Bestandsgebäuden) kann überprüft werden.

Aus Fachmodellen, die eine ausreichende Detailtiefe besitzen, können 2D-Ausführungspläne einschließlich aller notwendigen Listen (z.B. Koordinatenlisten, Materiallisten, Bohr- und Trägertabellen) direkt abgeleitet werden und den Ausführenden in bisher gewohnter Weise zur Verfügung gestellt werden.

Mengen- und Bauteillisten müssen aus dem Fachmodell Spezialtiefbau abgeleitet werden können. Dazu werden die geometrischen und semantischen Eigenschaften der Modellelemente ausgewertet.

Spezifische Anforderungen an die Mengenermittlung im Spezialtiefbau, wie die Berücksichtigung von Zwischenzuständen (z.B. Überschneidung bei Pfählen) und die Interaktion zwischen verschiedenen Elementen (z.B. für eine auf die Baugrundsichtung bezogene Mengenermittlung) müssen dabei auswertbar sein. Die Mengenermittlung muss in verschiedenen Phasen und für verschiedene Aufgaben durchgeführt werden können und in Form von Tabellen für eine weiterführende Verwendung, z.B. für die Kalkulation oder für die Arbeitsvorbereitung, ausgegeben werden.

3D-Bauwerksmodelle, so auch das Fachmodell Spezialtiefbau, sollen in ein AVA-Programm importiert werden können, um z.B. Mengen zu berechnen und um SOLL/IST-Vergleiche und Leistungsmeldungen durchzuführen.

Damit ein Bezug zwischen den Bauteilen und den Leistungen im Leistungsverzeichnis hergestellt werden kann, muss allen Bauteilen, zusätzlich zu ihren sonstigen Eigenschaften (wie Länge, Durchmesser, Materialgüte, Bewehrungsgehalt) bereits mit der Planungssoftware über ein einheitliches Klassifizierungssystem ein eindeutiger Identifizierungscode zugeordnet werden. Eine automatisierte Verknüpfung der Mengen in eine modellbasierte Kalkulation ist aktuell aufgrund eines fehlenden standardisierten Leistungsverzeichnisses nicht umsetzbar.

BIM-Modelle können mit einem Terminplan verknüpft werden, um daraus Simulationen des Bauablaufes zu erstellen. Die Verknüpfung kann dabei auf verschiedenen Detailstufen erfolgen, beispielsweise auf der Ebene der Bauteilgruppen (z.B. Pfahlwand) oder einzelner Bauteile (Einzelpfahl). Auf dieser Basis ist es möglich, vorab die generelle Herstellbarkeit eines Bauwerks unter vorgegebenen Randbedingungen zu prüfen, räumliche und zeitliche Konflikte zu erkennen und Leistungsansätze auf Plausibilität zu prüfen.

Wird eine Projektdokumentation für die im Baugrund verbleibenden Bauteile in Form eines Bestandsmodells gefordert, so sollen, wenn nicht anders vereinbart, die entsprechenden Bauteile mit ihrer planmäßigen Geometrie und Lage dargestellt werden. Abweichungen zum Soll sollen nur dann in das Modell übernommen werden, wenn in der Ausführung von den vertraglich vereinbarten Toleranzen abgewichen wurde oder Zusatzmaßnahmen (z.B. zusätzliche Anker oder Dichtkörper) erforderlich wurden. Nur wenn auch ausreichende Daten aus der Ausführung vorliegen, kann aufgrund dieser Datenbasis ein Ist-Modell erstellt werden.

Alle Informationen, die den Baugrund und das Gelände beschreiben, sollen in einem eigenen Bodenmodell verwaltet werden. Dieses sind zum einen geometrische Daten, wie die Höhen der Geländeoberfläche und die Lage von vorgegebenen Fixpunkten im Gelände und zum anderen werden in diesem Partialmodell auch die Schichtinformationen und Bodenkennwerte des Baugrunds vorgehalten. Hierbei sind sowohl durchgängige als auch auslaufende Schichten, Einschlüsse und Linsen sowie der Grundwasserstand darzustellen. Das Bodenmodell besteht aus der Erdoberfläche in Form eines digitalen Geländemodells und einem Bodenschichtenmodell.

Neben der Darstellung der eigentlichen Schichtung sollen auch die Ausgangsdaten im Schichtenmodell sichtbar sein, das sind zum Beispiel die Aufschlussbohrungen mit den zugehörigen Vermessungsdaten.

Zur modellbasierten Ermittlung von Erdmassen ist die Verknüpfung und Verschneidung eines Bodenmodells (Abb. 1) mit einem entsprechenden Teilmodell Baugrube erforderlich. So können schichtbezogene Aushubmengen ermittelt werden. Bei Verschneidung mit einem Teilmodell Spezialtiefbau wird z.B. eine schichtbezogene Ermittlung des Bohrgutes möglich.

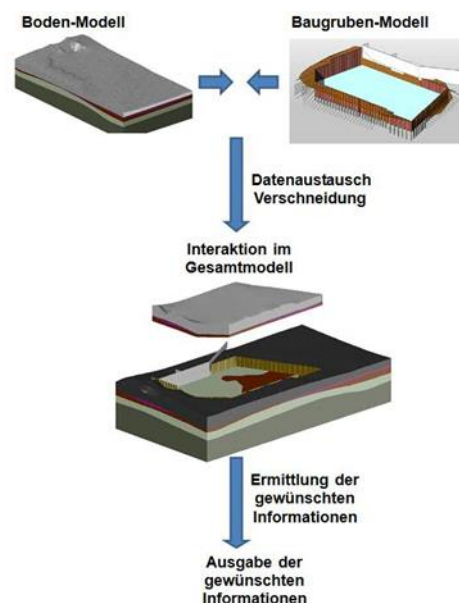


Abbildung 1: Bearbeitungsoptionen Bodenschichtenmodell (Sahrak, 2013)

3. Datenaustauschszenarioszenarien

Um die Anforderungen an die Modellinhalte und an die Modellelemente klarer zu fassen, werden vier Datenaustauschszenarioszenarien definiert.

AS1 - Ausschreibung

AS2 - Ausführungsplanung

AS3 - Werkplanung

AS4 - Bestandsmodell („as-built“)

Es werden bei der Definition die Rollen Ausschreibender, Planer und Ausführer betrachtet. Weitergehende Vertragsverhältnisse und Rollen werden in diesem Positionspapier nicht berücksichtigt.

Die erforderliche Detailtiefe steigt üblicherweise im Verlauf des Projektes. Im Positionspapier an einem Beispiel des zunehmenden geometrischen Detaillierungsgrad der Modellelemente im Spezialtiefbau beschrieben.

4. Anforderungen an die Modellinhalte

Ergänzend zu den Forderungen an die Modellinhalte der unterschiedlichen Teilmodelle werden im Positionspapier auch Mindestanforderungen an einzelne Modellelemente gestellt. Die Mindestanforderungen an einzelne Modellelemente wurden in Abhängigkeit der zuvor definierten Austauschszenarioszenarien in einer Anlage zum Positionspapier tabellarisch erfasst.

Hierbei wurden die Modellelemente den Fachmodellen Baugrund, Bestand, Bauwerk und dem Fachmodell Spezialtiefbau zugewiesen. Die geforderten Eigenschaften wurden auf Gewerke bezogen zusammengefasst und der Phase, in welcher die Informationen zur Verfügung stehen müssen, zugeordnet. Dabei ist die Attributliste als Minimalanforderung zu verstehen, um mit dem Fachmodell grundsätzlich weiter arbeiten zu können bzw. um die in der Phase notwendigen Informationen (z.B. für die Kalkulation) zu erhalten.

5. Datenaustauschformat

Für die Übergabe der Modelle ist ein standardisiertes neutrales Datenformat wie IFC zu wählen, idealerweise ergänzt um die proprietären Originaldateien. Konkrete Vorgaben an die zu nutzenden IFC Entitäten werden nicht gemacht. Die Austauschformate und die

dazu gehörigen Schema- und/oder Programmversionen sind mit allen Beteiligten zu Projektbeginn abzustimmen.

6. Sicherung der Modellqualität

Bei der Qualitätssicherung sind drei Aspekte zu beachten: die Datenkonsistenz, die geometrische Detaillierung und die Attributierung gemäß der Mindestanforderungen, die in der Anlage zum Positionspapier aufgestellt wurden.

Grundsätzlich soll die Qualitätssicherung der Modelle zweistufig stattfinden; zunächst die interne Qualitätssicherung und Kollisionsprüfung im Rahmen der Eigenprüfpflicht des Modellerstellers vor der Übergabe, des Weiteren auf Seite des Modellempfängers nach Erhalt des Modells. Eine Plausibilitätskontrolle zur Prüfung des Importprozesses muss mit Hilfe geeigneter Kriterien in Abstimmung mit dem Modellersteller erfolgen.

7. Zusammenfassung

Die Digitalisierung der Baubranche führt auch im Spezialtiefbau zu grundlegenden Veränderungen in den Prozessen, sowohl in der Angebots- als auch in der Ausführungsphase. Dieser Herausforderung wollen sich die Spezialtiefbauunternehmen stellen und mit dem vorliegenden Positionspapier einen Beitrag zum laufenden Abstimmungsprozess leisten, so dass auch die Belange des Spezialtiefbaus in den vielschichtigen Diskussionen zum Thema BIM Berücksichtigung finden.

Das vorliegende Positionspapier fasst die Sichtweise bauausführender Spezialtiefbauunternehmen in Deutschland, als Verwender und als Ersteller von digitalen Bauwerksinformationsmodellen, zusammen und stellt diese der Fachwelt zur Diskussion.

Literatur

Bundesfachabteilung Spezialtiefbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie (2017): *BIM im Spezialtiefbau*

Sahrak, D. (2013), 'Ein Lösungsvorschlag für die modellorientierte Angebotsbearbeitung im Tiefbau', *Bachelorthesis*

Modellbasierte Ausführungsplanung im Tiefbau

Bettina Bastian, Ed. Züblin AG, Stuttgart

Siegfried Nagelsdiek, Ed. Züblin AG, Stuttgart

Zusammenfassung

Nachfolgender Beitrag soll die Möglichkeiten und Vorteile einer modellbasierten Arbeitsweise während der Ausführungsplanung darstellen und die Besonderheiten im Gewerk Tiefbau aufzeigen.

1. Begriffe

1.1 Modellbasiert

Modellbasiert bedeutet schlicht „auf Grundlage eines Modells“. Dieses Modell kann entweder rein aus 3D-Geometrie aufgebaut sein oder auch zusätzliche Informationen (Metadaten) enthalten, die als Attribute an den 3D-Objekten hängen – eine Festlegung diesbezüglich muss – abhängig von der geplanten Verwendung und dem Zweck des Modells – bereits bei Projektbeginn stattfinden.

Modellierung ist die Ausarbeitung einer Planung zu einem (BIM-) Modell. Die Modellierung kann in Leistungsphase 1 beginnen und bis in die As-Built-Dokumentation fortgeführt werden oder erst auf Grundlage einer bereits abgeschlossenen Entwurfs- oder Genehmigungsplanung erfolgen.

1.2 Ausführungsplanung

Gemäß der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure HOAI entspricht die Ausführungsplanung der Leistungsphase 5 und bedeutet primär das Erstellen von Dokumenten für die Realisierung eines Bauvorhabens. Dies sind neben einer statischen Berechnung im Wesentlichen die Ausführungspläne mit Mengen- und Koordinatenlisten, Details und weiteren erforderlichen Angaben: „Zeichnerische Darstellung, Erläuterungen und zur Objektplanung gehörige Berechnungen mit allen für die Ausführung notwendigen Einzelangaben einschließlich Detailzeichnungen in den erforderlichen Maßstäben“.

Weitere im Zusammenhang mit der Ausführungsplanung gebräuchliche Begriffe:

- Werkplanung: umgangssprachlich für Ausführungsplanung bzw. Teil der Ausführungsplanung
- Die Werkstatt- oder Montageplanung ist eine darüberhinausgehende Planung für werkseitige Fertigungen und wird in diesem Zusammenhang nicht betrachtet.

1.3 Tiefbau

Der Begriff Tiefbau umfasst im Allgemeinen alle Bauwerke und baulichen Aktivitäten, die sich unterhalb der Grasnarbe befinden bzw. erd- und/oder wasserberührt sind.

Dazu gehören gem. [1] die verschiedenen Fachbereiche

- Straßen- und Wegebau
- Eisenbahnbau
- **Erdbau**
- **Grundbau**
- Tunnelbau
- Brückenbau
- Wasserbau
- Kanalbau
- **Spezialtiefbau (Absicherung, Tiefgründung, u. ä.)**
- Siedlungswasserwirtschaft

Bei nachfolgenden Ausführungen liegt der Fokus auf den fett gedruckten Bereichen.

Bei Konstruktionen des Tiefbaus handelt es sich i. d. R. nicht um Standard-Objekte wie Decke/Wand/Stütze, die in jeder gebräuchlichen Modelliersoftware vorgehalten sind. Für das digitale Tiefbaumodell müssen fachspezifische Bauteile erstellt werden.

2. Das Ausführungsmodell: BIM-Anwendungsfälle im Spezialtiefbau und Anforderungen an das Modell

2.1 BIM-Anwendungsfälle in der Ausführungsplanung

Die Verwendung eines 3D-Modells ist vielfältig und geht weit über die bloße Planableitung hinaus. Die konkreten Anwendungen im Projekt und die entsprechenden Anforderungen an das Modell müssen bereits vor Beginn der Modellierung in einem Projektentwicklungsplan (PAP; auch: BAP, BEP etc.) auf Basis der Auftraggeber-Informationsanforderungen (AIA) definiert werden. Ausführungsplanung in der Ed. Züblin AG derzeit nur mit „little BIM“, noch keine Erfahrung mit externen Partnern. BIM-Modelle noch nicht während der eigentlichen Ausführung auf der Baustelle im Einsatz.

2.1.1 Planableitung

Wie bereits weiter oben genannt ist die „Zeichnerische Darstellung [...] mit allen für die Ausführung notwendigen Einzelangaben einschließlich Detailzeichnungen in den erforderlichen Maßstäben“ in der HOAI als Grundleistung der Ausführungsplanung genannt. Bei der modellbasierten Arbeitsweise sind dies nicht mehr nur 2D-Linien etc. sondern Abbilder des 3D-Geometrien. Die Informationen zu Materialgütern beispielsweise oder die Bauteilnummer ist nicht mehr nur blanker Text, sondern die mit dem Bauteil verbundene, sichtbar gemachte Information. Dazu gehört auch die Information zur Lage des Bauteils – diese kann in Koordinatenlisten zur Verfügung gestellt werden.

Hierbei gilt logischerweise: nur was im Modell enthalten ist, kann abgebildet werden – besitzt der Anker keine Information über die Anzahl der Litzen, so kann diese auch nicht abgefragt und zu Papier gebracht werden.

Für die sowohl zeichnerische als auch mengenmäßige Darstellung kleiner, vielzähliger Bauteile (wie zum Beispiel Stegbleche im Gurt oder Ankerplatten für die Ankerköpfe) muss im Einzelfall geprüft werden, ob diese tatsächlich alle modelliert werden müssen oder anderweitig dargestellt werden können: Die Ausbildung der Konstruktion kann z. B. anhand eines 2D-Regeldetails abgebildet werden. Die Anzahl der Ankerplatten kann über die Anzahl der Anker abgefragt werden.

Unsere bisherige Erfahrung mit dieser Methode zeigt, dass der Aufwand für die Modellerstellung etwa gleich hoch ist wie bei der konventionellen Planung – die Bauteile müssen ebenso ausgeteilt und konstruiert werden wie für eine reine 2D-Planung. Der eigentliche Vorteil liegt darin, dass das nur einmal geschehen muss, denn so wie die Bauteile im Grundriss abgesetzt wurden, sind sie auch im zugehörigen Schnitt oder der

Ansicht sichtbar und müssen nicht noch einmal verteilt und konstruiert werden. Auch bei geschickter Gestaltung und Abfrage der Mengen in den Listen sind die erforderlichen Mengen mit Absetzen des Bauteils eingetragen. Dies ist auch beim Auftreten von Änderungen der Fall: sobald das Modell geändert wird ist auch der Schnitt, die Ansicht und die Liste auf dem aktuellsten Stand, es ist lediglich eine Prüfung erforderlich, ob Maßketten, Beschriftung u. ä. noch i. O. sind.

Bei der Planableitung werden Zeichnungen und Plansätze aus dem BIM-Modell generiert. Weil dort der aktuelle Informationsstand abgebildet ist, ersetzt die Planableitung das Nachführen von Plänen nach Änderungen. Nach einmaliger Einrichtung eines Zeichnungsstandards (planer- oder projektspezifisch) kann die Bemaßung, Beschriftung und Ausarbeitung der Geometriedarstellungen sehr effizient erfolgen. Wo mit abgeleiteten Planständen weitergearbeitet wird, ist es wichtig, diese auch mit dem Modell zu verknüpfen.

Die Planableitung verdeutlicht, dass Plandarstellungen für die Ausführung wie Grundrisse, Ansichten und Schnitte im BIM-Prozess nicht mehr Voraussetzung, sondern Erzeugnisse sind.

Vorteile

- Schnelle Generierung von aktuellen und abgestimmten Plänen aus dem BIM Modell
- Automatisches Erstellen/Füllen von Listen (z.B. Planlisten, Koordinatentabellen und Bauteillisten)
- Einfache Möglichkeit, zweidimensionale Planansichten (Grundrisse, Ansichten und Schnitte) mit dreidimensionalen Ansichten zu ergänzen (z.B. Isometrie, Perspektiven, Schnittperspektiven und Explosionszeichnungen)
- Weil alle abgeleiteten Pläne und Listen aus dem gleichen Modell stammen, werden die Fehler minimiert, die durch manuelles Abstimmen entstehen (z.B. widersprüchliche Grundrisse und Schnitte, oder nicht aktualisierte Flächenaufstellungen)

2.1.2 Kollisions-/Plausibilitäts-/Machbarkeitsprüfung durch Visualisierung des Bauvorhabens

Durch die Sichtbarmachung des Bauvorhabens ist dieser Teil der Ausführungsplanung, nämlich die Prüfung auf Kollisionspunkte und Ausführbarkeit (Ankerkreuzungen, störender Bestand), anhand eines 3D-Modells wesentlich einfacher und komfortabler als in der 2D-Planung. Hierbei kann die Überprüfung entweder rein visuell oder sogar automatisch erfolgen, je nach verwendeter Software und Modellstruktur.

Vorteile

- Veranschaulichung des herzustellenden Bauwerks vor Baubeginn
- Darstellung geometrisch komplexer Situationen und Bereiche
- Frühzeitige Erkennung von Problemstellen

2.1.3 Statische Bemessung

Idealerweise wird das 3D-Modell auch für die statische Berechnung herangezogen und die Bemessungsergebnisse direkt wieder zurück in das 3D-Modell übergeben.

Hierzu noch keine Aktionen im Tiefbau. Dies gestaltet sich in diesem Teilgebiet des Bauwesens als komplexes Thema, da im Tiefbau nicht nur die stat. wirkenden Bauteile (Gründungspfahl oder Schlitzwandlamelle) und die äußeren Einwirkungen berücksichtigt werden müssen, sondern auch der umgebende Baugrund mit seinen Eigenschaften (Schichtfolgen, Bodenkennwerte, Wasserstand etc) – hierzu s. später mehr.

2.1.4 Mengenermittlung

Die Mengenermittlung findet durch Quantifizierung der modellierten Objekte und Daten statt. Weil die Bauteil- und Mengenlisten (z. B. für den Materialabruf auf der Baustelle) ein Abbild dessen sind, was im Modell enthalten ist, sind diese stets aktuell, denn Änderungen der Objekte (Geometrie, Materialgüte o. ä.) bewirken direkt die Anpassung in der Liste. Dadurch wird die Auswirkung jeder Änderung mess- und wägbare.

Wie bereits erwähnt, können Informationen, die mengenmäßig erfasst werden sollen, entweder als Geometrieobjekt dargestellt oder als Information am Objekt verankert sein (Bewehrungsgehalt).

Vorteile

- Exakte mengenmäßige Auswertung sämtlicher im Modell enthaltener Geometrien und Informationen
- Schnelle Mengenermittlung unterstützt die Entscheidungsfindung, besonders bei Varianten
- Bessere Nachvollziehbarkeit durch leichte Veranschaulichung der erfassten Bauteile

2.1.5 Verknüpfung mit Kalkulation

Um mit den im Modell enthaltenen Mengen kalkulieren zu können, kann das Modell in AVA Software importiert werden. Jedoch ist eine vollautomatisierte, standardisierte Verknüpfung der abgefragten Modell-Mengen in eine Muster-Kalkulation nur bei Pauschal-Ausschreibungen durchführbar. Bei Einheitspreis-Leistungsverzeichnissen mit Einzelpositionen ist dies aufgrund immer unterschiedlicher LV-Strukturen im Spezial-

tiefbau nicht ohne weiteres möglich. So gibt es Ausschreibungen, die den m² Verbauwand abfragen und es gibt Ausschreibungen, die die Einzelleistungen für die Bauteilherstellung abfragen.

Im ersten Fall müssen sowohl Bohrmeter, Beton, Bewehrung, Ankermaterial in einer einzigen Position berücksichtigt werden, im zweiten Fall müssen sie in unterschiedliche Positionen verknüpft werden.

2.1.6 Terminplanverknüpfung - 4D-Visualisierung

Im Gegensatz zur 4D-Terminplanung, wo der Terminplan aus dem Modell generiert wird, wird bei der 4D-Visualisierung das Modell mit einem bereits erstellten Terminplan verknüpft. Durch diesen Vorgang wird sowohl eine Simulation des Soll-Bauablaufes erzeugt. Bei Überlagerung mit der tatsächlichen Terminalschiene kann eine Darstellung und Gegenüberstellung des terminlichen Bau-Ist mit dem Bau-Soll erfolgen.

Für die Verknüpfung der vielen Vorgänge muss die Modellstruktur der Terminplan-Struktur entsprechen. Hierfür ist entweder eine frühzeitige und detaillierte Abstimmung zwischen Terminplaner und Modellierer notwendig, um das Modell von Beginn an entsprechend strukturieren zu können oder eine hohe „Flexibilität“/Feingliedrigkeit im Modell:

- jedes Objekt muss einem Vorgang zugeordnet werden können und umgekehrt
- mehrere Objekte müssen einem Vorgang bzw. mehrere Vorgänge müssen einem Objekt zugeordnet werden können (z. B. Bohren, Betonieren, Bewehren, Abspitzen des Pfahles; mehrere Pfähle zum Vorgang „Pfahlherstellung Achse Nord“)

Vorteile

- Veranschaulichung von Phasen, Meilensteinen und ganzen Bauabläufen
- Wesentlich bessere Vermittlung komplexer Zusammenhänge
- Abbildung der Zusammenhänge und Wechselwirkungen einzelner Phasen (z.B. Abbruch und Neubau)
- Bewertung und Optimierung der Auswirkung einzelner Abläufe auf das Gesamtergebnis
- Untersuchung alternativer Abläufe
- Frühzeitige Erkennung kritischer Konflikte, besonders wo zeitliche und räumliche Einschränkungen aufeinandertreffen (Beispiel: Um- und Zubau bei laufendem Gebäudebetrieb)
- Veranschaulichung des Platzbedarfs von Logistik und Arbeitsbereichen
- Abgleich von Soll- und Ist-Zuständen

2.1.7 As-Built-Modell Dokumentation

Da Bauteile im Tiefbau nur in den seltensten Fällen auch Dauerbauwerke sind, die „betrieben“ werden müssen und für die eine Dokumentation benötigt wird (z. B. Schlitzwand als Teil einer U-Bahnstation, Geothermiepfähle), ist dieser Anwendungsfall hier weniger relevant. Jedoch wird gelegentlich - meist von öffentlichen Bauherren - auch für die eigentlich temporäre Maßnahme eine Bestandsdokumentation gefordert, und zwar für im öffentlichen Baugrund verbleibende Bauteile wie Anker, Pfähle etc. Hintergrund: Bestandsdokumentation für nachfolgende Bauvorhaben in direkter Nachbarschaft. Auch im As-Built-Modell wird grundsätzlich nur das Bau-Soll dargestellt, sofern die Abweichungen vom Soll innerhalb der vereinbarten Toleranzen liegen.

2.2 Resultierende Anforderungen an ein Ausführungsmodell

2.2.1 Detaillierungsgrad LOD

Neben dem Verwendungszweck des Modells ist auch der hierfür erforderliche Fertigstellungsgrad (engl.: Level of Development, kurz: LOD) projektspezifisch im PAP festzuhalten. Einen allgemeingültigen Zusammenhang zwischen den LOD und der Planungs-/Leistungsphase gibt es unseres Erachtens nicht.

Der LOD setzt sich zusammen aus den Anforderungen an die Geometrie (engl.: Level of Geometry, kurz: LOG) und an die Informationen (engl.: Level of Information, kurz: LOI). Eine Definition der LOD-Grade gibt beispielsweise das BIM-forum in seinem „Level of Development Specification Guide“ aus dem Jahre 2017 (http://bimforum.org/wp-content/uploads/2017/11/LOD-Spec-2017-Guide_2017-11-06-1.pdf). Beispiele für den Tiefbau sind auch im „Technischen Positionspapier - BIM im Spezialtiefbau“ der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e. V. enthalten (http://www.bauindustrie.de/documents/1579/Positionspapier_BIM_im_Spezialtiefbau_Stand_12_2017.pdf)

2.2.2 Vollständigkeit

Alle herzustellen und deshalb mengenmäßig zu erfassenden und im Plan darzustellenden Bauteile müssen im Modell enthalten sein. Diese Bauteile können entweder als eigene Objekte oder lediglich als Information – beispielsweise als Attribut am übergeordneten Bauteil enthalten sein. Nur was im Modell gegenständlich oder informativ abgebildet ist, kann ausgewertet werden!

2.2.3 Detailpunkte

Nicht nur die 3D-Objekte an sich müssen einem geforderten Detaillierungsgrad entsprechen. Auch das konfliktfreie Zusammenwirken der Bauteile untereinander muss realitätsnah dargestellt sein. Problematische Bereiche müssen eindeutig dargestellt und im 3D-Modell gelöst sein. Eine Lösung von Detailpunkten allein durch 2D-Zeichnungen ist nicht sinnvoll.

2.2.4 Modellstruktur

Das 3D-Modell muss so strukturiert sein, dass eine Trennung und Sortierung beispielsweise nach Bauabschnitten oder Baufeldern möglich ist, sowohl für die Mengenermittlung als auch für die Plandarstellung ebenso wie für die Verknüpfung mit Kalkulation und Terminplan.

Der Grundsatz lautet: es muss so modelliert werden, wie auch gebaut wird, d. h. also unter Berücksichtigung von Bauabschnitten, Bauteiltrennungen etc. Diese Anforderung bewirkt/verlangt eine Veränderung der gewohnten Arbeitsabläufe: Die Entscheidung, welche Attribute, Parameter und Informationen im Modell enthalten sein sollen, wie es unterteilt sein soll (Bauabschnitte), welcher Detaillierungsgrad in welcher Phase angewendet wird und welche Zwecke es erfüllen soll (nur Mengenermittlung oder auch Visualisierung?) bedarf erhöhter Abstimmung aller involvierten Parteien bereits im Vorfeld der Modellierung.

Die bisherige Erkenntnis zeigt, dass dieser erhöhte (zeitliche) Aufwand zu Beginn eines 3D-Modells zunächst übertrieben und unverhältnismäßig erscheint und als ein Nachteil der objektorientierten 3D-Modellierung angesehen wird. Die Erfahrung zeigt aber auch, dass sich diese „Investition“ durchaus lohnt: Auf Grundlage eines qualifizierten 3D-Modells können Abstimmungen und Anpassungen einfacher und zuverlässiger vorgenommen und Probleme schneller erkannt und effizienter gelöst werden. Die Zeitaufwandskurve über den Projektverlauf hinweg gesehen verschiebt sich folglich im Vergleich zur zweidimensionalen Projektbearbeitung (viele zeitaufwändige Änderungen und Anpassungen im Verlauf des Projekts) nach vorne, wo die Einflussmöglichkeiten auf die Planung am größten sind.

2.3 Positionspapier „BIM im Spezialtiefbau“

Das Positionspapier „BIM im Spezialtiefbau“ der Bundesfachabteilung Spezialtiefbau im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e. V. entstand im vergangenen Jahr und soll Aufmerksamkeit für die Belange des Spezialtiefbaus erzeugen.

Es will einen aktiven Beitrag zum laufenden Abstimmungs- und Regelungsprozess leisten, indem es

- Anforderungen an andere Baubeteiligte (u. a. Bauherr und Planer) im BIM-Prozess definiert
- Schnittstellen zu anderen Baubeteiligten definiert
- zu liefernde Daten definiert
- die oft sehr allgemeinen Definitionen von BIM im Bauprozess präzisiert und ergänzt

Das Positionspapier

- beschreibt die BIM Anwendungsfälle aus Sicht ausführender Spezialtiefbauunternehmen
- beschreibt die verschiedenen Fachmodelle des Spezialtiefbaus Verbau, Boden, Bestand
- definiert vier Austauschscenarien für die Modelle: Ausschreibung, Ausführungsplanung, Werkplanung, Bestandsmodell
- stellt Anforderungen an die Modellinhalte und an die Modellelemente bezogen auf die Austauschscenarien in Form einer „Checkliste“

Nähere Information hierzu können dem Tagungsband an anderer Stelle entnommen werden.

3. Besonderheit im Tiefbau: Boden

Bei der Planung von Aufgaben des allgemeinen Hochbaus oder der Infrastruktur mit Hilfe von digitalen Informationsmodellen kommt der Planung des Tiefbauanteils eine besondere Rolle zu. Die Besonderheit liegt in der Interaktion der Bauelemente des Hochbaus (z. B. Keller oder Bodenplatte) und des Spezialtiefbaus (z. B. Gründungspfähle) mit dem anstehenden Baugrund: kein Keller ohne Baugrube (geböschst oder senkrecht verbaut), keine Infrastrukturmaßnahme ohne Erdbau. Für eine modellbasierte Umsetzung des Tiefbaus reicht es also nicht, die Bauteile/Bauwerke darzustellen, sondern es ist auch erforderlich, die oben genannten Beziehungen zum Baugrund zu berücksichtigen und im 3D-Modell zu ermöglichen. Für die Erstellung von Bodenmodellen im Tiefbau werden gesonderte Infrastrukturprogramme erforderlich, da sich der anstehende Baugrund mit derzeit gebräuchlicher Modelliersoftware nicht bzw. nur sehr aufwändig im gleichen Programm abbilden lässt. Dies erfordert folgende Vorgehensweise:

1. Ein wirklichkeitsnahes Abbild des anstehenden Bodens (digitales Bodenschichtenmodell, kurz: BSM) kann je nach Qualität der Datengrundlage aus dem Baugrundgutachten bzw. vom Vermesser (digital oder analog, Anzahl der Erkundungsbohrungen) in relativ kurzer Zeit in der entsprechenden Software erstellt werden. Hierbei wird nicht nur die Geländeoberfläche berücksichtigt, sondern auch die vorhandenen Schichtgrenzen:

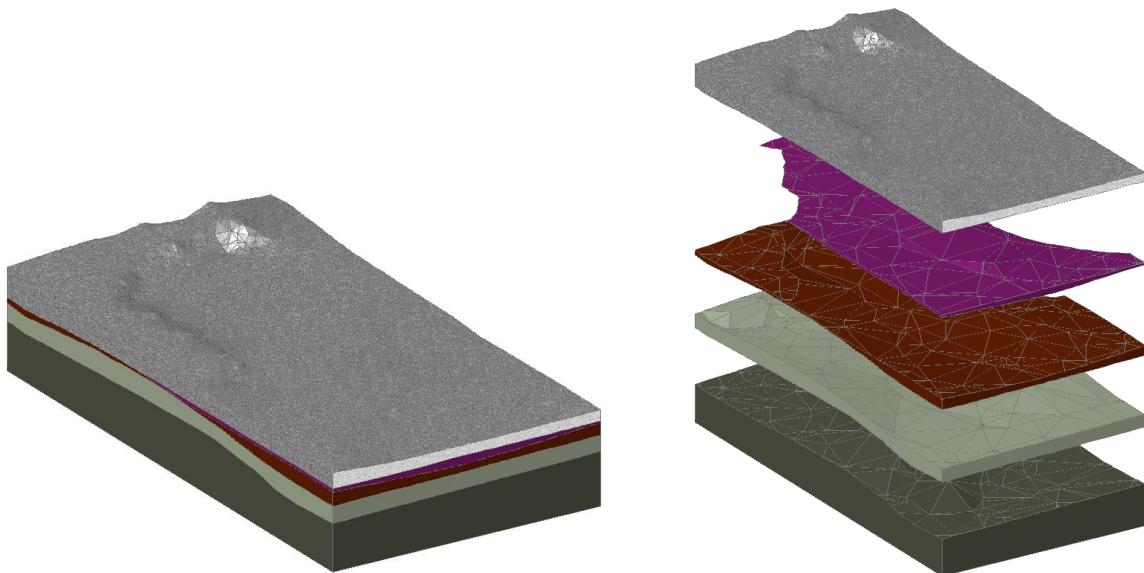


Abbildung 1: Darstellung eines Bodenschichtenmodells und Explosionsdarstellung (Sahrak, 2013)

2. Ist ein Bauwerks-(Verbau-)modell vorhanden, welches bereits in einem separaten Programm erstellt wurde, so kann dieses für die Ermittlung des Bodenaushubs herangezogen werden. Damit die verschiedenen Objekte (Bauteile und Boden) miteinander agieren und interagieren können, wird eine Zusammenführung beider Modelle aus den zwei unterschiedlichen Softwareprodukten (Export / Import) notwendig. Wird ein Bauwerksmodell, wie in unserem Beispiel der Baugrubenverbau, und ein Bodenmodell zusammengeführt, so ist es möglich, mit 3D-CAD-Methoden wie „Differenz“, „Vereinigung“, „Schnittmenge“ die Baugrube und den Bodenaushub – falls erforderlich auch schichtweise - zu erzeugen:

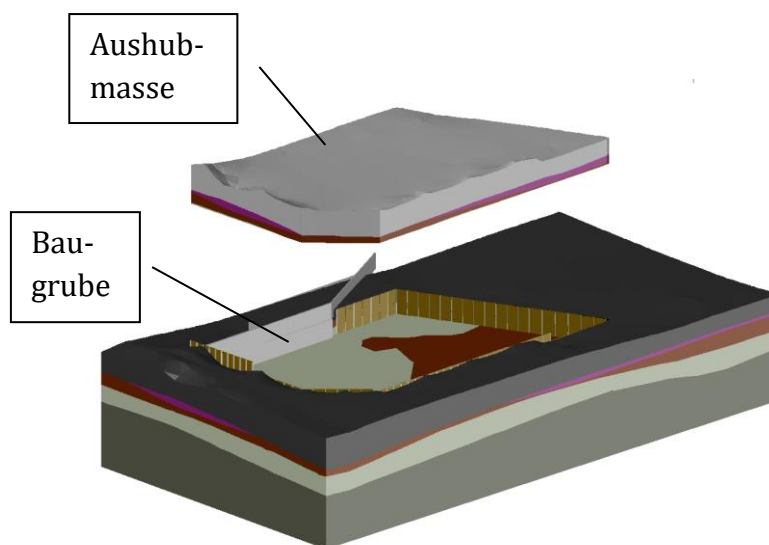


Abbildung 2: Baugrubenmodell und Aushubmasse (Sahrak, 2013)

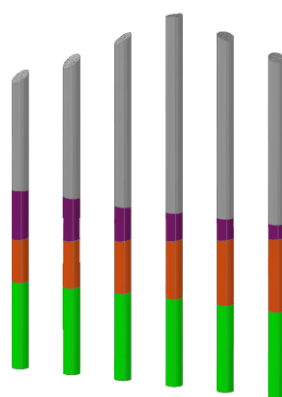


Abbildung 3: Bohrgut schichtweise (Sahrak, 2013)

Die auf diese Weise erzeugten Elemente sind allerdings nicht „intelligent“, d. h. die Verschneidungen werden bei Änderungen in einem der beiden Modelle nicht automatisch aktualisiert! Verschieben sich beispielsweise die Bohrungen in ihrer Lage, so muss die aus dem variablen Schichtenverlauf resultierende Änderung der schichtbezogenen Massen derzeit noch durch erneutes Verschneiden der verschobenen Bohrungen mit dem Bodenmodell ermittelt werden:

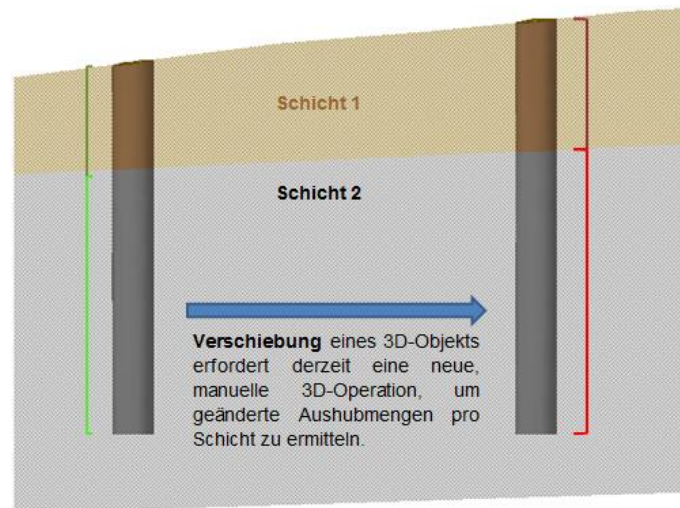


Abbildung 4: Verschiebung eines Objekts „Bohrung“

Die modellbasierte Trennung des Aushubes in Schichten findet nicht nur für die Erdmassenermittlung Anwendung. Bewährt hat sich diese Arbeitsweise auch bei Verbau- und Gründungsoptimierungen, wie zum Beispiel der Kontrolle einer geforderten Mindesteinbindetiefe in eine bestimmte Schicht für eine dichte Baugrube, die Tragfähigkeit eines Pfahls oder den Herauszieh Widerstand eines Ankers.

4. Zusammenfassung

Der größte Vorteil der modellbasierten Ausführungsplanung sind die gesteigerte Effizienz und höhere Qualität der Planung aufgrund der Durchgängigkeit im Modell: 3D-Objekte und Informationen beeinflussen direkt die Plandarstellung und Materiallisten und umgekehrt.

Nach einer Einarbeitungs- und Übungsphase der Modellierer ist die Modellerstellung zeitmäßig etwa gleich aufwändig wie die Konstruktion in 2D. Jedoch schon bei der Gene-

rierung der Schnitte und Ansichten und bei der Erzeugung von Listen und Tabellen zeigt sich der eigentliche Benefit: keine weiteren händischen 2D-Konstruktionen, kein Zählen von Bauteilen und Eintragung in Listen, dabei geringere Fehleranfälligkeit. Vor allem aber bei vorzunehmenden Änderungen muss aufgrund der Durchgängigkeit nicht mehr an alle betroffenen, zu ändernden Ansichten, Pläne und Listen gedacht werden: die Änderung kann in einer Darstellung vorgenommen werden und ist an allen anderen Stellen automatisch berücksichtigt – lediglich die Darstellung der Ausarbeitung muss kontrolliert werden.

Literatur

Sahrak, D. (2013), 'Ein Lösungsvorschlag für die modellorientierte Angebotsbearbeitung im Tiefbau', *Bachelorthesis*

<http://www.wortbedeutung.info/Tiefbau/>

THEMENBLOCK II

Spezialtiefbau I

Entwicklung eines Dränbetons für Bohrpfähle als dränierende Elemente in Verbauwänden

Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Claudia Fierenkothen, Bergische Universität Wuppertal

Matthias Pulsfort, Bergische Universität Wuppertal

Rolf Breitenbücher, Ruhr-Universität Bochum

Zusammenfassung

Für Trogbaugruben im Grundwasser werden häufig überschnittene Bohrpfahlwände als Baugrubenverbau eingesetzt, um die grundwasserführende Schicht abzusperren. Daher sind die Wände dem Wasserdruck als Belastung zusätzlich zum Erddruck ausgesetzt. Um diese zusätzliche Belastung aus dem Grundwasserdruck zu vermeiden, kann es in Böden mit begrenzter Durchlässigkeit sinnvoll sein, Dränagefenster in der überschnittenen Bohrpfahlwand anzuordnen, z. B. durch einzelne Primärpfähle ohne Bewehrungskorb, die mit dränfähigem Beton gefüllt werden, der jedoch dann unterhalb des Grundwasserspiegels eingebaut werden muss. Dieser Beton muss in der Lage sein, den Erddruck über eine horizontale Gewölbewirkung zwischen den bewehrten Sekundärpfählen abzutragen, aber er soll auch eine vertikale Entwässerung zwischen diesen Tragelementen bis zur Sohle der ausgehobenen Baugrube gewährleisten. Im vorliegenden Beitrag werden verschiedene Mischungsentwürfe für den Dränbeton mit speziellen Zusatzmitteln vorgestellt, darüber hinaus erste Erfahrungen mit einer geeigneten Einbautechnik für den Dränbeton aus klein- und großmaßstäblichen Laborversuchen. Es kann gezeigt werden, dass die übliche Einbautechnik mit Kontraktorrohr für diese Art von ungesättigtem Beton ungeeignet ist. Stattdessen hat sich der Einbau mit einer speziellen Art von Schüttkegeln und einem offenen Führungsrohr, das sog. „Schüttkegelverfahren“ als geeignet erwiesen. Ergänzend werden derzeit besondere Versuchstechniken entwickelt, um die Eignung eines speziellen Dränbeton-Mischungsentwurfes beurteilen zu können; damit soll ein Großversuch auf einer Baustelle der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung vorbereitet werden.

1. Einführung

Verbauwände werden häufig als überschnittene Bohrpfahlwände hergestellt, um wasserführende Schichten im Grundwasserbereich gegenüber tiefen Baugruben abzusperren. In Böden mit relativ geringer Wasserdurchlässigkeit darf jedoch ein Wasserstrom zugelassen werden, weil die dann zu pumpende Menge des Grundwassers begrenzt ist und die Reichweite der Absenkung nicht sehr weit greift. Dann entfällt der hydrostatische Wasserdruck auf die Stützwand, so dass ein wirtschaftlicherer Entwurf der Verbauwand möglich ist (s. Abb. 1).

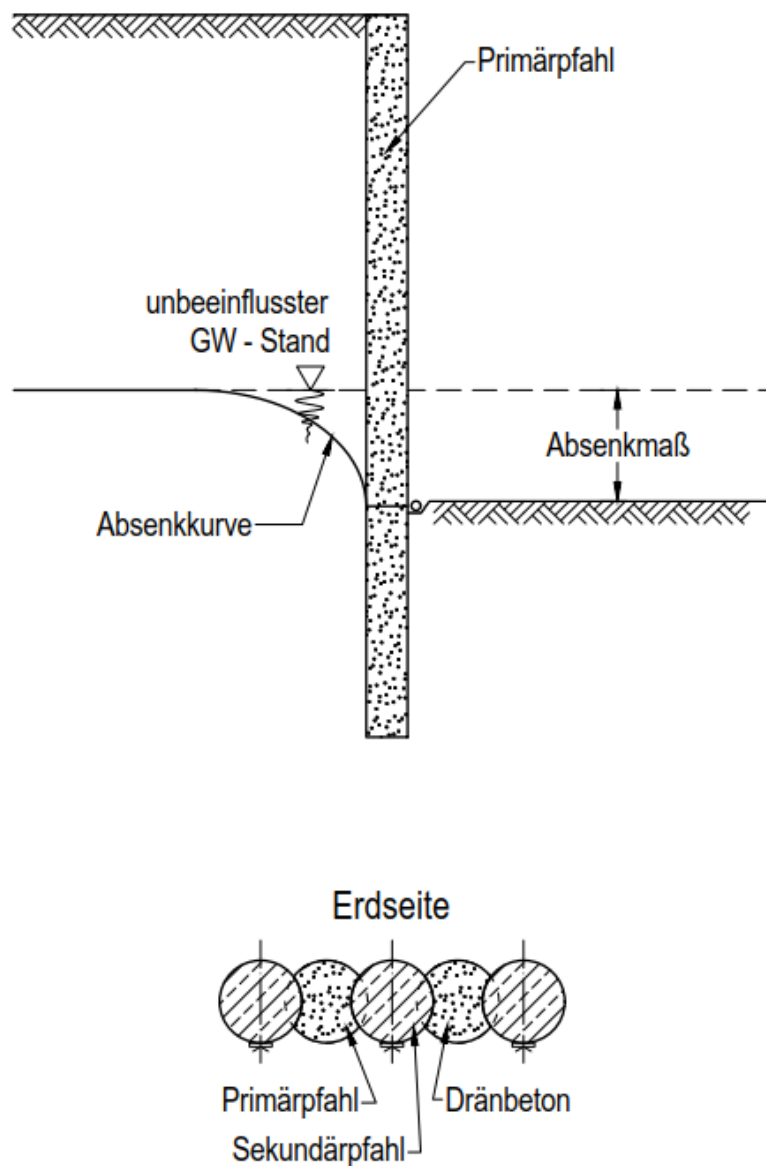


Abbildung 1: Überschnittene Bohrpfahlwand mit durchlässigen Primärpfählen und bewehrten Sekundärpfählen im horizontalen und vertikalen Schnitt



Abbildung 2: Großversuch oberhalb des Grundwasserspiegels mit Primärpfählen aus Dränbeton und Sekundärpfählen aus üblichem zementgesättigten Beton und zugehöriger Bohrkern (entmischter Kies im oberen Bereich, dichter Zementstein im unteren Bereich)

In ungesättigten Böden kann ein Drainagepfahl mit Hilfe von wasserdurchlässigem Einkornbeton erreicht werden, der unter „trockenen Randbedingungen“ im freien Fall bzw. mit Schüttrohr eingebaut wird. Für solche Anwendungen, jedoch auch für den flächigen Einbau, z. B. im Straßenbau, liegen ausreichende Erfahrungen mit dränagefähigem Einkornbeton vor (Neithalath et al., 2010). Für verrohrt hergestellte Bohrpfähle ist der Einbau des Dränbetons unterhalb des Grundwasserspiegels jedoch eine Herausforderung und ein vollständig neuer Ansatz. Ein freier Fall durch anstehendes Wasser stellt ein erhebliches Risiko für Entmischungen des frischen Betons dar, da der Zementleim von den Gesteinskörnern abgewaschen wird, so dass „nackter“ Kies entsteht und der Zement sich an der Sohle des Pfahls als vollkommen wasserdichte Schicht ablagert.

Falls eine erfolgreiche Einbaumethode gefunden wird, kann der Ansatz des Wasserdrucks auf die betreffende Stützwand entfallen. Selbstverständlich muss die Grundwasserströmung im hinter der Verbauwand liegenden Boden im Hinblick auf die dadurch ausgelöste Strömungsmassenkraft und eine damit verbundene Erddruckerhöhung genauso betrachtet werden wie die mögliche Erosionsgefahr an der Grenzschicht zwischen Boden und Dränbeton.

Im vorliegenden Beitrag werden Laboruntersuchungen auf der Suche nach einem geeigneten Mischungsentwurf für den erosionsstabilen Dränbeton beschrieben, der neben der Stabilität gegen Entmischung auch die Anforderungen an einen Dränagepfahl mit ausreichender Tragfähigkeit für eine horizontale Gewölbewirkung zur Erddruckübertragung auf die Sekundärpfähle erfüllt.

2. Wesentliche Untersuchungsziele

Der Einbau von üblichem, mit Zementleim gesättigtem Frischbeton in verrohrten gebohrten Bohrpfählen ist in DIN EN 1536 (2015) bzw. dem neuen EFFC/DFI-Ratgeber (EFFC & DFI, 2016) geregelt. Dränbeton ist jedoch nicht mit Zementleim gesättigt, sondern enthält viele offene, luftgefüllte Poren, so dass der Zementleim von den Körnern abgespült werden kann, wenn der Frischbeton in Kontakt mit Wasser kommt.

Aufgrund seiner steifen Konsistenz ist Dränbeton mit einer sehr enggestuften, steilen Kornverteilungskurve der Gesteinskörnung üblicherweise nicht fließfähig. Daher erscheint ein Einbau unter Wasser im Sinne eines selbstverdichtenden Betons von vornherein nicht möglich. Dies wurde im Vorfeld durch einen Großversuch beim Neubau der Schleuse Minden bestätigt. Dort wurden Primärpfähle \varnothing 88 cm aus Einkornbeton oberhalb des Grundwasserspiegels erfolgreich ausgeführt. Unterhalb des Grundwasserspiegels zeigte sich nach dem Einbau über ein Kontraktorrohr nahezu vollständig ausgewaschener Kies im oberen Teil des Pfahls und dichter Zementstein an der Basis des Primärpfahls (s. Abb. 2).

Daher ist das Hauptziel der vorliegenden Untersuchung, ein Einbauverfahren sowie einen geeigneten Mischungsentwurf für den Dränbeton zu finden, mit denen sich eine solche Entmischung vermeiden lässt. Die gewünschte einaxiale Druckfestigkeit des erhärteten Dränbetons wurde auf 5 MPa festgelegt, um eine ausreichende Festigkeit zum sauberen Überbohren mit dem jeweiligen Sekundärpfahl zu liefern und um die Übertragung des Erddrucks in horizontaler Richtung über Gewölbewirkung auf die benachbarten Sekundärpfähle sicherzustellen.

Im Gegensatz zur Anwendung mit hauptsächlich vertikaler Belastung der Pfähle – wie beispielsweise von Ni (2014) untersucht – ist die erforderliche Betondruckfestigkeit für die horizontale Lastabtragung auf die Sekundärpfähle wegen der geringen Spannweite des zugehörigen Gewölbes zwischen zwei benachbarten Sekundärpfählen vergleichsweise gering. Auf der anderen Seite wurde ein minimal erforderlicher Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 1 \cdot 10^{-4}$ m/s gewählt, um die vertikale Entwässerung durch den Dränagepfahl ohne Rückstau sicherzustellen; das so im Pfahl perkolierende Wasser soll an der Sohle der Ausschachtung über eine Sammelleitung gefasst werden.

Unterwasserbeton ist üblicherweise mit Zement- und Flugascheleim gesättigt, jedoch durch spezielle Zusatzmittel – sogenannte Compounds – stabilisiert. Diese Zusatzmittel werden eingesetzt, um den Frischbeton „zusammenzukleben“ und somit eine feste Verdrängungsfront zwischen dem fließenden Beton und dem Wasser zu erreichen (Drinkgern, 1999; Schäfer et al., 2006; Tennis et al., 2004).

Der Kontakt bzw. die Adhäsion zwischen der Oberfläche der einzelnen Gesteinskörner und dem Zementleim im Dränbeton wurde durch diese Zusatzmittel wesentlich verstärkt. Durch eine daraus resultierende sehr steife Konsistenz und ein fehlendes Potential sich selbst zu verdrängen, ist, wie bereits erwähnt, der Einbau über das Kontraktorverfahren nicht möglich. Eine Einbaumöglichkeit gestaltet sich derart, dass der Beton über eine kurze, kegelförmige Böschung abfließt, während das Schüttrohr langsam oberhalb der Frischbeton-Oberfläche kontinuierlich gezogen wird (s. Abb. 3). Diese Einbaumethode wird im Folgenden als „Schüttkegelverfahren“ bezeichnet.

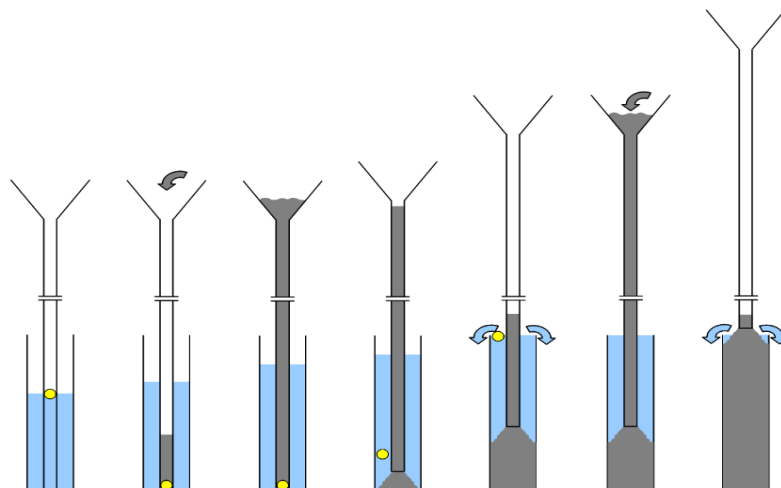


Abbildung 3: Schemazeichnung des Frischbetoneinbaus mit Hilfe des Schüttkegelverfahrens; Darstellung mit einem Ball als Trennmittel

3. Mischungsentwürfe für den Dränbeton

Dränbeton wird üblicherweise aus groben Gesteinskörnern mit 8/16 mm, 8/22 mm oder 8/32 mm hergestellt. Typische Mischungsentwürfe sind in Tabelle 1 angegeben.

In Vorversuchen wurde der Gewichtsverlust des Frischbetons durch das Auswaschen von Zementleim in reinem Wasser quantifiziert. Dabei wurde in Anlehnung an BAW (2008) ein weitmaschiger Korb mit einer Frischbetonprobe befüllt und mehrfach durch eine Wassersäule gezogen (s. Abb. 4); untersucht wurden verschiedene Mischungsentwürfe mit Gesteinskörnungen von 4/8 mm bzw. 5,6/8 mm. Dabei zeigte sich, dass der Gewichtsverlust zwischen 0,5 und 4,0 M.-% – abhängig vom Mischungsentwurf – als nicht signifikant im Hinblick auf die Eignung des Betons beim Einbauprozess unterhalb des Grundwassers angesehen werden kann.

Tabelle 1: Mischungsentwurf für übliche Anwendungen von Einkornbeton im Straßenbau (FGSV, 2013)

	Dränbeton ohne Polymer-Zusatzmittel	Dränbeton mit Polymer-Zusatzmittel
Einaxiale Druckfestigkeit (MN/m ²)	8 – 12	8 – 12
Dränbetondichte (kg/m ³) mit Gesteinskörnung 0/1 oder 0/2 mm	150 – 180	
Gesteinskörnung 8/22 oder 8/32 mm	1500 – 1600	
Zement	32,5 R / 42,5 N	
Zementgehalt (kg/m ³)	150 – 220	
Wasser (l/m ³)	60 – 90	52 – 73
w/z-Wert (äquivalent)	0,35 – 0,40	0,35 – 0,40
Zusatzmittel Polymersuspension (PM) (M.-% v. Z.)	-	1,5 – 3,0
Weitere Zusatzmittel: Verflüssiger (HRWR), zur Herabsetzung der Viskosität (VMA)	nach Bedarf	
Verdichtungsbeiwert (Konsistenz bei Einbau)	1,30 – 1,45 (steif, C1)	

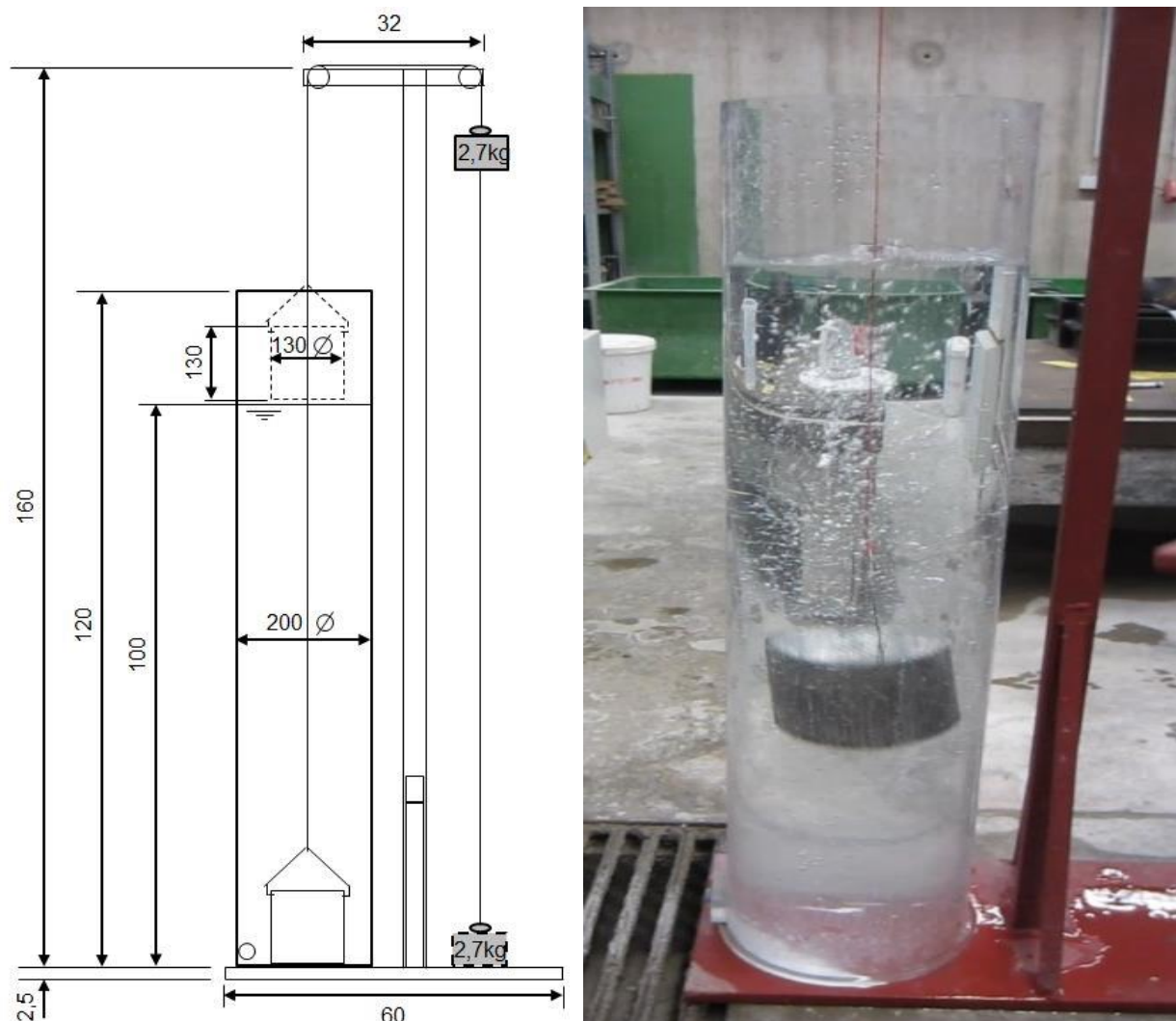


Abbildung 4: Versuchsaufbau zur Bestimmung des Widerstandes gegen Auswaschung (Abmessungen in mm)

In Abhängigkeit von der Erosionsstabilität, der Durchlässigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit des erhärteten Frischbetons ergab sich der optimale Mischungsentwurf zu:

- Korngröße der Gesteinskörner: 8/16 mm
- Zement CEM III/B 42,5 mit 275 kg/m³
- Wasser-/Zementwert: $w/z = 0,38$
- Stabilisierer (Unterwassercompound): 2,5 M.-% v. Z.
- Fließmittel: 1,0 M.-% v. Z.,

womit eine einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtungsalter von 3-4 MPa und eine Wasserdurchlässigkeit von über $k_f = 1,5 \cdot 10^{-2}$ m/s erreicht wird. Die erheblichen Unterschiede zwischen der einaxialen Druckfestigkeit nach 2, 7 bzw. 28 Tagen Erhärtungszeit zeigten, dass der Dränbeton vergleichsweise langsam erhärtet. Eine Steigerung des Zementgehaltes auf 300 kg/m^3 und der Einsatz von 5,6/8 mm Gesteinskörnung führten zu einer höheren einaxialen Druckfestigkeit von 4-7 MPa und einer Wasserdurchlässigkeit von ca. $k_f = 6 \cdot 10^{-3}$ m/s.

Darüber hinaus wurde die Eignung des erhärteten Dränbetons im Hinblick auf die Ausführbarkeit von Kernbohrungen untersucht. In diesen Versuchen wurde der oben beschriebene Mischungsentwurf verwendet; allerdings erhielt die Betonprobe, die unter Wasser in einem Schalrohr mit $\varnothing 500$ mm und einer Höhe von ebenfalls 500 mm eingebaut wurde, eine über eine Stahlplatte aufgebraachte vertikale Auflastspannung. Damit wurde die Vertikalspannung aus einer aufgehenden Frischbetonsäule mit dem damit verbundenen statischen Verdichtungseffekt simuliert.

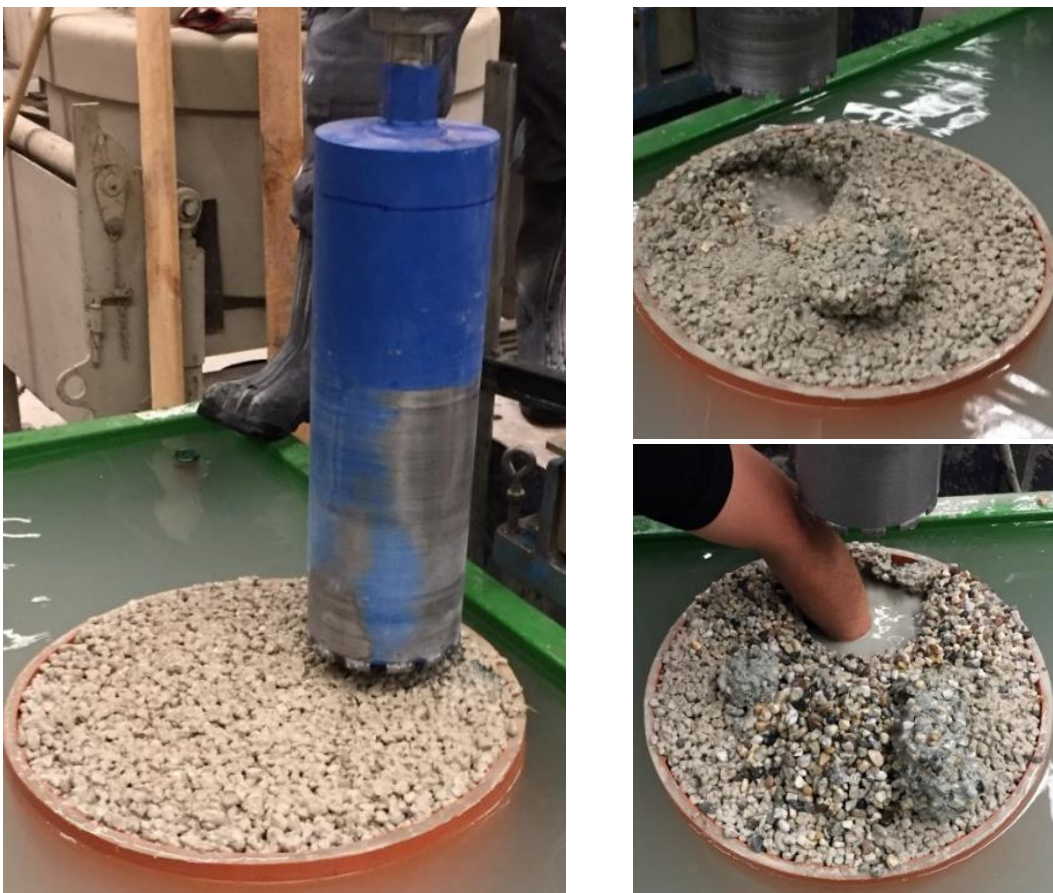


Abbildung 5: Versuch einer Kernbohrung nach 2 Tagen Erhärtungszeit unter Wasser – nicht erfolgreich

Nach einer Erhärtungszeit von 2 Tagen konnten die Proben nicht erfolgreich gekernt werden (s. Abb. 5). Nach 7 Tagen Erhärtungszeit konnte ein sauberer Kern über die gesamte Länge des Stahlrohres von 500 mm gewonnen werden (s. Abb. 6). Nach 28 Tagen stellte das Kernern kein Problem dar.

Die Eigenschaften des Dränbetons, die an diesen Kernen nach 7 bzw. 28 Tagen Erhärtungsalter ermittelt wurden, sind in Tabelle 2 dargestellt.

Tabelle 2: Ergebnisse an Bohrkernen mit dem optimierten Mischungsentwurf (Herten et al., 2017)

Erhärtungsalter	Einaxiale Druckfestigkeit	Wasserdurchlässigkeit
7 Tage	3,97 MPa	$6,4 \cdot 10^{-3}$ m/s
28 Tage	6,90 MPa	$6,4 \cdot 10^{-3}$ m/s



Abbildung 6: Erfolgreiche Kernbohrung nach 7 Tagen Erhärtungszeit unter Wasser

Im Ergebnis kann eine ausreichende Kernbarkeit zur Herstellung der Sekundärpfähle in einer überschnittenen Bohrfahlwand für den Dränbeton nach mind. 7 Tagen Erhärtungszeit des Primärpfahls erwartet werden, wenn der beschriebene Mischungsentwurf verwendet wird. Die gewünschten Werte der einaxialen Druckfestigkeit von über 5 MPa können für den erhärteten Beton genauso erreicht werden, wie die notwendige Durchlässigkeit von $k_f > 1 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Im Hinblick auf die Verarbeitbarkeit bzw. Einbaubarkeit über ein Schüttrohr zeigten die Untersuchungen, dass sich das Ausbreitmaß zur Beurteilung der Verarbeitbarkeit des Frischbetons im Einbauvorgang als nicht aussagekräftig erwies.

4. Modellversuche hinsichtlich des Einbauvorgangs

In kleinmaßstäblichen Modellversuchen mit Rohren von 250 – 300 mm Durchmesser und 1,0 m Länge wurde die Einbautechnik ober- und unterhalb des Grundwasserspiegels untersucht. Der Durchmesser des Schüttrohrs wurde dazu mit 70 mm bzw. 100 mm variiert, was einen geometrischen Modellmaßstab von ca. 1:5 bis etwa 1:2,5 entspricht.

Der Dränbeton des jeweiligen Mischungsentwurfs wurde dabei in ein Kunststoff-Schalrohr eingebaut, das vertikal in ein wassergefülltes Becken eingestellt war, wobei das Schüttrohr zentrisch angeordnet wurde. In diesen Laborversuchen wurden die nachfolgend genannten Parameter variiert:

- Korngröße der Gesteinskörnung: 4/8 mm, 5,6/8 mm, 8/16 mm
- Mischungsentwurf wie oben dargestellt
- Einbautechnik: freier Fall, mit Rohr- und Kegelschüttung, mit und ohne Gummiballventil
- Randbedingungen des Einbaus: Trocken bzw. unter Wasser
- Durchmesser des Schüttrohrs: 70 mm bzw. 100 mm
- Durchmesser des umgebenden Schalrohrs: 250 mm, 300 mm, 1000 mm




Zum Vergleich sind in Tabelle 3 einige Beispiele der Versuchsergebnisse dargestellt. Man erkennt, dass das Einbauverfahren „im freien Fall“ unter Wasser zu einem beträchtlichen Verlust von Zementleim im Fall mit einer dichten, zementierten Sohle von ungefähr 8 cm Höhe (d.h. 8 % der Gesamtpfahllänge) führt, wohingegen das Schüttkegelverfahren eine solche Entmischung nahezu vollständig vermeidet (s. mittlere Spalte in Tabelle 3). Offensichtlich ist der Grund dafür die Bewegung des frischen Dränbetons durch das Wasser, wie an dem trocken betonierten Modellpfahl in der rechten Spalte in Tabelle 3 zu erkennen ist.

Tabelle 3: Erhärtete Modellpfähle mit unterschiedlichen Einbau-Randbedingungen

Einbau unter Wasser	Einbau unter Wasser	Einbau trocken
Freier Fall	Schüttkegelverfahren mit Gummiball	Langsamer Anstieg des Wasserspiegels unmittelbar nach Einbau im Trockenen
 <p data-bbox="261 1144 504 1167">Zementleim ausgewaschen!</p>		

Variiert wurden auch die Zusatzmittel (Fließmittel und Unterwasser-Compound) verschiedener Hersteller. Das Zusatzmittel des Herstellers A führt zu einer völlig vernachlässigenden Entmischung von ungefähr 1 cm Zementablagerung an der Basis des Versuchspfahls (s. Tabelle 4, linke Spalte), wohingegen das Produkt des Herstellers B in derselben Konzentration zu einer Zementablagerung von 15 cm bzw. 15 % der gesamten Pfahllänge führen kann, wie es in Tabelle 4, rechte Spalte zu erkennen ist.

Tabelle 4: Erhärtete Modellpfähle mit unterschiedlichen Einbau-Randbedingungen und verschiedenen Fließmittel-Produkten, Einbau durchweg mit Schüttkegelverfahren

Fließmittel A mit Gummiball	Fließmittel A ohne Gummiball	Fließmittel B ohne Gummiball
		
<p>Korndurchmesser 8/16 mm, Zementgehalt 275 kg/m³, Wassergehalt 111 kg/m³, Dichte 1550 kg/m³</p>		
<p>Zusatzmittel: Fließmittel 1,0%, Unterwasser-Compound 2,5% des Zementgehaltes</p>		

5. Zusammenfassung und Ausblick

Die kleinmaßstäblichen Modellversuche, über die vorliegend berichtet wird, haben einen gut geeignet erscheinenden Mischungsentwurf für den Dränbeton ergeben, der unterhalb des Grundwasserspiegels in einem Pfahl eingebaut werden soll. Die Einbautechnik wird von dem üblichen Kontraktorverfahren abweichen müssen, da die Öffnung des Schüttrohrs nicht in den Schüttbody eingetaucht gehalten werden kann. Stattdessen muss das Schüttrohr kontinuierlich gezogen werden, während der Frischbeton über einen Schüttkegel an der unteren Öffnung auf dem vorher eingebauten Beton ausläuft. Der Einsatz eines trennenden Ball-Ventils am Anfang der Schüttung ist unbedingt zu empfehlen.

Infolge des starken Einflusses der Zusatzmittel von unterschiedlichen Herstellern ist es notwendig, das Einbauverhalten des Dränbetons mit einem vorgesehenen Mischungsentwurf im Einzelnen zu untersuchen, zumindest in einer Art von Einbauversuch wie in

diesem Beitrag beschrieben. Die üblichen Untersuchungsmethoden für Frischbeton wie Setzmaß oder Fließsetzmaß haben sich als nicht maßgebend zur Beurteilung erwiesen, ob ein Mischungsentwurf für diese Einbautechnik geeignet ist oder nicht. Deshalb müssen alternative Prüfmethoden entwickelt werden, um die Eignung von Einkornbeton zum Einbau als Dränbeton unter Wasser im Prototyp-Maßstab zu kontrollieren, z.B. in Anlehnung an den sog. L-Box-Tests, wie er in EFFC & DFI (2016) beschrieben ist.

Literatur

Drinkgern, G. (1999), 'Dränbeton'. Schriftenreihe Spezialbetone, Vol. Band 2, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf

Herten, M., Pulsfort, M., Fierenkothen, C., Breitenbücher, R. (2017), 'Use of porous concrete in secant pile walls', Proceedings Deep Foundation Technologies for Infrastructure, Madras/India

Neithalath, N., Sumanasooriya, M., Omkar, D. (2010), 'Characterizing pore volume, sizes, and connectivity in pervious concretes for permeability prediction', Materials characterization, Vol. 61, Issue 8, pp 802 – 813

Ni, L. (2014), 'Pervious Concrete Piles – Development and investigation of an Innovative Ground Improvement System'. Thesis and Dissertations, Lehigh University, Paper 1572

Schäfer, V., Wang, K. et al. (2006), 'Mix Design Development for Pervious Concrete in Cold Weather Climates – Final report', Iowa State University

Tennis, P., Leming, M.L., Arcas, D.J. (2004), 'Pervious Concrete Pavements', Portland Cement Association

BAW (2008), 'BAW Richtlinie für die Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von wasserbausteinen an Wasserstraßen', Bundesanstalt für Wasserbau

EFFC & DFI (2016), 'EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations', Ed. Joint European, Federation of Foundation Contractors / Deep Foundations Institute, 1. Auflage

FGSV-Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2013), 'Merkblatt für Dränbeton-Tragschichten (M DPT)', FGSV-Verlag GmbH, Köln

Prognose des Ausbreitverhaltens von Frischbeton in Bohrpfählen mit numerischen Methoden

Claudia Fierenkothen, Bergische Universität Wuppertal

Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH, Bochum

Matthias Pulsfort, Bergische Universität Wuppertal

Zusammenfassung

Die Ausführung von Bohrpfählen kann im Hinblick auf den Einbau des Frischbetons Schwierigkeiten bereiten. Insbesondere eine ungenügende Betonüberdeckung der Bewehrung und Einschlüsse von Boden sind häufig anzutreffende Mängel. Bisher geht man davon aus, dass der Hauptgrund dafür ein nicht ausreichender Frischbetonfluss ist, der wesentlich von der Verarbeitbarkeit des Frischbetons abhängt. Um die physikalischen Fließvorgänge des Frischbetons innerhalb der Pfahlbohrung und deren Einflussfaktoren grundsätzlich zu verstehen, wird vorliegend die Methode der numerischen Simulation der Frischbetonströme auf diesen Fall angewendet. In Voruntersuchungen konnte gezeigt werden, dass die numerische Simulation von Frischbeton-Standardprüfmethoden wie z. B. des Setzfließmaßversuches zufriedenstellende Ergebnisse im Vergleich zu den an üblichen Bohrpfahlbetonen ermittelten Labormessergebnissen liefert. Nach einer erfolgreichen Validierung des Codes an Versuchen im Modellmaßstab wird in diesem Beitrag die Übertragbarkeit der Methode auf die Großausführung beschrieben. Dies geschieht mit der numerischen Nachbildung von im Großversuch hergestellten Probebohrpfählen. Dabei erweist sich die Methode der CFD-Simulation als nützlich und praxistauglich, um Strömungsprozesse von Frischbeton in Bohrpfählen oder auch anderen Ort betonbauteilen des Spezialtiefbaus wie Schlitzwänden oder Düsenstrahlsäulen abzubilden und zu prognostizieren. Damit sind die Grundlagen für eine effiziente Untersuchungsmethode hinsichtlich der Einflussfaktoren auf den Frischbetonfluss gegeben, um die Ursachen für eine nicht ausreichende Verteilung des Frischbetons im Pfahlquerschnitt und daraus resultierender Mängel zu untersuchen.

1. Einführung und Problemstellung

Bohrpfähle müssen im Kontraktorverfahren betoniert werden, wenn im Bohrloch eine Flüssigkeit (Grundwasser oder Stützflüssigkeit) ansteht. Um dabei eine Entmischung des Betons bzw. eine Vermischung mit der anstehenden Flüssigkeit zu vermeiden, muss das

Kontraktorrohr stets in den zuvor bereits eingebauten Beton eingebunden sein. Nach der idealen Vorstellung findet somit während des Betonierprozesses eine gänzlich vertikale Verdrängung der Flüssigkeit und somit eine vollständige Ausfüllung des Pfahlhohlraumes mit Frischbeton statt. Das Resultat ist ein Bohrpfahl, der über seine gesamte Länge keinerlei Einbußen in der Betonintegrität aufweist.

Nachträglich freigelegte Bohrpfähle zeigen vielerorts jedoch ein anderes Bild. Zu den häufig auftretenden Mängeln zählen u. a. Fehlstellen im Pfahlmantelbereich, vollkommen freiliegende Bewehrung (Abb. 1) sowie Einschlüsse von Fremdmaterial wie Boden oder Stützflüssigkeit. Solche Mängel an den ausgehärteten und freigelegten Bohrpfählen sind nur dadurch erklärbar, dass im Pfahlhohlraum eine vollständige Verteilung des im Kontraktorverfahren eingebrachten Frischbetons nicht stattgefunden hat. Die Ursache ist in den von den Erwartungen abweichenden Strömungsvorgängen des Frischbetons zu suchen.



Abbildung 1: Unzureichende Betonüberdeckung bei einem stark bewehrten Bohrpfahl

Die in der Literatur verfügbaren Untersuchungen zum Frischbetonfluss in Bohrpfählen beschränken sich derzeit auf die visuelle Auswertung von nachträglich freigelegten und durch Längs- und Querschnitte geöffneten Probepfählen, wie u. a. in Schindler & Brown (2002) und Böhle & Pulsfort (2013). Nachteil dieser Untersuchungsmethodik ist, dass sie zum einen sehr kosten- und zeitintensiv ist und zum anderen eine Analyse erst nach vollständiger Betonage und Aushärtung stattfinden kann. Das Resultat ist demnach nur eine Momentaufnahme am Ende des Betonierprozesses. Aussagen über die tatsächlich stattfindenden physikalischen Fließprozesse während der Betonage lassen sich daraus nur schwer ableiten.

Ziel der vorliegend beschriebenen Untersuchungen ist es daher, die physikalischen Strömungsvorgänge in Bohrpfählen grundlegend zu beschreiben und diese für praxisrelevante Anwendungen prognostizieren zu können. Dafür soll die Methode der numerischen Simulation zur Abbildung der Fließprozesse von Frischbeton auf diesen Anwen-

dungsfall der Geotechnik adaptiert werden. Die bisher vorliegenden einschlägigen Forschungsarbeiten zum Fließverhalten von Betonen beziehen sich größtenteils auf selbstverdichtende, gering viskose Betone und deren Ausbreitung in bewehrten Schalungselementen aus dem Bereich des Hochbaus.

Im Rahmen dieser Arbeit wird zur numerischen Simulation von Frischbeton die Methode der Numerischen Strömungsmechanik (abgekürzt CFD) angewendet. Ein Nachteil dieser Methode liegt darin, dass mit einer kontinuumsmechanischen Betrachtung der Strömungsvorgänge der Frischbeton als ein homogenes Fluid abgebildet wird und Sedimentationsprozesse oder ein Blockieren der Gesteinskörnung nicht dargestellt werden können. Aber der entscheidende Vorteil ist die im Vergleich zu Partikel-basierten Methoden eine wesentlich geringere Rechenzeit. Dieser Vorteil ist insbesondere bei praxisrelevanten, ingenieurtechnischen Fragestellungen mit großen Berechnungsnetzen von Bedeutung.

2. Numerische Simulation der Frischbetonausbreitung

Zur numerischen Simulation des Frischbetons wird vorliegend die frei verfügbare CFD-Software OpenFOAM (*Open Source Field Operation And Manipulation*) eingesetzt. OpenFOAM ist eine C++-Bibliothek, die eine Vielzahl an numerischen Lösungsalgorithmen zur Verfügung stellt. In dieser Arbeit kommen ausschließlich Gleichungslöser zur Anwendung, die auf der Finite-Volumen-Methode beruhen.

2.1 Rheologisches Modell des Frischbetons

Grundlegend für die Abbildung der physikalischen Fließvorgänge ist die Wahl eines rheologischen Stoffmodells für den Frischbeton, das den mathematischen Zusammenhang der wesentlichen rheologischen Kenngrößen eines Fluides beschreibt. Das für Frischbeton gängigste rheologische Modell ist das Modell nach Bingham. OpenFOAM bietet für inkompressible Flüssigkeiten verschiedene Stoff- und Transportmodelle an, u. a. das sog. Herschel-Bulkley-Modell. Dieses Modell schließt das Bingham-Modell mit ein, indem der Exponent n in Gleichung (1) zu 1,0 gesetzt wird.

$$\tau = \tau_0 + \eta \cdot \dot{\gamma}^n \quad (1)$$

Dabei ist

τ	= Schubspannung	[Pa]
τ_0	= Fließgrenze	[Pa];
η	= Viskosität	[Pa·s];

$\dot{\gamma}$	= Schergeschwindigkeitsgefälle	[1/s];
n	= Potenz zur Beschreibung einer Scherverflüssigung ($n < 1$), Scherverfestigung ($n > 1$) oder eines Bingham-Verhaltens ($n = 1$)	[-]

In OpenFOAM sind die erforderlichen Materialparameter (Fließgrenze (Pa) und Viskosität η (Pa·s)) als kinematische Größen anzugeben und werden daher auf die Dichte des Fluides (hier: Frischbeton mit $\rho = 2.300 \text{ kg/m}^3$) bezogen.

2.2 Kalibrierung der Bingham-Modellparameter für Frischbeton

Die Bestimmung der Bingham-Modellparameter *Fließgrenze* und *Viskosität* für unterschiedliche Frischbetone erfolgt durch den Vergleich von aus Laborversuchen abgeleiteten Ergebnissen zur Frischbetonausbreitung mit der numerischen Modellierung der zugehörigen Versuchsbedingungen mithilfe von OpenFOAM.

2.2.1 Laborversuche zur Frischbetonausbreitung

Das Setzfließmaß nach DIN EN 12350-2 (s.a. EFFC & DFI, 2016) eignet sich zur Beurteilung der Fließfähigkeit von Frischbeton in Pfählen ohne Einsatz von Verdichtungsenergie besser als das in Deutschland weiter verbreitete Ausbreitmaß nach DIN EN 12350-5, bei dem der Beton nicht nur aus Eigengewicht fließt, sondern durch Schlagenergie verflüssigt wird. Die Laborversuche zur Frischbetonausbreitung werden an dem weiterentwickelten modifizierten Setzfließmaß-Versuchsstand durchgeführt, der in (Fierenkothen & Pulsfort, 2017) beschrieben ist. Das Ziel dieses Versuches ist, die Form des sich setzenden Frischbeton-Kegelstumpfes beim Ziehen der Konusform als Funktion der Zeit zu beschreiben. Die dafür wesentlichen, über die Zeit veränderlichen Kenngrößen sind die Höhe des sich setzenden Frischbetonkegelstumpfes und dessen Basis-Durchmesser. Für eine digitale Auswertung der Daten wird die Veränderung der Höhe über ein Laser-Distanzmessgerät mit einer Aufzeichnungsrate von 50 Hz aufgezeichnet. Die zeitliche Veränderung des Durchmessers wird über Fotoaufnahmen mit einer Aufnahmefrequenz von ca. 10 Hz ermittelt und anschließend mittels digitaler Bildanalyse ausgewertet. Hinsichtlich des Ausbreitverhaltens wurden diverse übliche Bohrpfahlbetone mit einem Größtkorn von 16 mm mit unterschiedlicher Konsistenz und in verschiedenen Erhärtungsaltern nach Zugabe des Anmachwassers untersucht, um auch Rückschlüsse auf die zeitabhängige Veränderung der Fließ Eigenschaften mit zunehmenden Betonalter schließen zu können.

2.2.2 Numerische Modellierung des modifizierten Setzfließmaß-Versuches

Die Modellierung des Setzfließmaßversuches erfolgt unter Ausnutzung der Rotations-symmetrie. Ein Keilausschnitt mit rotationssymmetrischen Randbedingungen entspre-

chend den geometrischen Abmessungen des Versuchskonus nach DIN EN 12350-2 bildet den Versuchsmaßstab 1:1 ab. Das Ziehen der Konusform wird numerisch mit derselben Geschwindigkeit modelliert wie im physikalischen Setzfließmaß-Versuchsstand. Zur Verifikation der Ergebnisse wurden an dem numerischen Modell sowohl Zeitschritt- als auch Netzverfeinerungsstudien durchgeführt. Die Auswertung der Simulationsdaten liefert als Ergebnis entsprechend den physikalischen Laborversuchen die zeitabhängigen Kenngrößen *Höhe* und *Durchmesser* des sich setzenden Kegelstumpfes (vgl. Abb. 2).

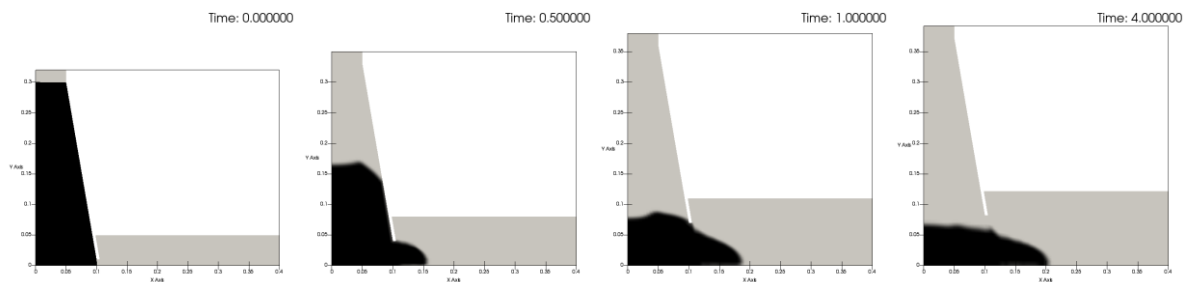


Abbildung 2: Numerisches Modell des Setzfließmaßversuches mit Ziehen des Prüfzylinders zu den Simulationszeitpunkten 0, 0.5, 1 und 4 Sekunden für ein Fluid mit dem Parametersatz ($\rho = 2.300 \text{ kg/m}^3$; $\tau_0 = 200 \text{ Pa}$; $\eta = 50 \text{ Pa} \cdot \text{s}$)

Mit diesem Modell wurde eine Vielzahl an Berechnungen mit unterschiedlichen Parametersätzen für die Fließgrenze und die Viskosität durchgeführt.

2.2.3 Bestimmung der rheologischen Parameter für Frischbeton

Die Zuordnung der rheologischen Parameter für einen Mischungsentwurf erfolgt durch Vergleich der anhand der Laborversuche gemessenen zeitabhängigen Funktionen für Höhe und Durchmesser mit den Daten der numerischen Berechnung. Derjenige Parametersatz, der die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen Laborwerten und den errechneten Werten aufweist, wird dem Mischungsentwurf zugeordnet. Abb. 3 zeigt beispielhaft eine Auswertung der im Setzfließmaßversuch nach Kapitel 2.2.1 ermittelten Höhe (rechts) des sich setzenden Frischbetonkegelstumpfes und dessen Durchmessers (links) für einen Mischungsentwurf, der einem üblichen Bohrpfahlbeton entspricht. Diesem Mischungsentwurf konnte über das o.g. Verfahren die folgenden Bingham-Parameter zugeordnet werden: $\tau_0 = 200 \text{ Pa}$ und $\eta = 50 \text{ Pa} \cdot \text{s}$. Die entsprechenden Simulationsergebnisse sind ebenfalls in Abbildung dargestellt.

Daran zeigt sich, dass nicht nur das Setzfließmaß als Endergebnis zufriedenstellend abgebildet werden kann, sondern auch der zeitliche Verlauf der Ergebnisse eine gute Übereinstimmung zwischen dem physikalischen und dem numerischen Modell liefert. Die gewählte numerische Methode bildet demnach die vorherrschenden physikalischen Fließvorgänge des Setzfließmaßversuches mit Ziehen des Konus hinreichend genau ab.

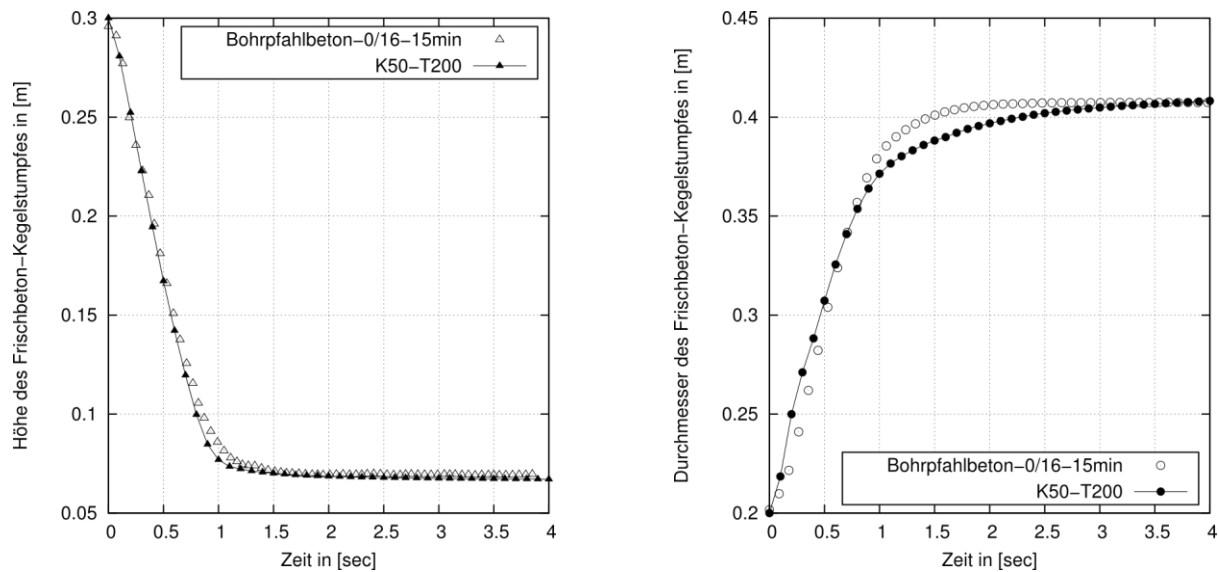


Abbildung 3: Darstellung des zeitlich veränderlichen Durchmessers (links) und Höhe (rechts) eines sich setzenden Frischbetonkegelstumpfes aus dem Setzfließmaßlaborversuch und der zugehörigen numerischen Berechnung mit dem Parametersatz ($\rho = 2.300 \text{ kg/m}^3$; $\tau_0 = 200 \text{ Pa}$; $\eta = 50 \text{ Pa} \cdot \text{s}$)

2.3 Validierung des numerischen Codes

Vor der Anwendung eines numerischen Codes auf die zu untersuchende Fragestellung ist durch einen Validierungsprozess nachzuweisen, dass das gewählte numerische Modell in der Lage ist, hinreichend genau die realen, physikalischen Strömungen abzubilden. Daher ist auch vor der numerischen Modellierung des Ausbreitverhaltens von Frischbeton in Bohrpfählen zu prüfen, ob der in dieser Arbeit verwendete CFD-Code für diese Anwendung geeignet ist und Strömungen von Frischbetonen korrekt abbilden kann. Die Validierung erfolgt in der Regel über einen Vergleich von numerischen Ergebnissen mit an physikalischen Experimenten ermittelten Daten. Dafür ist wesentlich, dass das physikalische und das numerische Modell im Hinblick auf die Randbedingungen übereinstimmen. Da die Durchführung und Planung von physikalischen Experimenten stets kosten- und zeitintensiv sind, sollte das Strömungsproblem so stark wie möglich vereinfacht werden - ohne aber eine Reduktion der potentiellen Einflussgrößen vorzunehmen. Die Validierung des Codes im Rahmen dieser Arbeit erfolgte an einer Strömungsbox wurde im geometrischen Modellmaßstab von 1:4 (bezogen auf einen Pfahldurchmesser von 1,20 m). Eine vollständige Skalierung des Betons hinsichtlich seiner physikalischen Eigenschaften auf diesen Modellmaßstab zur Erfüllung der absoluten Ähnlichkeit zwischen dem Prototyp- und Modellmaßstab lässt sich nicht realisieren. Jedoch wurde der Mischungsentwurf auf ein Größtkorn von 8 mm angepasst. Das numerische Modell bildet diese Strömungsbox im Modellmaßstab 1:1 ab.

Die Zuordnung der Bingham-Modellparameter für die verwendeten Betone erfolgte nach dem in Kapitel 2.2 beschriebenen Vorgehen. Eine detaillierte Beschreibung der Strömungsbox und deren Auswertung sind jedoch nicht Bestandteil dieses Beitrages. Zusammenfassend zeigt die Auswertung der numerischen Berechnungen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den vergleichbaren physikalischen Versuchen in der Strömungsbox, sodass die hier beschriebene Simulationsmethode sich als validiert erwiesen hat. Mit dem gewählten CFD-Code werden die Frischbetonströme des verwendeten Mischungsentwurfes mit Gesteinskörnung 0/8 mm hinreichend genau modelliert. Durch die fehlende vollständige Ähnlichkeit zwischen Prototyp- und Modellmaßstab können allerdings Maßstabeffekte entstehen. Aus diesem Grund ist ein Nachweis zu erbringen, dass die numerische Methode auch die Strömungen von Frischbetonen im Maßstab der Großausführung hinreichend genau abbilden kann. Dieser Nachweis der Übertragbarkeit wird anhand der großmaßstäblichen Probebohrpfähle nach Böhle & Pulsfort (2014) geführt.

3. Großversuche zur Untersuchung des Frischbetonflusses in Bohrpfählen

3.1 Versuchskonzept

Das Versuchsprogramm nach Böhle & Pulsfort (2014) umfasste insgesamt vier Probebohrpfähle mit einem Durchmesser von $D = 1,20$ m und einer Länge von $L = 8,0$ m in Berliner Sand. Zwei Pfähle wurden verrohrt und zwei weitere unter Flüssigkeitsstützung hergestellt, jeweils einmal bewehrt und einmal unbewehrt. Für die Probebohrpfähle mit Bewehrung wurden Körbe mit folgenden Parametern verwendet: Längsbewehrung $20 \varnothing 16.0$ mm, gleichmäßig über den Umfang verteilt, Wendelbewehrung $\varnothing 10$ mm mit einer Steigung von 20.0 cm, Betondeckung $c_{nom} = 75$ mm. Nach Einbau der Bewehrungskörbe wurden die Pfähle im Kontraktorverfahren betoniert. Die Betonage der Pfähle erfolgte jeweils mit fünf unterschiedlich gefärbten Betonchargen zu je 2 m^2 . Als Mischungsentwurf wurde ein Bohrpfahlbeton der Konsistenzklasse F5 nach DIN EN 206 der Festigkeitsklasse C25/30 mit einem Größtkörn von 16 mm verwendet. Die Einfärbung des Frischbetons erfolgte auf der Baustelle durch Hinzufügen von Betonfarbpigmenten in den Transportmischer; die unterschiedlich gefärbten Frischbetonchargen wurden nacheinander eingebaut. Nach dem Erhärten wurden die Probebohrpfähle vollständig geborgen und anschließend zur Auswertung im Seilsägeverfahren längs und quer zur Pfahlachse geschnitten.

Im Folgenden wird ausschließlich auf die unter Flüssigkeitsstützung hergestellten Probebohrpfähle eingegangen, weil die Bentonitsuspension eine Versiegelung der Bohrloch-

wandung bewirkt, indem sie einen inneren bzw. äußeren Filterkuchen gegenüber dem anstehenden Boden bildet. Ein mögliches Abfiltrern von überschüssigem Anmachwasser des Frischbetons in das Porensystem des angrenzenden Bodens wird dadurch minimiert. Eine solche Versiegelung entspricht sowohl in den physikalischen als auch den numerischen Modellen der Randbedingung einer undurchlässigen Mantelfläche am Pfahlschaft. Das Abfiltrieren von Überschusswasser, wie es bei einem verrohrt hergestellten Bohrpfahl beim Ziehen der Verrohrung – je nach Durchlässigkeit des umgebenden Bodens - auftreten kann, wird vorliegend nicht betrachtet.

3.2 Versuchsdurchführung des suspensionsgestützt hergestellten Probepfahls mit Bewehrung

Der Betoniervorgang des suspensionsgestützten Probepfahls mit Bewehrung erfolgte in fünf unterschiedlich eingefärbten Betonchargen zu je 2 m^3 über einen Zeitraum von 47 min. Die Chargen wurden in der Reihenfolge braun, grau (ohne Farbpigmente), rot, gelb und schwarz eingebaut. Die Unterkante des Schüttrohrs befand sich während des Einbaus der ersten vier Chargen auf einer Höhe von ca. 0.50 m ab Pfahlsohle. Nach Einbringung der gelben Charge wurde das Schüttrohr um 1.30 m gezogen und abschließend die schwarze Charge eingefüllt. Vor dem jeweiligen Einbau der Betone wurde die Frischbetonkonsistenz über den Ausbreitmaßversuch nach DIN EN 12350-5 bestimmt.

Tabelle 1: Betoniervorgang des suspensionsgestützten, bewehrten Probepfahls

Zeit	Vorgang	Dauer	Menge	Ausbreitmaß
00:00	Einbau Betoncharge BRAUN	5 min	2 m^3	a = 52 cm
00:05	Betonierpause	3 min	-	
00:08	Einbau Betoncharge GRAU	3 min	2 m^3	a = 56 cm
00:11	Betonierpause	8 min	-	
00:19	Einbau Betoncharge ROT	2 min	2 m^3	a = 57 cm
00:21	Betonierpause	9 min	-	
00:30	Einbau Betoncharge GELB	4 min	2 m^3	a = 57 cm
00:34	Betonierpause	7 min	-	
00:41	Einbau Betoncharge SCHWARZ	6 min	2 m^3	a = 52 cm

Tabelle 1 stellt die zeitliche Abfolge des Betoniervorganges des suspensionsgestützten Probepfahls dar. Zusätzlich beinhaltet die Tabelle Angaben zu Betonierdauer, Betonmenge und dem ermittelten Ausbreitmaß der jeweiligen Charge. Wie bereits erläutert, wurde der Pfahl nach Erhärtung vollständig geborgen und in Längs- und Querrichtung zur Pfahlachse geschnitten. Im Anschluss erfolgte eine visuelle Untersuchung der geschnittenen Bohrpfahlhälften. Anhand der farbigen Teilflächen konnte die Lage der ein-

zelenen Chargen identifiziert werden, sodass Rückschlüsse auf das Fließmuster des Frischbetons gezogen werden konnten. Die Abweichung der Ausbreitmaße von dem nach DIN EN 206, Anhang D definierten Zielwert begründet sich in dem konsistenzsteigernden Einfluss der Farbpigmente, die auch einen Teil des Anmachwassers binden.

3.3 Ergebnisse der Großversuche

Abb. 4 zeigt ein Foto und eine schematische Skizze des mittels Seilsäge hergestellten Längsschnittes durch den unteren Abschnitt sowie eine Skizze des gesamten unter Flüssigkeitsstützung hergestellten Probepfahls mit Bewehrungskorb. Die Auswertung der Querschnitte zeigt, dass der Frischbeton sich aus der ursprünglichen Lage der Kontraktorrohr-Unterkante heraus hauptsächlich radial ausgebreitet hat, sodass sich eine schalenartige Struktur eingestellt. Die erste Charge (*braun*) ist von der nachfolgenden (*grau*) verdrängt und horizontal durch den Bewehrungskorb nach außen gedrückt worden. Der im Weiteren eingebaute *rote* Beton ist durch den *gelb* eingefärbten Beton weitestgehend nach oben verdrängt worden. In Böhle & Pulsfort (2014) wurde daraus geschlossen, dass die Füllung des Bereiches der Betondeckung erst relativ weit oben in der ansteigenden Betonsäule und überwiegend in horizontaler Richtung stattfindet.

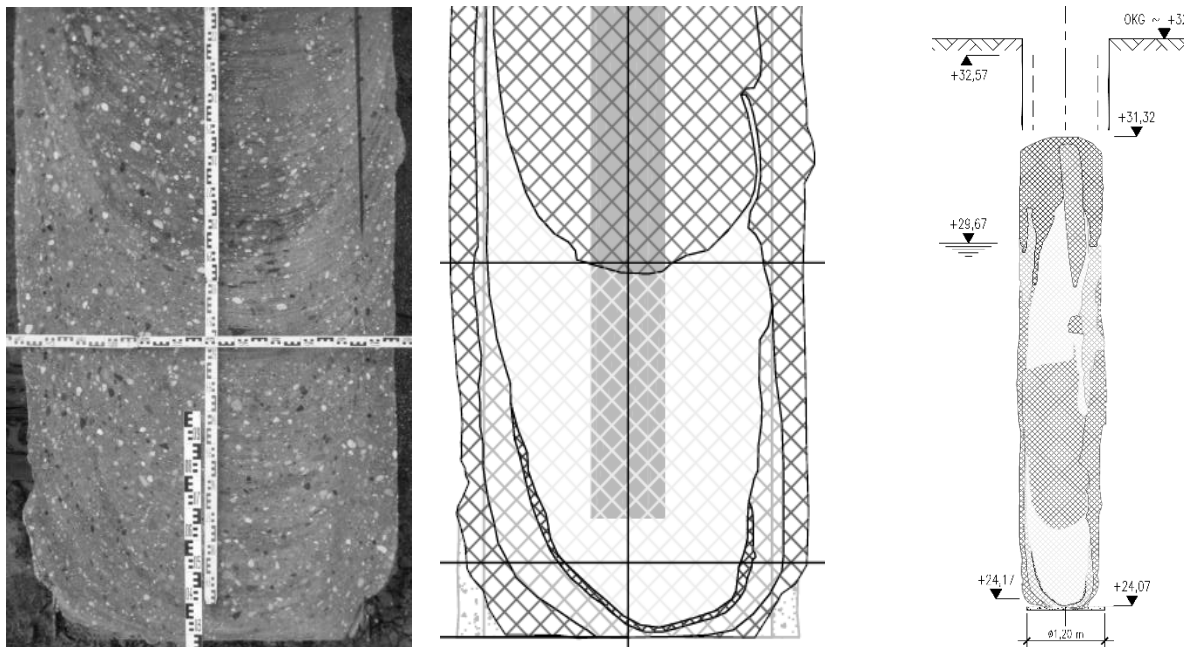


Abbildung 4: Suspensionsgestützt hergestellter Probepfahl mit Bewehrungskorb; links & Mitte: Foto mit Skizze des Längsschnittes im Bereich des Pfahlfußes; rechts: Skizze des Längsschnittes des gesamten Pfahls

Im Ergebnis hat sich der Frischbeton in konzentrischen Schalen um die Austrittsöffnung des Kontraktorrohres gelegt. Ein kolbenartiges Aufsteigen des Betons über den ganzen Pfahlquerschnitt zeigt sich nicht, sondern vielmehr ein vertikales Aufsteigen nur innerhalb des Bewehrungskorbes.

4. Numerische Berechnungen

4.1 Numerisches Modell

Die numerische Modellierung erfolgt, wie beschrieben, mit der CFD-Software OpenFOAM. Zur Reduzierung der Anzahl der zu berechnenden Volumenelemente wird nur ein Keilausschnitt der abzubildenden Pfahlgeometrie modelliert. Der Winkel des Keils ergibt sich aus der Anzahl der Längsbewehrungsstäbe, die gleichmäßig über den Umfang verteilt sind, zu 18° . Zur Konvergenzprüfung wurden an diesem numerischen Modell sowohl Zeitschritt- als auch Netzverfeinerungsstudien durchgeführt. Die numerischen Randbedingungen für das Modell wurden sowohl in physikalischen als auch numerischen Voruntersuchungen kalibriert. An der Pfahloberkante wird eine sog. *outlet*-Randbedingung gewählt, die die atmosphärische Randbedingung der Praxis widerspiegelt. Im Schüttrohr wird eine geschwindigkeitsgesteuerte *inlet*-Randbedingung gewählt, die den Einfüllprozess des jeweiligen Fluids mit konstanter Geschwindigkeit steuert. Die Einfüllgeschwindigkeit wird aus dem Großversuch anhand des Betonierprotokolls (vgl. Tabelle 1) über die eingefüllte Betonmenge und deren Einbauzeitraum im Mittel abgeschätzt. Die zu Beginn vorhandene Bentonitsuspension und die anschließend einströmenden unterschiedlichen Betone werden als Bingham-Fluide mit unterschiedlichen Parametersätzen abgebildet. Aufgrund der wesentlichen Zunahme der Komplexität des numerischen Modells und demnach der Rechenzeit bei Verwendung von dynamischen Netzen in OpenFOAM wird in diesem Beitrag auf die Modellierung des Ziehens des Schüttrohres verzichtet; die Abbildung der Fließvorgänge wird nur bis zum Einfüllen der gelben Charge ausgewertet.

4.2 Bestimmung der Bingham-Modellparameter

Die Zuordnung der Bingham-Modellparameter für die verwendeten Betone erfolgt nach dem in Kapitel 2.2 beschriebenen Vorgehen. Dafür müssen jedoch die Setzfließmaße der Betone bekannt sein. Da aber bei dem Großversuch ausschließlich Ausbreitmaße der Betone zum jeweiligen Zeitpunkt des Einbaus bestimmt wurden, wird eine Serie von Laboruntersuchungen an diversen Bohrpfahlbetonen ausgewertet und daraus eine Korrelation des Setzfließmaßes s_F nach Kapitel 2.2.1 mit dem Ausbreitmaß a nach DIN EN 12350-5 abgeschätzt.

In Böhle et al. (2013) wurde u.a. an einem dem Probepfahlbeton ähnlichen Mischungsentwurf die Konsistenzänderung über die Zeit untersucht. Dabei wurde die Veränderung der Konsistenz mittels zeitabhängigen Vergleichsmessungen u.a. im Ausbreitversuch nach DIN EN 12350-5 erfasst. Anhand dieser Datengrundlage wird die mit zunehmendem Frischbetonalter einhergehende Abnahme des Setzfließmaßes der Betone zu 3,7cm/h abgeschätzt. Tabelle 2 gibt eine Übersicht der abgeschätzten Werte und der daraus abgeleiteten Bingham-Parameter für die verschiedenen Chargen zu unterschiedlichen Zeitpunkten.

Tabelle 2: Abgeschätzte Ausbreit- und Setzfließmaße mit den zugehörigen abgeleiteten Bingham-Parametern für unterschiedliche Chargen und Zeitpunkte

Charge	Zeitpunkt			
	00:00	08:00	19:00	30:00
Braun	a = 52 cm* S _F = 37.0 cm τ ₀ = 375 Pa η = 100 Pa · s	a = 51.5 cm S _F = 37.0 cm τ ₀ = 375 Pa η = 100 Pa · s	a = 51.0 cm S _F = 34.0 cm τ ₀ = 375 Pa η = 100 Pa · s	a = 50.0 cm S _F = 34.0 cm τ ₀ = 400 Pa η = 100 Pa · s
Grau	-	a = 56 cm* S _F = 43.0 cm τ ₀ = 150 Pa η = 100 Pa · s	a = 55.5 cm S _F = 42.0 cm τ ₀ = 200Pa η = 100 Pa · s	a = 54.5 cm S _F = 41.0 cm τ ₀ = 200Pa η = 100 Pa · s
Rot	-	-	a = 57 cm * S _F = 44.0 cm τ ₀ = 150 Pa η = 100 Pa · s	a = 56.5 cm S _F = 44.0 cm τ ₀ = 150 Pa η = 100 Pa · s
Gelb	-	-	-	a = 52 cm * S _F = 37.0 cm τ ₀ = 375 Pa η = 100 Pa · s

* Messergebnisse

4.3 Ergebnisse der numerischen Berechnung

Die nachfolgende Bilderserie (Abb. 5) zeigt die Ergebnisse der numerischen Simulation des unverroht mit Flüssigkeitsstützung hergestellten und bewehrten Probepfahls nach Kapitel 3 für verschiedene Simulationszeitpunkte und für den Endzustand nach 34 Minuten in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus dem Großversuch. Besonders im unteren Pfahlabschnitt ist die vorwiegend radiale Ausbreitung des Betons um das Schüttrohr erkennbar, die zu dieser schalenartigen Struktur führt

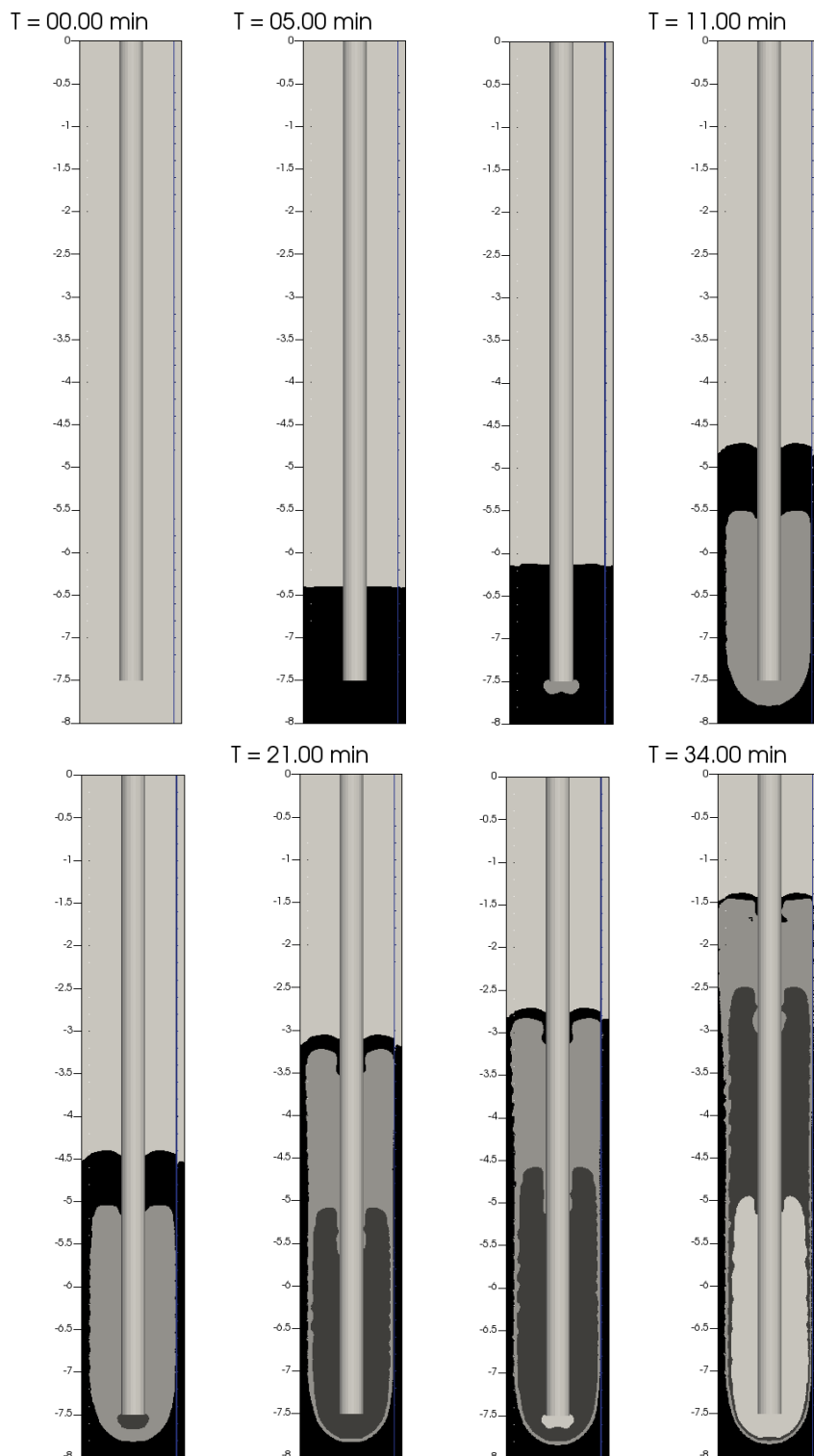


Abbildung 5: Ergebnisse der numerischen Simulation des flüssigkeitsgestützt hergestellten und bewehrten Probebohrpfahls für verschiedene Simulationszeitpunkte; linke Pfahlhälfte: mittiger Schnitt durch den Keilausschnitt; rechte Pfahlhälfte: Schnitt durch einen Längsbewehrungsstab

Die Aussage von Böhle & Pulsfort (2014), dass die Füllung des Bereiches der Betondeckung relativ weit oben in der ansteigenden Betonsäule und überwiegend in horizontaler Richtung stattfindet, kann durch die numerische Simulation ausdrücklich bestätigt werden. Die Geschwindigkeitsvektoren besitzen nur im oberen Bereich eine vertikale Komponente.

Durch eine tiefergehende Betrachtung des Geschwindigkeitsfeldes und der zugehörigen Stromlinien wird die Ursache dessen sichtbar: Die Geschwindigkeit im Bereich der Betondeckung wird vernachlässigbar klein, so dass keine Strömung in vertikaler Richtung in diesem Bereich stattfinden kann und der vorher eingedrungene Beton an seiner Position verbleibt. Die zeitlich bedingte Zunahme der Frischbetonkonsistenz und damit die nachlassende Fließfähigkeit begünstigen diesen Effekt. Der durch das Schüttrohr nachfolgende Frischbeton kann sich demnach bei der zugehörigen aktuellen Konsistenz nur innerhalb des Bewehrungskorbes vertikal nach oben ausbreiten.

Aus der numerischen Simulation steht nicht nur eine Momentaufnahme nach Abschluss des Betoniervorgangs zur Verfügung, sondern mit dieser Methode können die wesentlichen Strömungsprozesse über die gesamte Einbauzeit sichtbar gemacht werden. So zeigt sich beispielsweise, dass das Strömungsmuster der Betonchargen im Bewehrungskorb in der Kontaktzone zur Bewehrung eine wellenartige Kontur besitzt. Die Stromlinien der numerischen Simulation zeigen ebenfalls diesen wellenartigen Verlauf. Grundsätzlich strömt ein Fluid in Richtung des geringsten Strömungswiderstandes. Da der hydrostatische Druck nach oben hin abnimmt, in horizontaler Richtung gleich groß bleibt und nach unten hin zu nimmt, ist der Widerstand nach oben am geringsten. Die Querbewehrung stellt jedoch genau in dieser Richtung ein Strömungshindernis dar und der Beton ist gezwungen, zu dessen Umströmung horizontal auszuweichen und bildet somit diese wellenartige Struktur aus.

5. Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird gezeigt, dass mit Hilfe von Laborversuchen an üblichen Bohrpfahlbetonen und deren numerischer Modellierung die für die Berechnungen notwendigen Stoffparameter des Fließgesetzes wie Fließgrenze und Viskosität des Frischbetons in Abhängigkeit vom Betonalter bestimmt werden können. Mit der CFD-Software OpenFOAM lassen sich Frischbetonströme unter definierten Randbedingungen im Labormaßstab ausreichend genau abbilden. Anhand der guten Übereinstimmung des Strömungsmusters zwischen dem physikalischen Großversuch und dem numerischen Modell kann der Nachweis erbracht werden, dass die Methode auch auf die Großausführung übertragen werden kann. Demnach erweist sich die CFD-Simulation als nützlich

und praxistauglich, um Strömungsprozesse von Frischbeton in Bohrpfählen oder anderen Ortbetonbauteilen des Spezialtiefbaus wie z.B. Schlitzwänden oder Düsenstrahlsäulen abzubilden. Damit steht eine effiziente Methode zur weiteren Untersuchung der Einflussfaktoren auf den Frischbetonfluss, zur Identifikation von optimierten Parametersätzen im Bingham-Stoffgesetz und daraus zur Herleitung von Mischungsentwürfen mit geeigneten Frischbetoneigenschaften zur Verfügung, mit denen sich eine ausreichende Verteilung des Frischbetons im Pfahlquerschnitt gewährleisten und die beschriebenen bzw. auch in EFFC & DFI (2016) dargestellten Mängel in Bohrpfählen vermeiden lassen.

Literatur

Böhle, B. & Pulsfort, M. & Linder, W.-R. & Hinzmann, U. (2013), 'Untersuchungen zum Fließ- und Ansteifverhalten von Beton bei der Herstellung von Bohrpfählen'. *Vorträge zum 9. Hans-Lorenz-Symposium*, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Savidis, S. A. (Hrsg.), H. 63, S. 81–92, Shaker, Aachen

Böhle, B. & Pulsfort, M. (2014), 'Suspensionsgestützte und verrohrte Herstellung von Bohrpfählen und deren Auswirkungen auf das Betonfließverhalten', *33. Baugrundtagung*, ESTREL Convention Center Berlin, 23. - 26.09.2014, S. 203–209. DGGT, Essen

Fierenkothen, C. & Pulsfort, M. (2017), 'The spreading of fresh concrete in bored piles – results of large and small scale model tests and numerical simulations', *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, S. 919–923, Seoul

Schindler, A. K. & Brown, D. A. (2006), 'Evaluation of Self-Consolidating Concrete for Drilled Shaft Applications at the Lumber River Bridge Project', South Carolina

EFFC & DFI (2016), 'EFFC/DFI Best Practice Guide to Tremie Concrete for Deep Foundations', 1. Auflage

Eine Alternative für Schüttkörpergründungen auf mächtigen Weichschichten: die selbstregulierende Interaktive Membran Gründung

Oliver Detert, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

Diethard König, Ruhr-Universität Bochum

Dimiter Alexiew, Geokunststoffe & Geotechnik Consulting, Gescher

Zusammenfassung

Der Beitrag behandelt eine neuartige Gründungsmethode für Dammkörper auf gering tragfähigen Gründungsböden großer Mächtigkeit. Das System sowie das Last-Verformungsverhalten, welches mittels Zentrifugen-Modellversuchen und numerischen Simulationen analysiert wurde, werden beschrieben. Basierend auf numerischen Parameterstudien wurde ein semi-analytischer Bemessungsansatz entwickelt, welcher näher erläutert und anhand einer Vergleichsrechnung verifiziert wird.

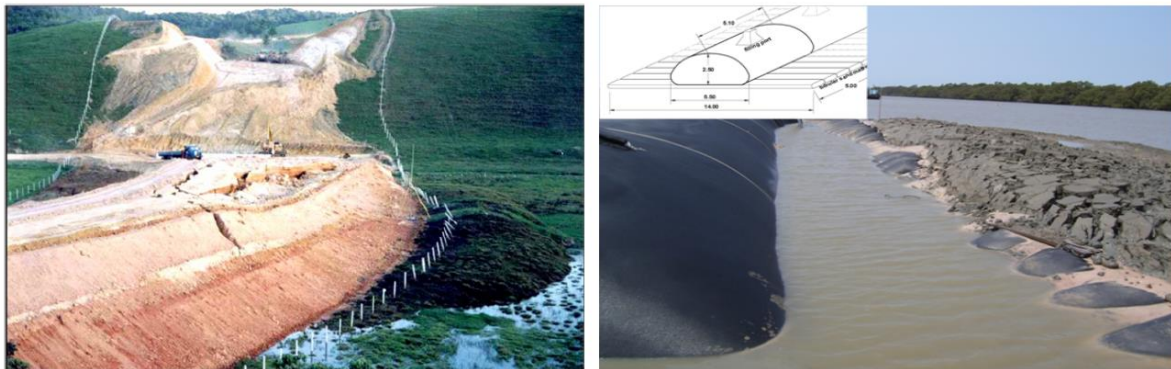
1. Dammkörpergründungen auf gering tragfähigen Böden

1.1 Einleitung

Die Gründung von größeren Dammkörpern, wie zum Beispiel Verkehrsdämmen oder Rohstoffhalden, auf gering tragfähigen Böden ist schwierig und häufig nicht ohne Zusatzmaßnahmen möglich. Charakteristisch für solche Gründungsböden sind geringe Scherfestigkeiten, Durchlässigkeiten und Steifigkeiten sowie hohe Wassergehalte. Die Belastung aus den Dammkörpern kann deshalb zu großen, unverträglichen Setzungen und horizontalen Verformungen bis hin zum Verlust der Standsicherheit in Form von Böschungs- und Geländebrüchen führen. Bei Böden mit sehr geringen Scherfestigkeiten ist zudem ein seitliches Herauspressen des Untergrundes unterhalb des Dammkörpers zu beobachten. Benachbarte Bauwerke können aufgrund von Mitnahmesetzungen oder erhöhten Horizontalspannungen im Untergrund durch den Bau der Schüttkörper beeinträchtigt oder gefährdet werden. Um dies zu vermeiden, müssen entsprechende Bau- und Gründungsverfahren angewendet werden.

1.2 Versagensmechanismus

Die häufig beobachteten Versagensmechanismen, wie Grund- und Geländebruch oder seitliche Extrusion des Weichbodens unterhalb der Aufstandsfläche einer Dammschüttung entstehen durch eine Überschreitung der Scherfestigkeit des Weichbodens (Abb 1).



(a) Grund- und Böschungsbruch

(b) Bodenextrusion

Abbildung 1: Versagensmechanismen von Dammkörpern bei Gründung auf gering tragfähigen Böden

Beim Aufbau der Dammkörper nehmen die nach außen gerichteten Horizontalkräfte und die Scherbeanspruchung im Gründungsboden unterhalb des Böschungsbereiches zu. Eine idealisierte Modellvorstellung, wie sie unter anderem auch im BS 8006 (2010) oder der EBGeo (2010) zu finden ist, verdeutlicht dies. Betrachtet wird dabei das Gleichgewicht in horizontaler Richtung im Weichboden unterhalb der Dammkrone und der Dammschulter bis zum Böschungsfuß. Unterhalb der Dammkrone wirkt ein „treibender“ Erddruck, der sich aus der Auflast aus dem Dammkörper und dem Eigengewicht der Weichschicht ergibt. Unmittelbar vor dem Böschungsfuß wirkt ein „haltender“ Erddruck, der sich ausschließlich aus dem Eigengewicht der Weichschicht ergibt. Der Erddruck unterhalb der Dammkrone versucht einen Bodenblock unterhalb der Böschung herauszuschieben. Dem entgegen wirken der Erddruck am Böschungsfuß, sowie Scherwiderstände entlang der Ober- und Unterkante des Blocks. Je größer die Böschungslänge ist, desto größer sind diese Scherwiderstände. Treten Verschiebungen des Blocks ein, so nimmt der nach draußen gerichtete "treibende" Erddruck (aktiver Erddruck) unterhalb des Dammes ab und außerhalb steigt der entgegengesetzte "haltende" Erddruck (passiver Erddruck) an.

Auf der treibenden Seite kommt eine weitere Last aus dem Dammkörper hinzu, da auch im Böschungsbereich des Dammkörpers ein Ungleichgewicht der Horizontalkräfte herrscht. Die daraus resultierenden Spreizkräfte werden über Schubspannungen in den Untergrund eingeleitet und führen somit zu einer weiteren Beanspruchung des Grün-

dungsbodens. Dies ist vor allem im undrainierten (Anfangs-) Zustand eine Gefahr, da hier das Gewicht des Dammkörpers bei geringer Durchlässigkeit des Gründungsbodens und relativ schneller Lastaufbringung fast ausschließlich vom Porenwasser getragen wird. Wegen des entstehenden hohen Porenwasserdrucks sind die effektiven Bodenspannungen und somit die Scherfestigkeit des Bodens gering. Die Scherbeanspruchung des Gründungsbodens steigt also durch das Gewicht und das horizontale Kräfteungleichgewicht an, während die effektiven Spannungen und somit die Scherfestigkeit des Gründungsbodens nicht oder kaum zunehmen.

Wegen der nicht ausreichenden Scherfestigkeit des Untergrunds können der mobilisierte passive "haltende" Erddruck und die Scherwiderstände dem aktiven "treibenden" Erddruck unterhalb des Schüttkörpers sowie den Spreizkräften aus dem Schüttkörper nicht widerstehen und einen Böschungs- beziehungsweise Geländebruch oder ein seitliches Herauspressen des Bodens nicht verhindern.

1.3 Gründungsverfahren

Ist die Scherfestigkeit nicht ausreichend, so kann auf eine Vielzahl an Bau- und Gründungsverfahren zur Erhöhung der Standsicherheit zurückgegriffen werden. Eine Auflistung gängiger Bau- und Gründungsverfahren mit ihren Vor- und Nachteilen sowie möglichen Anwendungsgrenzen ist unter anderem in Almeida (1986) oder Hartlén (1996) zu finden. Die Wahl des Verfahrens oder der Methode hängt dabei von unterschiedlichen Faktoren ab, wie zum Beispiel der vorhandenen Tragfähigkeit des Untergrundes, der Funktion des Bauwerks (zum Beispiel Verkehrsbauwerk oder Rohstoffhalde), den Verformungsanforderungen an das Bauwerk sowie der Umgebung, der Gebrauchsdauer, der zeitlichen Rahmenbedingungen (verfügbare Bauzeit bis zur Nutzung), den Kosten, der technischen Machbarkeit, der Belastung aus dem Bauwerk, der Materialverfügbarkeit oder gegebenenfalls vorhandener Umweltaspekte.

Die Verfahren und Methoden, welche bei Weichschichtmächtigkeit größer 3 bis 5 m angewendet werden können, lassen sich nach ihrer Wirkungsweise in vier Gruppen zusammenfassen.

Gruppe 1: (Weichboden bleibt unverändert): Der Bauablauf wird den Bodenverhältnissen angepasst, so dass die Scherfestigkeit nicht überschritten wird. Dies wird erreicht indem der Dammkörper in Abhängigkeit der auflastinduzierten Porenwasserüberdrücke in zeitlich getrennten Schüttstufen aufgebaut wird. Zwischen den einzelnen Schüttstufen baut sich der Porenwasserüberdruck ab, wodurch die effektiven Spannungen und somit die Scherfestigkeit im Untergrund ausreichend zunehmen.

Gruppe 2: (Weichboden wird verbessert): Die Scherfestigkeit des Weichbodens kann mittels Zusatzmaßnahmen erhöht werden. Hierzu zählen unter anderem das Einbringen von diskreten Elementen aus Materialien höherer Scherfestigkeit (zum Beispiel Schotterssäulen) oder das Einmischen von Bindemitteln.

Gruppe 3: (Weichboden wird entlastet): Der Weichboden wird teilweise oder komplett entlastet, indem die Last über vertikale Tragglieder durch den Weichboden hindurch in eine tragfähige Schicht abgeleitet wird. Hierzu zählen Pfahlgründungen sowie Schotterssäulen oder geotextilummantelte Sandsäulen. Die letzten beiden Maßnahmen haben dazu noch die Wirkung einer partiellen Bodenverbesserung (siehe Gruppe 2).

Gruppe 4: (Weichboden wird eingefasst): Der Boden wird eingefasst und seitlich gestützt. Die verfügbare Tragfähigkeit des Weichbodens wird genutzt und der fehlende Anteil durch seitliche Strukturelemente ergänzt. Zu dieser Gruppe zählt die selbstregulierende interaktive Membrangründung, kurz SIM.

1.4 Selbstregulierende Interaktive Membrangründung (SIM)

Die selbstregulierende interaktive Membrangründung besteht aus zwei vertikalen, biegesteifen Wandelementen, z.B. Spundwänden, und einer horizontalen, vollflächigen, dehnsteifen und zugfesten Membran, zum Beispiel geotextiles Bewehrungsgewebe oder -gitter (Abb. 2). Die vertikalen und parallel zueinander verlaufenden Wandelemente können in eine tragfähige Schicht einbinden und reichen bis zur Geländeoberkante oder darüber hinaus. Sie sind über die Membran auf Höhe der Geländeoberkante miteinander kraftschlüssig verbunden. Die vertikalen Wandelemente, die umschlossene Weichschicht und die horizontale Membran bilden die Gründung für den Dammkörper.

Die Aktivierung des Systems erfolgt mit dem Aufbau des Dammkörpers auf der Membran. Durch die Auflast des Dammkörpers und den daraus resultierenden Verformungen der Membran in der Dammaufstandsfläche (Setzungsmulde) werden Zugkräfte in der Membran aktiviert. Ein Teil der Bauwerkslast wird, in Abhängigkeit der eintretenden Verformungen, über die Membran in die vertikalen Elemente abgeleitet, der verbleibende Teil der Belastung verursacht einen Anstieg der vertikalen und horizontalen Spannungen im Weichboden. Der durch den Dammkörperaufbau entstehende Horizontaldruck auf die vertikalen Wandelemente verursacht eine auswärts gerichtete Verformung, wodurch die Membran zusätzlich gedehnt wird und somit die Zugkraft in der Membran ansteigt. Diese Zugkraft wirkt der auswärts gerichteten Bewegung entgegen und versucht die Wandelemente nach innen zu ziehen.

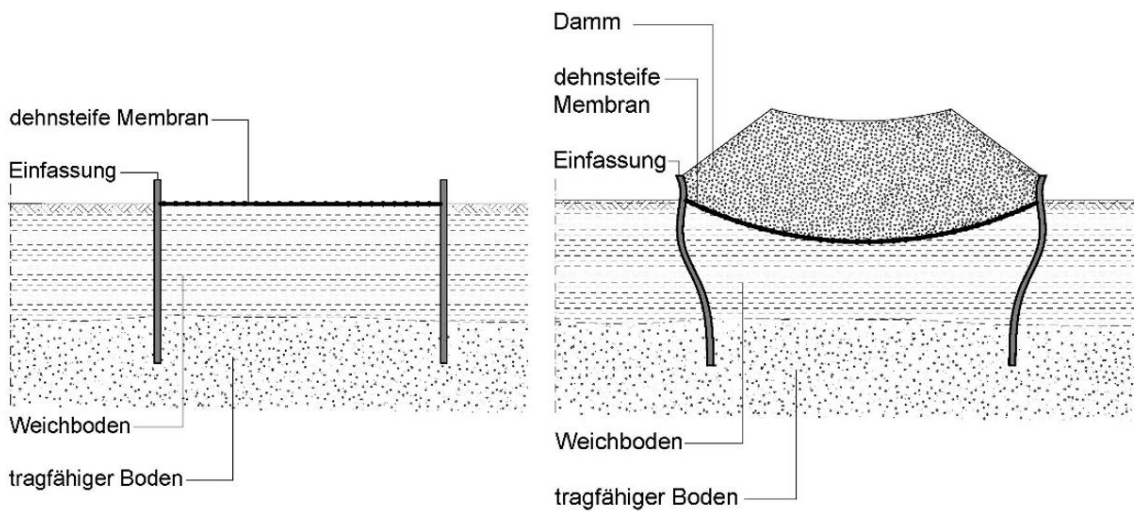


Abbildung 2: Systemskizzen der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung (linke Abbildung: unbelastetes und unverformtes System; rechte Abbildung; belastetes und verformtes System)

1.4.1 Ausgangspunkt der Systementwicklung

Die Idee zu diesem System entstand aus der Notwendigkeit heraus, dass ein tragfähiges, direkt belastbares Gründungssystem für eine Haldenlagerung erforderlich war, welches möglichst schnell mit gängigen Baugeräten und aus gängigen Bauelementen hergestellt werden kann und gleichzeitig in der Lage ist, die aus dem Dammkörper resultierenden horizontalen Spannungen im Boden aufzufangen sowie die seitlichen Verformungen zu reduzieren.

1.4.2 Weitere Systemeigenschaften

Neben der einfachen Bauweise und der direkten Belastbarkeit ergeben sich bei diesem System weitere Vorteile:

- Die Setzungmulde ist auf den Bereich zwischen den Wandelementen begrenzt, außerhalb dieser treten keine Mitnahmesetzungen auf.
- Die Dammbasisbreite und somit der erforderliche Platzbedarf fürs Bauwerk kann mittels über die Geländeoberkante geführte Wandelemente reduziert werden.
- Kontaminierte Böden müssen nicht ausgehoben, abtransportiert und deponiert werden.
- Bei temporären Anwendungen können die Wandelemente, wie zum Beispiel Spundwände, zurückgewonnen werden.
- Seitliche Verformungen sowie horizontale Zusatzspannungen aus der Auflast im Gründungsboden können über die Tiefe gezielt reduziert werden.

2. Last-Verformungsverhalten der SIM

Für eine sichere Auslegung und Bemessung des Gründungssystems ist die Kenntnis des Last-Verformungsverhaltens erforderlich. Die komplexe Interaktion zwischen Gründungsboden, Wandelementen und Zugmembran sowie den am Lastabtrag beteiligten bodenmechanischen Prozessen wurde mittels Zentrifugen-Modellversuchen und numerischen Simulationen analysiert (Detert, 2016 und Detert et al., 2016).

Anhand einer globalen Sensitivitätsanalyse konnten die Dammgeometrie, die Weichschichtmächtigkeit und -steifigkeit sowie die Membrandehnsteifigkeit als die das Systemverhalten dominierenden Parameter ermittelt werden (Detert et al., 2015 und Detert, 2016).

Besonders erwähnenswert ist, neben der Selbstregulierung des Systems durch die gleichzeitige Zunahme der rückhaltenden Membranzugkräfte bei zunehmender Setzungsmulde unter steigender Belastung, auch ein weiterer Selbstregulierungsmechanismus im System:

Die Zentrifugen-Modellversuche und numerischen Simulationen haben ergeben, dass während der Konsolidierung innerhalb des Dammkörpers eine Lastumlagerung eintritt, die auf eine setzungsinduzierte Gewölbewirkung zurückzuführen ist (Detert, 2016). Lasten werden aus der Dammmitte in Richtung der seitlichen Randeinfassungen umgelagert (Abb. 3a), was zu einer Zunahme der nach außen gerichteten Verformungen während der Konsolidierung führt, obwohl der auf die Randeinfassungen wirkende Porenwasserüberdruck aus der Dammlast abnimmt. Des Weiteren konnte im Untergrund bei der numerischen Simulation des Dammkörpers als reibungsfreie schlaife Last die Ausbildung eines Bruchkörpers (Grundbruch) im Gründungsboden beobachtet werden, der im Übergangsbereich Böschung zur Dammkrone „abtaucht“ und innerhalb des Systems vor der Randeinfassung wieder „auftaucht“ und sich quasi in den Dammkörper hineindrückt (Abb. 3b). Dieser Bereich, der faktisch eine höhere Steifigkeit aufweist, bildet den Auflagerbereich des Gewölbes, wodurch der Bruchmechanismus (Grundbruch) quasi überdrückt wird. Die Lastumlagerung beziehungsweise Gewölbewirkung stabilisiert somit das System zusätzlich.

Aus den durchgeführten Analysen ist weiterhin bekannt, dass

- die größte Momentenbeanspruchung der Wandelemente bei undrainierten Verhältnissen vorliegen und mit fortschreitender Konsolidierung abnehmen,
- die größte Beanspruchung der Zugmembran bei drainierten Verhältnissen vorliegt,

- die Verschiebung der Wand maßgeblich von der Membrandehnsteifigkeit bestimmt wird,
- die Biegesteifigkeit der Spundwand keine große Auswirkung auf die resultierenden Belastungen hat.

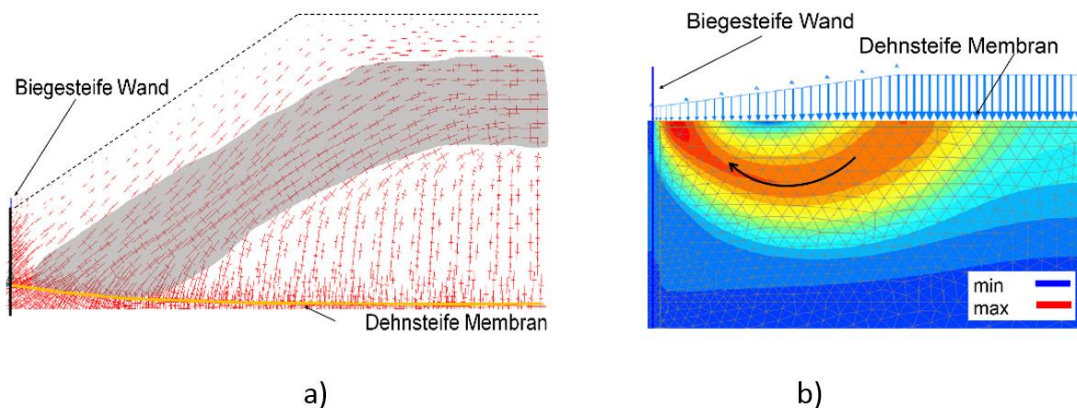


Abbildung 3: a) Verdrehung der Hauptspannungen im Dammkörper nach Konsolidierung (Weichboden ausgeblendet); b) totale Verformungen nach Konsolidierung (Damm als schlaaffe Last simuliert zur besseren Anschauung)

3. Semi-analytischer Bemessungsansatz

3.1 Einleitung

Die grundlegende Anforderung an den Bemessungsansatz ist die zuverlässige Ermittlung der Schnittgrößen zur sicheren Dimensionierung der Bauteile. Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt über einen semi-analytischen Bemessungsansatz. Hierzu werden zunächst an 9 Basissystemen die Bauteilbelastungen bzw. Bauteilbeanspruchungen ermittelt und in Diagrammen in Abhängigkeit der Weichschichtmächtigkeit und Dammhöhe aufgetragen. Die Einflüsse der Variationen der unterschiedlichen systemrelevanten Parameter werden in Bemessungshilfsdiagrammen abgebildet.

3.2 Geltungsbereich und Annahmen

Die 9 Basissysteme ergeben sich aus den Kombinationen aus Weichschichtmächtigkeiten von 5 m, 10 m und 15 m mit Dammhöhen von 5 m, 10 m und 15 m. Das Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbreite wurde aufgrund von Voranalysen bei den Basissystemen zu 0,25 gewählt, da sich gezeigt hat, dass bei diesem Verhältnis die größten Systembeanspruchungen vorliegen. Des Weiteren wurden eine Membrandehnsteifigkeit

von 50.000 kN/m, eine Weichschichtsteifigkeit von 3.000 kN/m² und eine Dammwichte von 17 kN/m³ für die Basissysteme gewählt. Es wird vorausgesetzt, dass die Randeinfassung um ein Maß in die unterhalb der Weichschicht befindlichen tragfähigen Bodenschichten (Einbindeschicht) einbindet, welches 50 % der Mächtigkeit der Weichschicht entspricht.

Der Einfluss der Variationen der einzelnen Systemparameter, innerhalb der in Tabelle 1 aufgeführten Wertebereiche, wird mithilfe weiterer numerischen Simulationen ermittelt. Bei den numerischen Simulationen wurde jeweils ein Parameter schrittweise variiert und alle anderen Parameter konstant gehalten. Die Auswirkungen auf das Systemverhalten werden in Bemessungshilfsdiagrammen über Anpassungsfaktoren abgebildet, die jeweils aus den Verhältnissen der Systemantworten bei geändertem Parameter zur Systemantwort der Ausgangssituation erhalten werden.

Tabelle 1: Wertebereich der Variationen der systemrelevanten Parameter

	Untergrenze	Obergrenze
Weichschichtmächtigkeit	5 m	15 m
Dammhöhe	5 m	15 m
Weichschichtsteifigkeit E_{oed}	500 kN/m ²	3.000 kN/m ²
Membrandehnsteifigkeiten J	10.000 kN/m	50.000 kN/m
Wichte des Dammmaterials	17 kN/m ³	23 kN/m ³

Die Bemessungshilfsdiagramme werden für undrainierte Zustände direkt nach der Lastaufbringung als auch für drainierte Zustände nach Abschluss der Konsolidierung aufgestellt. Insgesamt stehen 20 Diagramme zur Verfügung, aus denen die Systembeanspruchungen bzw. -einwirkungen abgelesen sowie die Einflüsse auf diese Größen bei Abweichungen von den Basissystemen ermittelt werden können und welche sich vollständig in Detert (2016) finden.

Neben dem oben aufgeführten Wertebereich, der auch gleichzeitig dem Geltungsbereich der Diagramme und somit des Berechnungsansatzes entspricht, werden folgende Annahmen für die Bemessung getroffen:

- Die Dehnsteifigkeit der Zugmembran ist konstant.
- Kriechprozesse der dehnsteifen Zugmembran und des Weichbodens werden vernachlässigt.
- Der Aufbau des Dammkörpers wird ohne Unterbrechungen durchgeführt und die Bauzeit ist im Vergleich zur Konsolidierungszeit gering, so dass für die Berechnung des undrainierten Zustandes der volle Porenwasserüberdruck aus der Dammlast berücksichtigt wird.

- Der Weichboden ist normal konsolidiert und wassergesättigt.
- Das Grundwasser steht an Geländeoberkante an.
- Es gibt eine homogene Weichschicht sowie eine homogene Einbindeschicht.

3.3 Vorgehensweise bei der Bemessung

Um das System zu bemessen, wird es zunächst in zwei Teilsysteme untergliedert, welche über die Membrananschlusskraft am Wandelement miteinander gekoppelt sind. Teilsystem 1 umfasst die Membran zur Ermittlung der maximalen Membrankraft und der horizontalen Anschlusskraft, Teilsystem 2 umfasst die Spundwand mit den Belastungen aus dem Dammkörper, der Weichschicht und dem Einbindebereich sowie die zuvor ermittelte horizontale Anschlusskraft. Für die beiden Teilsysteme lassen sich aus den Bemessungshilfsdiagrammen Beanspruchungen und Anpassungsfaktoren ablesen.

Zu Beginn eines Projektes sind im Allgemeinen die Abmessungen des Dammbauwerkes sowie des Weichbodens bekannt, ebenso die Materialkennwerte des Dammmaterials und des Gründungsbodens. Als Unbekannten der Berechnungen bleiben somit die Biegesteifigkeit der Randeinfassung und die Dehnsteifigkeit der Zugmembran. Aus den numerischen Analysen ist bekannt, dass die Biegesteifigkeit der Randeinfassung im betrachteten Wertebereich keinen relevanten Einfluss auf die resultierende Systembelastung hat. Somit verbleibt als einzige Unbekannte die Dehnsteifigkeit der Zugmembran. Im ersten Schritt wird daher die maximale Zugkraftbeanspruchung der Membran ermittelt, aus der sich dann in Abhängigkeit des Membranmaterials die minimale benötigte Dehnsteifigkeit ergibt.

3.3.1 Teilsystem 1

Die horizontale Anschlusskraft F_{Ah} sowie die maximale Membrankraft F_{Mem} lassen sich direkt aus den Bemessungshilfsdiagrammen ableiten und ergeben sich aus Formel (1):

$$F_i = F_{0,25,i} \cdot A_{geo,i} \cdot A_{\gamma,i} \cdot A_{E_{oed,i}} \cdot A_{J,i} \quad (1)$$

Mit

- $i = A_h$ für horizontale Anschlusskraft oder $i = Mem$ für maximale Membrankraft
- F_i Zugkraft
- $F_{0,25,i}$ Zugkraft des Basissystems bei einem Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreite von 0,25 (Abb. 4)
- $A_{geo,i}$ Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des tatsächlichen geometrischen Verhältnisses aus Dammhöhe zu Dammbasisbreite
- $A_{\gamma,i}$ Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Wichte des Dammmaterials, wenn diese größer als 17 kN/m^3 ist

- $A_{Eoed,i}$ Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Weichbodensteifigkeit, wenn diese kleiner als 3.000 kN/m^3 ist
- $A_{J,i}$ Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Membrandehnsteifigkeit, wenn diese kleiner als 50.000 kN/m ist

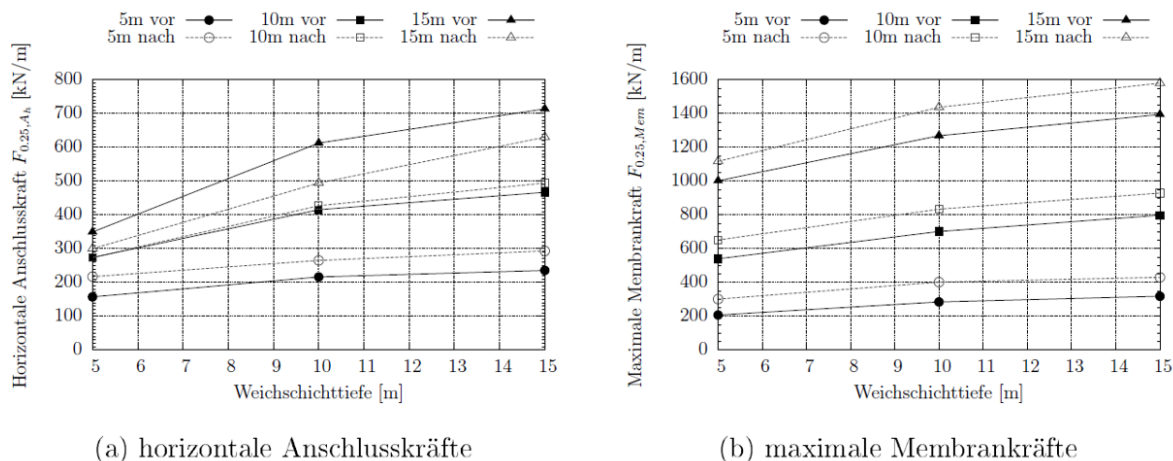


Abbildung 4: Verlauf der horizontalen Anschlusskräfte $F_{0,25,A_h}$ und maximale Membrankräfte $F_{0,25,M_{em}}$ in Abhängigkeit der Dammhöhe und Weichschichtmächtigkeit für ein Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreite von 0,25 vor und nach Konsolidierung

Aus Abb. 4 können die Zugkräfte am Anschluss sowie die maximale Membrankraft für die 9 Basissysteme abgelesen werden. In den Diagrammen stehen die durchgezogenen Linien für die Werte des undrainierten Zustandes und die gestrichelten Linien für die Werte des drainierten Zustandes. Die Werte aus den numerischen Simulationen sind mittels Datenpunkten (Kreis, Rechteck oder Dreieck) markiert. Gefüllte Datenpunkte repräsentieren die Werte vor der Konsolidierung, nicht gefüllte Datenpunkte die Werte nach der Konsolidierung. Zwischen diesen Werten wird ein linearer Verlauf der Abhängigkeiten angenommen. Die Ermittlung von Zwischenwerten bei Kurvenscharen erfolgt über lineare Interpolation.

Es ist zu erkennen, dass die horizontalen Anschlusskräfte für geringe Dammhöhen mit der Konsolidierung zunehmen, während sie bei großen Dammhöhen abnehmen. Bei einer Höhe von 10 m findet eine nur sehr geringe Veränderung statt. Die maximalen Membrankräfte steigen für alle Dammhöhen mit der Konsolidierung an.

Die Bemessungshilfsdiagramme für die Anpassungsfaktoren sind analog aufgebaut. Tabelle 2 gibt eine Übersicht über den Wertebereich der Anpassungsfaktoren, da nicht alle Diagramme aus Detert (2016) hier abgebildet werden können.

Tabelle 2: Wertebereich Anpassungsfaktoren

	F_{Ah}	F_{Mem}
$A_{geo,i}$	0,80 – 1,00	0,70 – 2,00
$A_{\gamma,i}$	1,00 – 1,65	1,00 – 1,55
$A_{E_{oed},i}$	1,00 – 1,40	1,00 – 1,70
$A_{J,i}$	0,55 – 1,00	0,60 – 1,00

3.3.2 Teilsystem 2

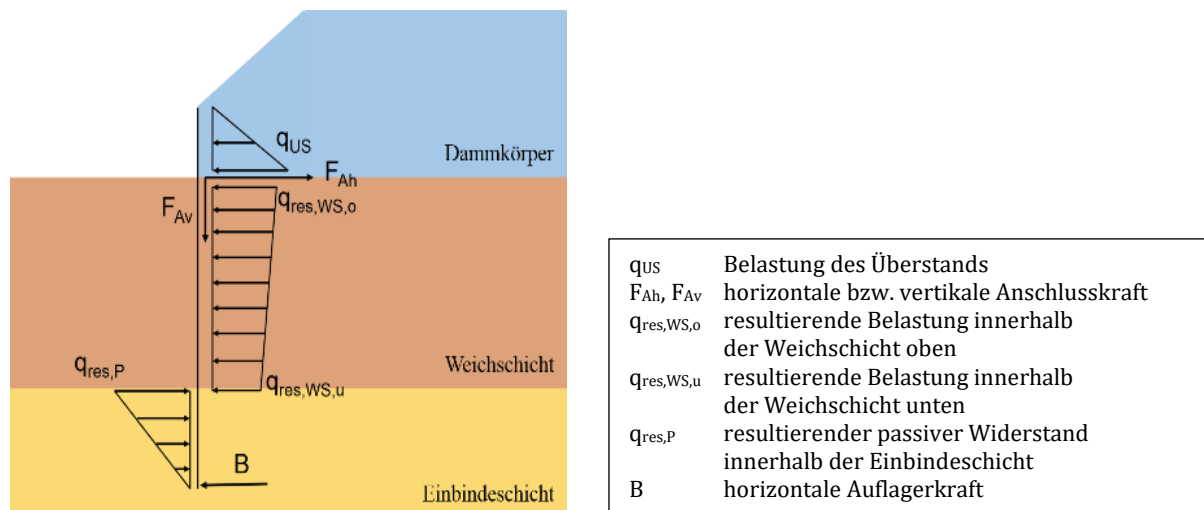


Abbildung 5: Teilsystem 2 mit Belastung

Teilsystem 2 umfasst die seitliche Randeinfassung und ist über die Anschlusskraft der Membran mit Teilsystem 1 gekoppelt (Abb. 5). Die Einwirkungen auf die Randeinfassung im Bereich des Überstands und der Weichschicht können in Größe und Form aus den Diagrammen in Abb. 6 ermittelt werden.

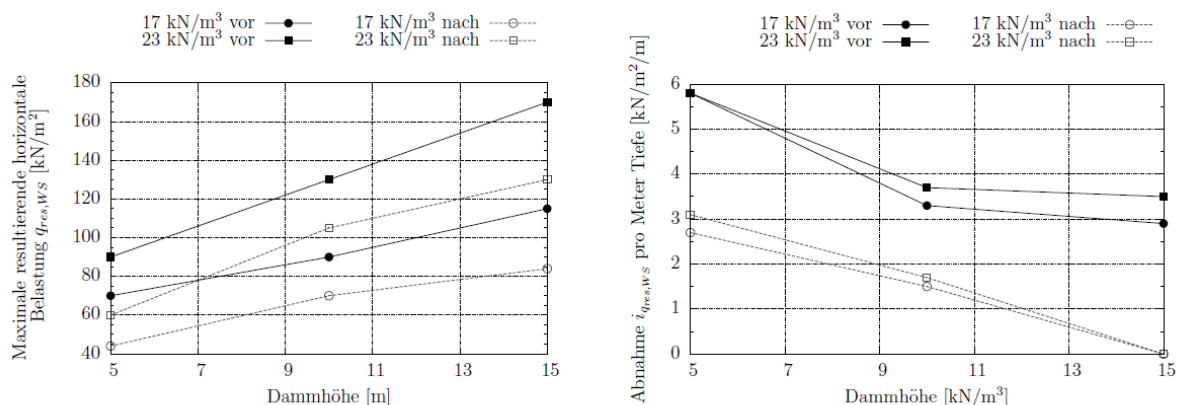
Aus den Parameterstudien hat sich ergeben, dass die resultierende horizontale Belastung innerhalb der Weichschicht auf die Spundwand entweder konstant ist oder mit einer von oben nach unten linear abnehmenden Last berücksichtigt werden kann. Die Größe der Lastabnahme ist abhängig von der Dammhöhe, je höher der Damm desto geringer die Lastabnahme. Der Betrag und Verlauf der resultierenden Belastung auf die Randeinfassung innerhalb der Weichschicht ergibt sich aus folgender Formel (2):

$$q_{res,WS}(x) = (q_{0.25,res,WS} - x \cdot i_{q_{res,WS}}) \cdot A_{geo,q_{res,WS}} \cdot A_{E_{oed},q_{res,WS}} \cdot A_{J,q_{res,WS}} \quad (2)$$

Mit

- $q_{res,WS}(x)$ resultierende horizontale Belastung auf die Wand innerhalb der Weichschicht über die Tiefe x
- $q_{0.25,res,WS}$ resultierende Belastung aus den Basissystemen für ein Verhältnis von Dammhöhe zu Dammbasisbreit von 0,25 in Abhängigkeit der Wichte
- $i_{q_{res,WS}}$ Abnahme der resultierenden horizontalen Belastung auf die Wand innerhalb der Weichschicht je Meter Tiefe

Die restlichen Parameter haben eine entsprechende Bedeutung, wie zuvor bei der Ermittlung der Membrankräfte.



(a) Maximalwert der resultierenden horizontalen Belastung $q_{res,WS}$ innerhalb der Weichschicht in Abhängigkeit der Wichte über die Dammhöhe

(b) Abnahme $i_{q_{res,WS}}$ der resultierenden horizontalen Belastung $q_{res,WS}$ pro Meter Tiefe in Abhängigkeit der Wichte über die Dammhöhe

Abbildung 6: Diagramme zur Ermittlung der resultierenden horizontalen Belastung $q_{res,WS}$ auf die Spundwand innerhalb der Weichschicht in Abhängigkeit der Wichte und der Dammhöhe für eine Verhältnis der Dammhöhe zur Dammbasisbreit von 0.25 vor und nach Konsolidierung sowie zur Ermittlung der Abnahme $i_{q_{res,WS}}$ von $q_{res,WS}$ pro Meter Tiefe

Tabelle 3: Wertebereich Anpassungsfaktoren bezüglich der resultierenden Belastung $q_{res,WS}$ auf die Randeinfassung innerhalb der Weichschicht

	$q_{res,WS}$
$A_{geo,q_{res,WS}}$	0,70 – 1,00
$A_{E_{oed},q_{res,WS}}$	1,00 – 2,10
$A_{J,q_{res,WS}}$	0,80 – 1,00

Tabelle 3 gibt eine Übersicht über den Wertebereich der Anpassungsfaktoren bezüglich der resultierenden Belastung auf die Randeinfassung innerhalb der Weichschicht. Die Belastung des Überstandes wird analog ermittelt. Die resultierende Belastung (Summe der Spannungen außer- und innerhalb des Systems) im Einbindebereich nimmt mit der Tiefe linear auf Null ab. Die Größe der Belastung ist unbekannt und muss iterativ über eine Balkenstatik ermittelt werden unter der Annahme, dass der Biegemomentenverlauf am Fußpunkt der Randeinfassung auf Null zurückgeht. Anschließend erfolgt die Überprüfung, ob die ermittelte Größe zuzüglich dem Erdruchdruck aus dem Systeminneren (konservative Annahme) vom Einbindeboden aufgenommen werden kann. Zur Herstellung des horizontalen Gleichgewichts ist eine zusätzliche Horizontalkraft B am Fußpunkt erforderlich (Teileinspannung).

3.4 Vergleichsrechnung

Zur Überprüfung der beschriebenen Herangehensweise zur Dimensionierung des Gründungssystems sowie der getroffenen Annahmen wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse einer Vergleichsrechnung zwischen dem numerischen Modell und dem Dimensionierungsansatz über Einflussdiagramme für die in Abb. 7 a) gezeigte Systemkonfiguration sind in Abb. 7 b) zu sehen. Für die horizontale Anschlusskraft ist vor Konsolidierung eine Abweichung von 8% und nach Konsolidierung von 7% zu verzeichnen. Bei der maximalen Membranzugkraft ergeben sich Abweichung von 3% vor und 0% nach Konsolidierung und beim maßgebend Feldmoment liegen die Abweichungen bei 8% vor und 12% nach Konsolidierung.

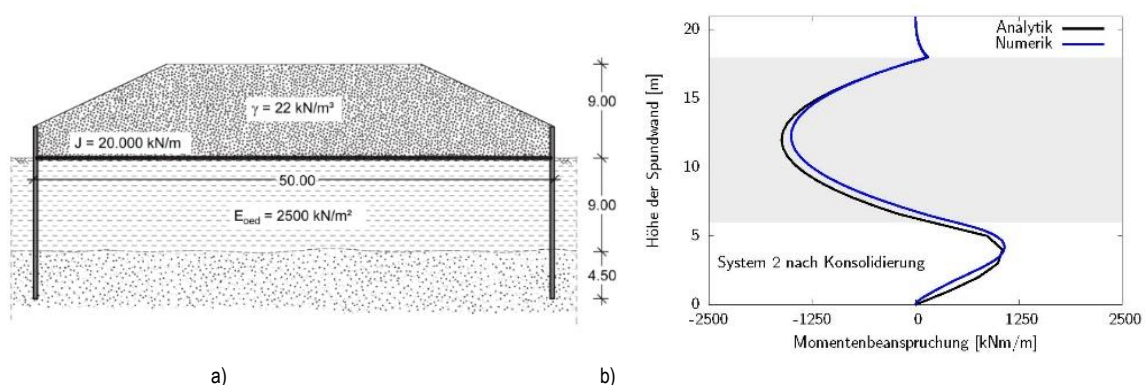


Abbildung 7: a) System mit Angabe der relevanten Parameter b) Ermittelter Momentenverlauf mit dem numerischen Modell und dem Bemessungsansatz

Unter Berücksichtigung des komplexen Systemverhaltens und den getroffenen Annahmen für den Dimensionierungsansatz können die erzielten Übereinstimmungen als sehr gut bezeichnet werden.

4. Konstruktive Ausbildung

4.1 Bodeneinfassung unterhalb eines Dammkörper mittels Spundwandbohlen

In der Literatur sind zwei grundsätzlich verschiedene Anwendungen von im Boden eingebrachten Spundwandbohlen zur Gründung von Dammkörper beschrieben.

So beschreiben Tanaka et al. (2000), Harata et al. (2009) oder auch Adalier et al. (2003) die vorübergehende Sicherung eines Dammkörpers bei Untergrundverflüssigung eines rolligen Bodens aufgrund zyklischer Belastung (z.B. Erdbeben). Besonders anfällig für Bodenverflüssigung sind locker gelagerte, gleichkörnige und wassergesättigte Sandböden. Die Verflüssigung tritt dabei vor allem in Bereichen seitlich des Bauwerks auf, wodurch die seitliche Stützung des Baugrundes unterhalb des Dammkörpers entfällt und der Baugrund aufgrund der Auflast seitlich herausgepresst wird. Die Verwendung von Spundwänden, welche an den Fußpunkten der Böschung durch die verflüssigungsgefährdete Schicht in einen tragfähigen Untergrund eingebracht und am Kopfpunkt teilweise über Ankerstäbe miteinander verbunden werden, verhindert das seitliche Ausweichen des Bodens unterhalb des Damms und sichert so die Standsicherheit. Zudem werden die Verformungen deutlich reduziert.

Ochiai et al. (1991) oder auch Pongchompu (2009) beschreiben die permanente Sicherung der Standsicherheit und Reduzierung der Verformungen von Dammkörpern auf gering tragfähigen und weichen Untergründen. Ochiai et al. (1991) berichtet über den Einsatz von eingerammten Spundwänden am Dammfuß zur Reduzierung der horizontalen und vertikalen Verformungen seitlich des Dammbauwerkes und somit zur Vermeidung von Beschädigungen an Nachbarbebauung bei der Gründung auf Weichböden in Japan.

4.2 Flexible Geogitter als Verankerungselement von Spundwänden

In Čejka (2004) sowie Detert et al. (2008) wird über Verwendung von flexiblen Geogittern als Anker-elemente für Stützwände berichtet. Čejka (2004) beschreibt die Sicherung einer Dammböschung im Bereich eines verlandeten Sees über eine geotextilrückverhängte doppelreihige Wand aus in den Boden eingebrachten Stahlrohren. Detert et al. (2008) beschreiben die Rückverankerung von Stützbauwerken zur Sicherung von Geländesprüngen mit hochzugfesten, flexiblen Geogittern. Die Geotextilien werden dabei über ein Stahlrohr geführt und so mit der Spundwand befestigt (Abb. 8).



(a) Befestigung des Geogitters

(b) Gespanntes Geogitter

Abbildung 8: Rückverankerung einer Spundwand zur Geländesprungsicherung mit hochzugfesten, flexiblen Geogittern

5. Zusammenfassung

In dem Beitrag wird eine alternative Gründungsmethode, die selbstregulierende Membrangründung, für Dammkörper auf gering tragfähigen Untergründen großer Mächtigkeit beschrieben. Die Analyse des Lastverformungsverhaltens der selbstregulierenden interaktiven Membrangründung erfolgt mit Hilfe von Zentrifugen-Modellversuchen und numerischen Simulationen. Es zeigt sich, dass während der Konsolidierung eine Lastumlagerung innerhalb des Dammkörpers eintritt, die zu einer weiteren Stabilisierung des Systems führt. Basierend auf den Ergebnissen von numerischen Parameterstudien werden Diagramme entwickelt, aus denen die Beanspruchungen bzw. Belastungen der Systembestandteile ermittelt werden können und die somit die Bemessung des Systems ermöglichen. Vergleichsrechnungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den numerischen Berechnungen und dem semi-analytischen Bemessungsansatz.

Mit der SIM steht ein einfach, schnell zu errichtendes und direkt belastbares Gründungssystem zur Verfügung. Es sei aus praktischer Sicht darauf hingewiesen, dass das System mit gängiger Ausrüstung und aus im Markt vorhandenen Elementen gebaut werden kann. Bei temporären Maßnahmen, wie zum Beispiel temporäre Lagerhalden, besteht darüber hinaus der Vorteil, dass die seitlichen Randeinfassungen rückgewonnen werden können.

Literatur

Adalier, K., Pamuk, A. und Zimmie, T. (2003), 'Seismic rehabilitation of costal dikes by sheet-pile enclosures', *Proceedings of The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, Vol. 2, The International Society of Offshore and Polar Engineers, 474-480

Almeida, M., Britto, A. und Parry, R. (1986), 'Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay', *Can. Geotech. J.*, 103-114

BS8006 (2010), 'Code of practice for strengthened/ reinforced soils and other fills', BSI

Čejka, A. (2004), 'Böschungssicherung eines 15 m hohen Autobahndammes – Reibungsfuß aus Stahlrohren und Sandsäulen rückverankert mit hochfestem Geogitter', *VSI Mecklenburg-Vorpommern Linstow*

Detert, O. (2016), 'Analyse einer selbstregulierenden interaktiven Membran Gründung für Schüttkörper auf geringtragfähigen Böden', *Dissertation*, Ruhr-Universität Bochum, Heft 57

Detert, O., Kahledi, K., Modaressi, H., Schanz, T. (2015), 'Analyse geotechnischer Problemstellungen mit fortschrittlichen numerischen Methoden am Beispiel einer selbstregulierenden Membran Gründung', *Sonderheft Geotechnik - 14. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik"*, FS-KGEO

Detert, O., Schanz, T., Alexiew, D., König, D. (2016), 'Zum Tragverhalten der selbstregulierenden interaktiven Membran Gründung', *Bautechnik 93*, Heft 9

Detert, O., Wehrli, E. und Čejka, A. (2008), 'Innovative applications of geogrids as tie-back anchors for vertical walls', *4th European Geosynthetics Conference*

EBGEO (2010), 'Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen', *DGGT*

Harata, N., Otani, J., Ochiai, H., Onda, K. und Okuda, Y. (2009), 'Countermeasures against settlement of embankment on soft ground with pfs (partial floating sheet-pile) method', *Karstunen und Leoni, eds, Geotechnics of Soft Soil – Focus on Ground Improvement*, 345-351

Hartlén, J. und Wolski, W., eds (1996), 'Embankments on Organic Soils', *Elsevier*

Ochiai, H., Yasufuku, N. und Otani, J. (1991), 'Effectiveness of sheet-pile countermeasures in soft ground', 87-92

Poungchompu, P. (2009), 'Development of a timber raft pile foundation for embankments on soft ground', *Dissertation*, Saga University

Tanaka, H., Murata, H., Kita, H. und Okamoto, M. (2000), 'Study on sheet pile wall method as a remediation against liquefaction', *N.Z. S. for Earthquake Engineering, ed., 12th World Conference on Earthquake Engineering; Earthquake engineering in practice. Social and economic issues*, Vol. 2, New Zealand Society for Earthquake Engineering

Neue Trennmethode für gebrauchte Bentonitsuspensionen auf Basis der Elektrokoagulation

Ivan Popovic, Ruhr-Universität Bochum

Britta Schößer, Ruhr-Universität Bochum

Markus Thewes, Ruhr-Universität Bochum

Thomas Edelmann, Herrenknecht AG, Schwanau

Zusammenfassung

Ökologische und ökonomische Auswirkungen der Separation und Entsorgung von gebrauchten Bentonitsuspensionen sind eine der größten Herausforderungen im Spezialtief- und Tunnelbau. In diesem Beitrag wird eine neue Methode zur Verbesserung des konventionellen Trennverfahrens mittels Elektrokoagulation vorgestellt. Diese Methode basiert auf den physikalischen Prinzipien der Elektrolyse und besteht darin, elektrischen Strom in die zu deponierende Bentonitsuspension einzubringen, wodurch die Partikel in der Suspension koagulieren. Um die Anwendbarkeit dieser Methode auf Bentonitsuspensionen zu untersuchen, wurde in einer 1. Projektphase der experimentelle Laboraufbau entworfen und verschiedene Bentonitsuspensionen wurden einer umfassenden Parameterstudie unterzogen. Die Wirksamkeit des Verfahrens wurde anhand von drei Parametern bewertet: Prozentualer Anteil an koagulierte Bentonitfeststoffe, Verringerung der Dichte der verbleibenden Suspension und Erhöhung der Filtratwasserabgabe. Die Ergebnisse zeigen mehrere Vorteile dieses Verfahrens gegenüber den konventionellen Trennverfahren. Basierend auf den Ergebnissen mit einer Elektrokoagulationszelle im Labormaßstab wurde in einer 2. Projektphase ein Baustellenprototyp gebaut. Die ersten Versuche mit dem Prototyp zeigen vielversprechende Ergebnisse.

1. Einführung

Bentonitsuspensionen sind stabile Mischungen aus Wasser und feinen Tonpartikeln, die als Stütz-, Gleit- und Fördermedium im Spezialtief- und Tunnelbau eingesetzt werden. Nach der Verwendung werden die Suspensionen in einer Separationsanlage behandelt, wo die Bodenpartikel größer als ca. 0,02 mm aus der Suspension entfernt werden. Feinpartikel wie Tone und Schluffe verbleiben in der Suspension, was zu einer stetigen Erhöhung der Dichte und damit zum Verlust der Stütz- und Förderfunktionen führt. Nachdem die Suspension ihre bautechnisch relevanten Eigenschaften verliert, muss sie gegen eine frische Bentonitsuspension ausgetauscht werden. Eine ausgetauschte Suspension -

sog. Altsuspension - wird i. d. R. zunächst entwässert, so dass deren abgetrennten Feststoffe abschließend deponiert werden können. Die Feintrennung bzw. Entwässerung der Altsuspension durch Zentrifugen und Kammerfilterpressen ist ein investitions- und betriebskostenintensives Separations-verfahren, chemisch unterstützt durch den Einsatz von Zusatzstoffen, wie anorganische Metallsalze und organische Polymere. Diese chemische Behandlung von Suspensionen ist aus ökologischer Sicht problematisch, weil die dabei eingesetzten Chemikalien, insbesondere die organischen Polymere, im Schlamm zurückbleiben und mit ihm entsorgt werden müssen (Paya, 2015; Stowa, 1995). Darüber hinaus besteht das Risiko der Unter- oder Überdosierung der Suspension mit Chemikalien, wobei diese nicht nur in den Schlamm, sondern letztlich auch ganz allgemein in den Wasserkreislauf gelangen können (Paya, 2015). Diese Chemikalien sind nicht biologisch abbaubar (Schumann & Friedrich, 1997).

Zur umweltfreundlichen Unterstützung des Entwässerungsprozesses kann auch im bestehenden Separationsverfahren die Elektrokoagulation eingesetzt werden. Das elektrochemische Trennverfahren zur Entfernung von Stoffen aus wässrigen Lösungen (Elektrolyten) funktioniert durch das Anlegen von Gleichstrom in dieser Lösung. Die Stromversorgung erfolgt über Elektroden (Kathoden und Anoden). Wenn das Elektrolyt eine Bentonitsuspension ist, koagulieren die Bentonitpartikel von der Suspension an den Anoden. Daraufhin wird die verbleibende Suspension (Restsuspension) destabilisiert, was die Filtrationszeit in den Kammerfilterpressen reduziert und dadurch den Entwässerungsprozess optimiert.

Das Elektrokoagulationsverfahren wird bereits erfolgreich als Verfahren zur Feintrennung in der Abwasserbehandlung eingesetzt und gilt als umweltfreundlich und kostengünstig (Holt et al., 1999). Einige Studien (Donini et al., 1994; Holt, 2002; Bebeslea et al., 2006; Ghernaout et al., 2008) verwendeten niedrige Konzentrationen von Bentonit, bis zu 0,1%, um die Schwebstoffe im Abwasser darzustellen. Diese Konzentrationen sind jedoch deutlich niedriger als im Spezialtief- und Tunnelbau. Paya (2015) untersuchte die Elektrokoagulation der Bentonitsuspension mit bautechnisch relevanter Konzentration.

Ziel dieses Beitrags ist es, die Anwendbarkeit dieser Methode auf aufgeladene Bentonitsuspensionen durch eine umfangreiche Laborstudie unter verschiedenen Parametern nachzuweisen. Diese Studie ist Teil eines langfristigen Forschungs- und Entwicklungsprojektes mit dem Ziel, den konventionellen Entwässerungsprozess zu verbessern. Hierbei soll erörtert werden, inwiefern die Elektrokoagulationstechnik in den bereits bestehenden Stand der Technik an Separationsanlagen integriert werden kann; denkbar sind aber auch Neukonzeptionen, bei denen das Funktionsprinzip eine maßgebliche Stellung einnimmt und somit als neue Basistechnologie fungiert.

2. Theoretische Grundlagen

2.1 Elektrochemische Prozesse und Reaktionen

Elektrochemische Reaktionen an der Elektroden-Elektrolyt-Phasengrenze (Grenzfläche) und der Stofftransport im Elektrolyten sind grundlegende Prozesse während der Elektrokoagulation. Elektrochemische Reaktionen sind heterogene chemische Reaktionen, die durch Ladungstransport über die Phasengrenze zwischen Elektrode und Elektrolyten ablaufen (Walsch, 1993). Mindestanforderungen für diese Reaktionen sind eine Zelle mit Elektrolyt, zwei Elektroden (eine Anode und eine Kathode) und eine Stromquelle. Die Kathode ist die negativ geladene Elektrode, die die Elektronen dem Elektrolyten zuführt und dadurch Reduktionsprozesse auslöst (siehe Gleichung 1):



In der Gleichung stellt E ein Element (ein Atom, ein Ion oder ein Molekül) dar, das ein Elektron e^- gewinnt, wodurch seine Oxidationszahl reduziert wird. Die Anode ist die positiv geladene Elektrode. Auf ihrer Oberfläche findet ein umgekehrter Prozess zur Reduktion statt, der Oxidation genannt wird. Das Element E verliert ein Elektron e^- und erhöht damit dessen Oxidationszustand (siehe Gleichung 2):



Der Stofftransport stellt den Transport von Reaktanten und Produkten zu und aus der Elektroden-Elektrolyt-Phasengrenze dar. Es gibt drei Faktoren, die zum Stofftransport beitragen: Diffusion, Konvektion und Migration. Während die Diffusion durch Konzentrationsgradienten und Konvektion durch Geschwindigkeitsgradienten geführt wird, wird die Migration durch Potentialgradienten geführt und ist für den Durchgang des Ionenstroms durch den Elektrolyten verantwortlich (Walsch, 1993). Der beschriebene Ladungstransport an der Elektroden-Elektrolyt-Phasengrenze und der Stofftransport im Elektrolyten ermöglichen die Stromleitung durch den Elektrolyten (Hering et al., 2012). Neben dem Stoff- und Ladungstransport sind auch die Gesetze von Ohm und Faraday unverzichtbar, um elektrochemische Prozesse zu verstehen und zu beschreiben. Das Ohm'sche Gesetz definiert das Verhältnis zwischen der Stromstärke I [A], der Spannung U [V] und dem Widerstand R [Ω] (siehe Gleichung 3):

$$I = \frac{U}{R} . \quad (3)$$

Faraday'sche Gesetze der Elektrolyse beschreiben quantitativ das Verhältnis zwischen Ladungsmenge und elektrochemischen Effekten. Das erste Gesetz besagt, dass die Masse einer Substanz, die an der Elektrode freigesetzt wird, direkt proportional zur Menge an Elektrizität ist, die durch den Elektrolyten fließt. Das zweite Gesetz besagt, dass die Mas-

sen verschiedener Substanzen, die durch die gleiche Menge an Elektrizität freigesetzt werden, direkt proportional zu ihren elektrochemischen Äquivalentmassen M/zF sind. Beide Gesetze sind in der Gleichung 4 zusammengefasst:

$$m = \frac{M \cdot I \cdot t}{z \cdot F}, \quad (4)$$

wobei m [g] die Masse der an der Elektrode freigesetzten Substanz darstellt, M [g/mol] die Molmasse der Substanz ist, I [A] der elektrische Strom ist, t [s] die Zeit ist, z [-] die Valenz der Ionen der Substanz ist und F [96485 As/mol] die Faraday'sche Konstante ist. Mit dieser Gleichung kann die Menge der erzeugten Elektrolysegase und die Masse der gelösten Metallionen während des Elektrokoagulationsprozesses abgeschätzt werden.

2.2 Elektrochemische Eigenschaften des Bentonits

Bentonit besteht überwiegend (60 - 80 % der Masse) aus dem Tonmineral Montmorillonit (Praetorius & Schoesser, 2016). Die Zusammensetzung eines Montmorillonitpartikels ist in Abb. 1 dargestellt. Der Schichtaufbau eines Montmorillonitplättchens besteht aus einer AlO_6 -Oktaederschicht zwischen zwei SiO_4 -Tetraederschichten (Jasmund & Lagaly, 1993). Aufgrund dieser Struktur entsteht eine negative Ladung an der Oberfläche des Montmorillonitpartikels (Laske, 2015; van Olphen, 1963).

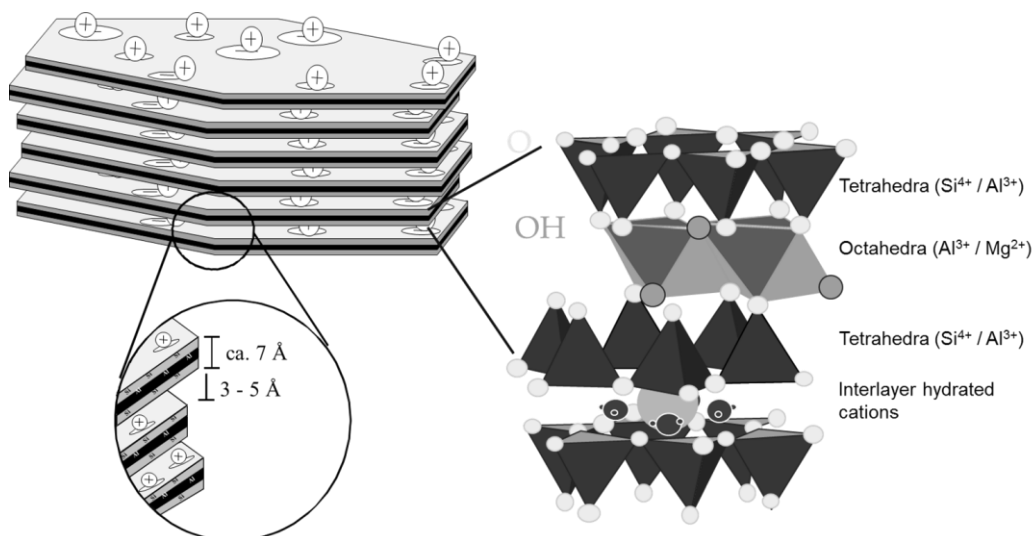


Abbildung 5: Zusammensetzung eines Montmorillonitpartikels (Quelle: www.imerys.com, 2017)

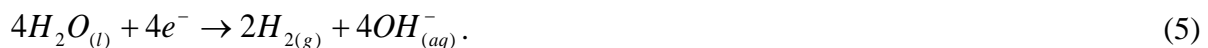
Im Wasser dispergiertes Bentonit bildet eine kolloidale Suspension. Das Hauptmerkmal einer solcher Suspensionen ist ihre Stabilität, definiert als die Eigenschaft der Suspension, sich im Laufe der Zeit nicht bzw. möglichst wenig zu entmischen (Stein, 2003). Die Stabilität der kolloidalen Suspensionen ergibt sich aus der permanenten Brown'schen

Bewegung (Lettermann, 1999) und den abstoßenden Kräften zwischen den Plättchen, die zu einer gleichmäßigen Verteilung im Wasser führen (van Olphen, 1963). Die Stabilität einer Bentonitsuspension kann durch Sedimentations- oder Filtrationsexperimente abgeschätzt werden. Letztere werden in der Regel auf Baustellen mit Hilfe einer API-Filterpresse durchgeführt (API 13B-1, 2009).

3. Elektrokoagulation von Bentonitsuspensionen

3.1 Reaktionen

Elektrolyse des Wassers ist eine der zwei Hauptreaktionen während der Elektrokoagulation. Wassermoleküle durchlaufen Redoxreaktionen: Reduktion an der Kathode (siehe Gleichung 5) und Oxidation an der Anode (siehe Gleichung 6). Dadurch entsteht Wasserstoff an der Kathode und Sauerstoff an der Anode:



Die zweite Hauptreaktion findet nur dann statt, wenn Opferelektroden eingesetzt werden. Eine Opferelektrode nimmt, im Gegensatz zu einer inerten Elektrode, an den chemischen Reaktionen teil. Wenn eine Opferanode aus Metall M verwendet wird, findet eine Oxidation dieses Metalls auf der Anode statt. Diese Reaktion, bei der Metallionen entstehen, wird durch Gleichung 7 ausgedrückt:



wobei n für die Valenz eines Metalls M steht. Opferelektroden werden üblicherweise aus Aluminium oder Stahl hergestellt. Al/Fe-Ionen in der Lösung hydrolysieren nahezu sofort zu Eisen- oder Aluminiumhydroxiden, die ausgezeichnete Koagulationsmittel sind (Mollah et al., 2004). Wenn Bentonitpartikel (überwiegend negativ geladen), die von der Anode (positiv geladen) angezogen werden, mit diesen Mitteln in Kontakt kommen, überwiegen die anziehenden van-der-Walls-Kräfte zwischen den Partikeln gegenüber den abstoßenden Kräften und verursachen die Koagulation von Partikeln (van Olphen, 1963). Die Geschwindigkeit der Metallionenproduktion während des Prozesses und damit die Menge des Koagulationsmittels in der Lösung kann durch Amperezahl nach dem Faraday'schen Gesetz gesteuert werden.

3.2 Beurteilung der Effektivität der neuen Methode

Die Elektrokoagulation von Bentonitsuspensionen hat drei Haupteffekte. Zuerst koagulieren und agglomerieren Bentonitpartikel aus der Suspension auf der Anodenoberflä-

che. Zweitens wird die Dichte der Restsuspension reduziert, wobei der Begriff "Restsuspension" eine Suspension definiert, die nach der Entfernung von koagulierten Partikeln entsteht. Drittens wird die Restsuspension destabilisiert, d.h. die in der Suspension verbliebenen Partikel entmischen sich von selbst. Instabile Suspensionen können auch schneller filtriert werden. Um die Leistung der einzelnen Experimente zu bewerten, wurden drei Parameter mit dem Namen "Effektivitäts-parameter" definiert, die drei der oben genannten Effekte widerspiegeln:

1) Prozentualer Anteil an koagulierte Bentonit B_{kt} (Gleichung 8) ist definiert als das Trockengewicht des koagulierten Bentonits B [g] im Verhältnis zum Gesamttrockengewicht der Bentonitpartikeln in der Suspension B_0 [g]:

$$B_{kt} = \frac{B}{B_0} \cdot 100[\%]. \quad (8)$$

2) Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ beschreibt die Konvergenz der Dichte der Restsuspension zu der Wasserdichte, ausgedrückt durch die Gleichung 9:

$$\Delta\rho = \frac{\rho_r - \rho_0}{\rho_w - \rho_0} \cdot 100[\%], \quad (9)$$

wobei ρ_r [g/cm³] die Dichte der Restsuspension ist, ρ_0 [g/cm³] die Dichte der Suspension vor der Elektrokoagulationsbehandlung und ρ_w [g/cm³] die Wasserdichte.

3) Verringerung der Stabilität der Restsuspension ist definiert als prozentuale Erhöhung der Filtratwasserabgabe nach der Elektrokoagulation. Die Filtratwasserabgabe wurde mit der API-Filterpresse ermittelt und nach DIN 4127:2014-02 gemessen. Die Filtrationszeit betrug 7,5 Minuten. Dieser Parameter ist der einzige Effektivitäts-parameter, der Werte von über 100 % erreichen kann (Gleichung 10):

$$\Delta FW = \frac{FW_r - FW_0}{FW_0} \cdot 100[\%]. \quad (10)$$

In der Gleichung 10 steht FW_r [ml] für die Filterwasserabgabe der Restsuspension und FW_0 [ml] für die Filterwasserabgabe der Suspension vor der Elektrokoagulationsbehandlung.

4. Experimente im Labormaßstab

Die in diesem Kapitel dargestellte Inhalte fassen die Arbeiten von Paya (2015) und Popovic et al. (2017) zusammen.

4.1 Versuchsaufbau

In der ersten Phase dieses Forschungsprojekts wurde eine Elektrokoagulationszelle (EK-Zelle) und Elektroden konstruiert. Die EK-Zelle wird aus Acrylglas gefertigt und verfügt über Schlitzfenster, in denen die Elektroden parallel zueinander in exakten Abständen platziert werden können (Abb. 2). Ein Elektrodenpaar kann auf den Mindestabstand von 0,5 cm bis zum maximalen Abstand von 6,5 cm zueinander gestellt werden, mit dem Schritt von 1 cm. Die Elektroden haben eine Fläche von 325,5 cm² und wurden aus Aluminium (EN AW-5083) und Stahl (S 235 JR) gefertigt. Die Dicke der Elektroden beträgt ca. 0,4 mm. Das Volumen der EK-Zelle beträgt 2,8 Litern.

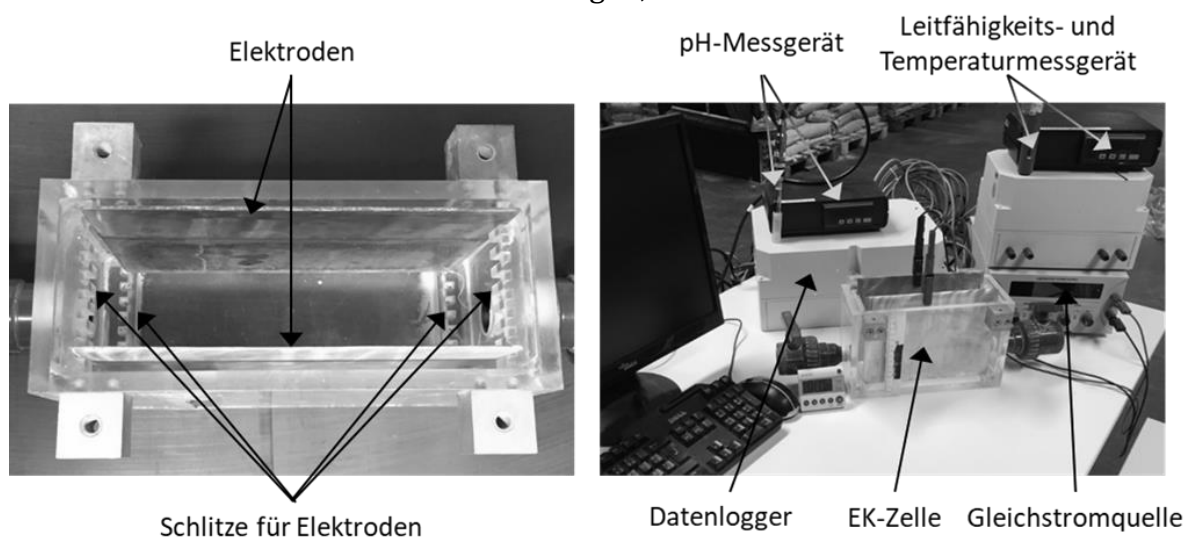


Abbildung 6 (links): Elektrokoagulationszelle & Abbildung 7 (rechts): Versuchsaufbau

Elektroden wurden an die Gleichstromquelle angeschlossen, die das System mit bis zu 5 A und 65 V versorgt. Der vollständige Versuchsaufbau ist in Abb. 3 dargestellt.

4.2 Versuchsdurchführung

Die Experimente wurden mit Gleichstrom im galvanostatischen Modus durchgeführt, d.h. die Stromstärke war während des Experiments konstant. Die Stromdaten wurden mit einem Datenlogger gemessen und mit Hilfe der LabVIEW-Software in Intervallen von einer Messung pro Sekunde dargestellt und gespeichert. Die Temperatur, die elektrische Leitfähigkeit und der pH-Wert der Suspension wurden auf die gleiche Weise erfasst. Nach dem Erreichen der vorgesehenen Dauer des Versuchs wurde die Gleichstromquelle abgeschaltet. Das koagulierte Material wurde von der restlichen Suspension getrennt. Das Trockengewicht des koagulierten Materials sowie die Dichte und die Filtratwasserabgabe der Restsuspension wurden gemessen und die entsprechenden Effektivitätsparameter B_{kt} , $\Delta\rho$ und ΔFW nach den Gleichungen 8, 9 und 10 berechnet.

4.3 Ergebnisse

Die Auswirkungen der Elektrokoagulationsbehandlung auf die Bentonitsuspension sind in Abb. 4 dargestellt. Bentonitpartikel koagulieren an der Anode. Die Restsuspension ist destabilisiert und entmischt sich in einigen Fällen bereits während des Versuchs.

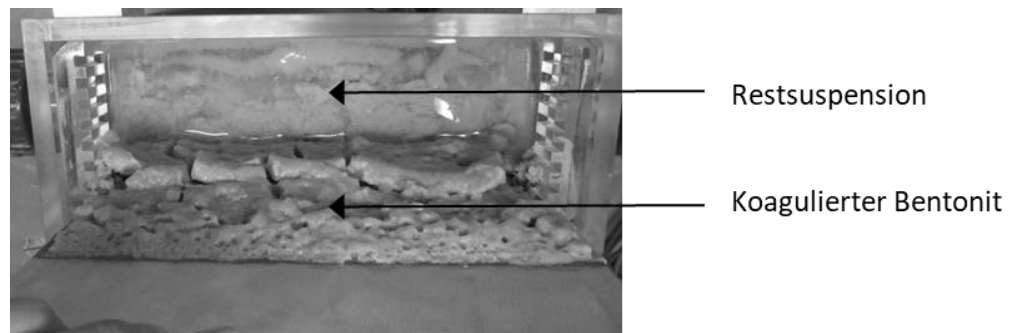


Abbildung 8: Elektrokoagulationszelle mit koaguliertem Bentonit auf der Anode

Nachfolgend werden die Ergebnisse einer Parameterstudie vorgestellt. Das vollständige Versuchsprogramm zeigt Tabelle 1, wobei der in diesem Paper vorgestellte Teil kursiv gesetzt worden ist.

Tabelle 3: Versuchsprogramm

VERSUCHSPROGRAMM	
<u>Einfluss des Aufbauparameters der EK Zelle:</u>	<u>Einfluss der Betriebsart der EK-Zelle:</u>
Geometrie	Strömungszustand:
Elektrodenoberfläche	- Ruhe-Zustand
<i>Elektrodenmaterial</i>	- Turbulente kontinuierliche Strömung
<i>Elektrodenabstand</i>	- Laminare kontinuierliche Strömung
<i>Stromstärke</i>	<i>Verweildauer</i>
Anzahl an Elektroden	Mechanische Reinigung der Elektroden
Elektrische Schaltung der Elektroden	Elektrische Reinigung der Elektroden
<u>Einfluss der Eigenschaften der Bentonitsuspension:</u>	<u>Wirkung der Elektrokoagulation auf die Stabilität der Bentonitsuspension (Absetzversuch)</u>
Konzentration Bentonit W	
Aufladung	

Die Experimente wurden mit 2 Litern Bentonitsuspension mit einer Konzentration von 2,5 % vom Typ W durchgeführt. Sie wurden im Ruhezustand durchgeführt, d.h. ohne Strömung oder andere extern bedingte Bewegung der Suspension während des Experiments.

4.3.1 Elektrodenmaterial, Stromstärke und Abstand zwischen Elektroden

Die erste Versuchsreihe untersuchte den Einfluss von Stahl- und Aluminiumionen, der Stromstärke und dem Abstand zwischen den Elektroden auf den Prozess. Die Dauer jedes Experiments betrug 30 Minuten. Die Ergebnisse sind in den Abb. 5, 6 und 7 zusammengefasst. Abb. 5 zeigt einen stetigen Anstieg des prozentualen Anteils an koagulierte Bentonit B_{kt} mit zunehmendem Abstand zwischen den Elektroden. Die Ergebnisse implizieren einen positiven Einfluss der höheren Stromstärke auf diesen Effektivitätsparameter. Bei kleineren Abständen zwischen den Elektroden (0,5 - 3,5 cm) zeigten die Experimente mit elektrischem Strom von 2 A bessere Ergebnisse als die mit 1 A. Mit Abständen von 4,5 - 6,5 cm stagnierte die Effektivität der mit 1 A durchgeführten Experimente und der positive Einfluss der höheren Stromstärke wurde deutlicher. Die Art der Metallionen (Al oder Fe), die während des Prozesses aus der Anode freigesetzt werden, hatte einen minimalen Einfluss auf diesen Effektivitätsparameter. Insgesamt erreichten die mit Stahlelektroden durchgeführten Experimente im Allgemeinen etwas höhere Effektivitätsparameter. Die besten Ergebnisse zeigten, dass über 40 % der Partikel aus der Suspension während der Elektrokoagulation koagulierte.

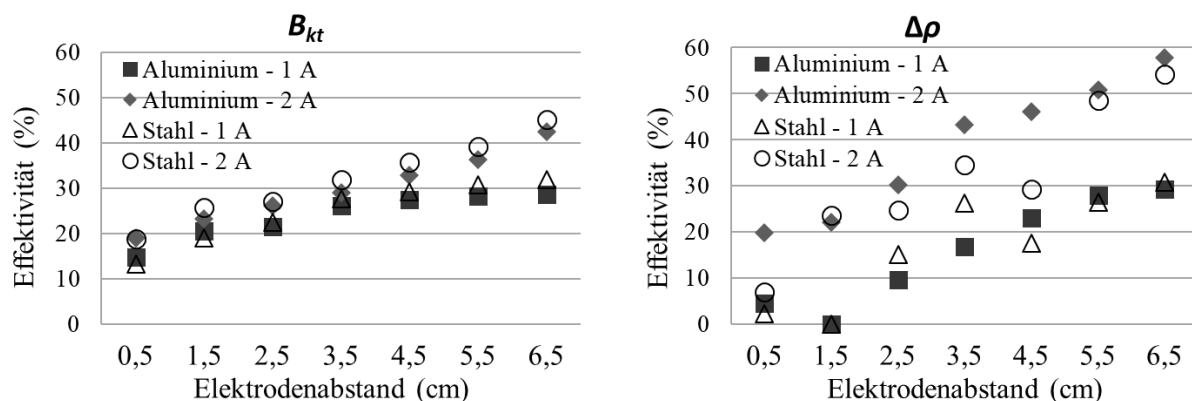


Abbildung 9 (links): Prozentualer Anteil an koagulierte Bentonit & Abbildung 10 (rechts): Verringerung der Dichte der Restsuspension

Abb. 6 stellt die Ergebnisse für die Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ dar. Eine Tendenz zur Leistungssteigerung bei größeren Elektrodenabständen ist zu beobachten. Höhere Stromstärken hatten positive Auswirkungen auf die Verringerung der Dichte der Restsuspension. Die Versuche mit dem elektrischen Strom von 2 A erreichten höhere Wirkungsgrade als die Versuche mit 1 A. Aluminiumelektroden erbrachten bei den mit 2 A durchgeführten Versuchen bessere Ergebnisse als Stahlelektroden. Jedoch zeigte keines des Elektrodenmaterials einen deutlichen Vorteil gegenüber dem anderen bei Experimenten mit 1 A. Die besten Ergebnisse für die Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ erreichten Werte von über 50 %.

In Abb. 7 fällt der Einfluss des Elektrodenmaterials auf die Verringerung der Stabilität der Restsuspension ΔFW besonders auf. Die Ergebnisse der Experimente mit Aluminiumelektroden waren deutlich besser als die Ergebnisse der Experimente mit Stahlelektroden. Der Vergleich der Versuche mit dem gleichen Elektrodenmaterial und Abstand und unterschiedlichem Strom zeigt, dass die Experimente mit 2 A in jedem untersuchten Fall bessere Ergebnisse erbrachten. Generell hat die Vergrößerung des Elektrodenabstandes auch die Ergebnisse verbessert. Eine Ausnahme bildeten Versuche mit Stahlelektroden und dem Strom von 2 A (in Abb. 7 als Stahl - 2 A bezeichnet). Für diesen Fall wurde ein optimaler Abstand von 3,5 cm ermittelt. Die besten Ergebnisse für die Verringerung der Stabilität der Restsuspension ΔFW erreichten Werte von über 70 %.

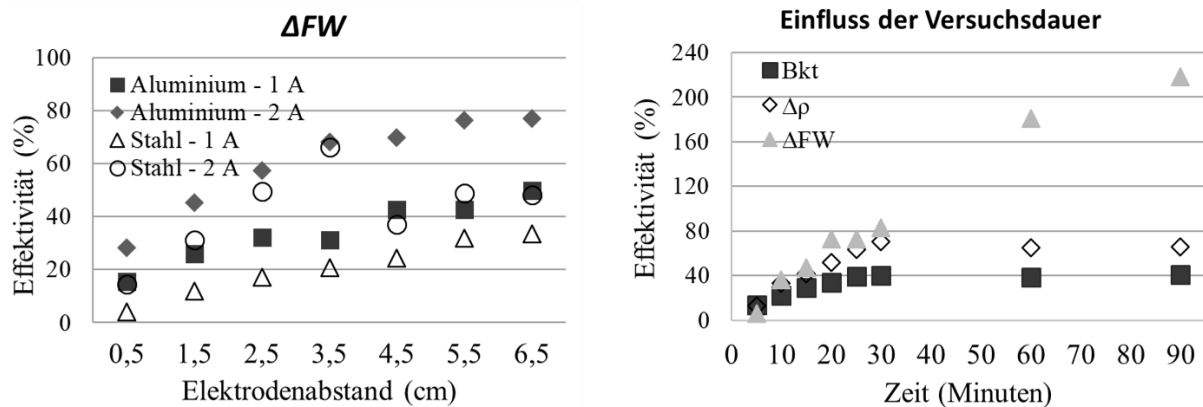


Abbildung 11 (links): Verringerung der Stabilität der Restsuspension &
Abbildung 12 (rechts): Einfluss der Versuchsdauer auf die Effektivitätsparameter

4.3.2 Versuchsdauer

Eine weitere Zielstellung der Parameterstudie war es, die optimale Versuchsdauer der Elektrokoagulationsbehandlung zu finden. Die Experimente wurden mit Aluminiumelektroden und einem elektrischen Strom von 2 A durchgeführt. Die untersuchten Versuchsdauern betragen 5, 10, 15, 20, 25, 30, 60 und 90 Minuten. Die Ergebnisse sind in Abb. 8 dargestellt.

Aus den Daten in Abb. 8 ist ersichtlich, dass die Versuchsdauer einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hat. Die Verringerung der Stabilität der Restsuspension ΔFW steigt proportional mit der Zeit. Nach einer 90-minütigen Elektrokoagulationsbehandlung erreichte die Verringerung der Stabilität der Restsuspension einen Wert von über 200 %. Der prozentuale Anteil an koaguliertem Bentonit B_{kt} und die Verringerung der Dichte der Restsuspension Δp erreichten jedoch nach ca. 30 Minuten ihre Maximalwerte.

5. Baustellenprototyp

Auf Basis der Parameterstudie wurde die optimale Kombination von Parametern ermittelt, die zur jeweils höchsten Effektivität des Prozesses führt. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurden Scale-Up-Parameter für einen größeren Prototyp mit dem Zellenvolumen von 320 Liter bestimmt. Dieser Prototyp dient als ein Zwischenschritt von den Laborexperimenten zur Baustelleumsetzung der Elektrokoagulation. Zusammen mit einer Labor-Kammerfilterpresse mit dem Kammervolumen von 8 Liter ermöglicht der Prototyp umfassende Untersuchungen der Einflüsse der Elektrokoagulation auf die Suspension in realitätsnahen Volumina.

5.1 Versuchsaufbau

5.1.1 Elektrokoagulationsprototyp

Der Versuchsaufbau besteht aus zwei Anlagen: einem Elektrokoagulationsprototyp und einer Labor-Kammerfilterpresse. Der Elektrokoagulationsprototyp befindet sich in einem Standard-Baustellencontainer. Der Container ist in zwei Räume verteilt. Im Raum 1 (Abb. 9 links) befinden sich ein Rührwerk, eine Pumpe, eine Gleichstromquelle und der Schaltschrank mit Steuerungsmechanismen. In den Raum 2 (Abb. 9 rechts) wurde die Elektrokoagulationszelle (EK-Zelle) eingebaut. Die Zelle besteht aus zwei baugleichen Kammern, jede mit einem Füllvolumen von 160 L. In jeder Kammer befinden sich 2 Anoden und 4 Kathoden, wobei die Anoden zwischen zwei Kathoden angeordnet wurden. Die Elektroden sind kreisförmig mit dem Durchmesser von 70 cm und verfügen über eine Fläche von jeweils $0,35 \text{ m}^2$. Es besteht die Möglichkeit, die Kathoden in verschiedenen Abständen zu den Anoden zu platzieren. Die Anoden sind mithilfe einer Welle an einem Getriebemotor befestigt, der die Anoden während des Versuchs oder nach dem Versuch drehen kann. Im unteren Bereich der Zelle wurden Abstreifer eingebaut, die die Anoden während des Drehens vom koaguliertem Material reinigen.

Das Design der Zelle ermöglicht eine umfassende Parameterstudie. Die Kammern sind zueinander parallelgeschaltet. Die Stromstärke kann zwischen 1 und 300 A variiert werden. Die Drehgeschwindigkeit bzw. die Reinigungsperiode der Anoden liegt zwischen 0 und $0,45 \text{ Min}^{-1}$. Der Abstand zwischen den Elektroden kann bei 4,5, 5,5 und 6,5 cm eingestellt werden. Für die Versuchsdauer gibt es keine technische Begrenzung.



Abbildung 13: Elektrokoagulationsprototyp: Raum 1 (links) und Raum 2 (rechts)

5.1.2 Labor-Kammerfilterpresse

Die Labor-Kammerfilterpresse (LKFP) (Abb. 10) ermöglicht die Untersuchung des Einflusses der Elektrokoagulationsbehandlung auf die Filtrationszeit der Suspension. Sie verfügt über 10 Kammern mit dem Gesamtvolumen von 8 Liter und einer Filterfläche von $0,92 \text{ m}^2$. Die Kammern werden mit Hilfe einer Hydraulikanlage so stark zusammengepresst (bis 500 bar), dass der Filtrationsenddruck (bis 15 bar) die Kammern nicht auseinandertreiben kann und die Presse dicht bleibt.



Abbildung 14: Labor-Kammerfilterpresse: Versuchsaufbau (links), Kammer (rechts)

Auch die LKFP ermöglicht eine vielschichtige Parameterstudie. Die Anzahl der Filterkammern kann zwischen 1 Kammer und maximal 10 Kammern variieren. Der Filtrationsdruck und die Filtrationszeit sind einstellbar. Darüber hinaus gibt es verschiedene Filtertücher, die unterschiedliche Durchlässigkeiten aufweisen.

5.2 Ergebnisse aus Prototyp und LKFP

Die ersten Ergebnisse mit dem Prototyp bestätigen die grundlegenden Tendenzen aus den Versuchen mit der Laborzelle. Für die Versuche im Prototyp wurden Bentonitsuspensionen mit feinen Bodenpartikeln wie Kaolin und Quarzmehl aufgeladen. Mit ihrer Dichte von $> 1,20 \text{ t/m}^3$ simulierten diese aufgeladenen Suspensionen die Altsuspensionen von Baustellen.

Abb. 11 lässt erste Rückschlüsse auf die Ergebnisse zu. Wie bei den Versuchen im Laborskala, koagulieren Boden- und Bentonitpartikel an den Anoden. Während des Abpumpens der Restsuspension aus der Zelle fallen die Partikel nicht in die Suspension herunter. Diese Erkenntnis eröffnet die Möglichkeit einer 2-stufigen Trennung:

- 1) Entsorgung des koagulierten Materials: Bei bisherigen Vorversuchen koagulierten während 30-minütiger Elektrokoagulationen 19-25 % der Bodenpartikel von der Suspension an den Anoden. Restfeuchte des an der Anode koagulierten Bodens betrug ca. 50 % (46 %-55 %). Bei dieser Restfeuchte ist es möglich, das koagulierte Material mit z.B. Kalk einzudicken und entsorgen.
- 2) Entwässerung der Restsuspension: Die Restsuspension wird in der Labor-Kammerfilterpresse weiter entwässert. Bei den bisherigen Versuchen wurde eine Reduzierung der Filtrationszeit in der LKFP um bis zu 70 % erreicht, wobei der Referenzwert die Filtrationszeit der Suspension vor der Elektrokoagulationsbehandlung ist. Darüber hinaus hatte das Filtratwasser ausreichende Qualität, um für das Anmischen neuer Bentonitsuspension wiederverwendet zu werden.

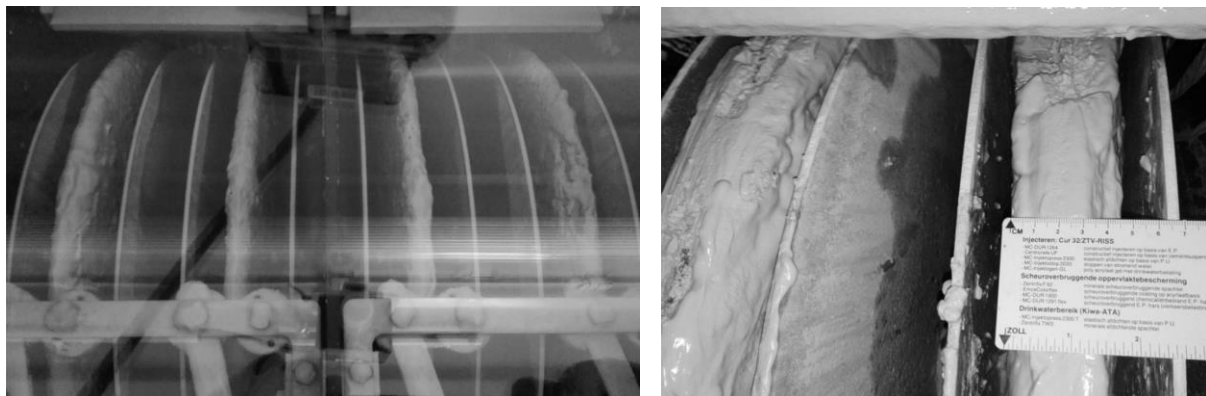


Abbildung 15: Koagulierte Boden- und Bentonitpartikel an den Anoden

6. Diskussion

Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse bestätigen die Anwendbarkeit der Elektrokoagulationstechnik für die Trennung und Destabilisierung von Bentonitsuspensionen.

nen. Der erste Schritt in der Parameterstudie war die Bestimmung des geeigneten Elektrodenmaterials. Experimente mit Stahlelektroden erreichten eine höhere Effektivität hinsichtlich des Anteils an koagulierte Bentonit B_{kt} , während Aluminiumelektroden hinsichtlich der Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ besser abschneiden. Der Vorteil von Aluminiumelektroden zeigte sich deutlich bei der Analyse der Verringerung der Stabilität der Restsuspension ΔFW . Diese Ergebnisse entsprechen den Erkenntnissen von van Olphen (1963), dass Aluminiumionen und ihre Verbindungen die Suspension intensiver destabilisieren als die von Stahl. Daher wurden Aluminiumelektroden für den Bau des Baustellenprototyps bevorzugt.

Die Menge des eingesetzten elektrischen Stroms erwies sich als wichtiger Faktor. Die Versuche mit der höheren Stromstärke (2 A) zeigten bessere Ergebnisse als die Versuche mit geringerer Stromstärke (1 A) bei allen drei Effektivitätsparametern. Diese Ergebnisse stimmen mit den Faraday'schen Gesetzen überein - eine höhere Stromstärke führt dazu, dass mehr Metallionen aus der Anode freigesetzt werden, wodurch während des Prozesses mehr Koagulationsmittel entstehen.

Unter den untersuchten Elektrodenabständen lieferte der größte Abstand von 6,5 cm die besten Ergebnisse. Das Volumen der Suspension zwischen den Elektroden, wo die elektrochemischen Prozesse und Reaktionen stattfinden, ist bei diesem Abstand maximal. Darüber hinaus ist in den meisten Fällen die Tendenz zu einer erhöhten Effektivität mit zunehmendem Abstand zwischen Elektroden zu beobachten.

Ein weiteres Untersuchungsergebnis war der Einfluss der Behandlungsdauer der Elektrokoagulation auf die Effektivitätsparameter. Während der ersten ca. 30 Minuten stiegen die Werte aller drei Effektivitätsparameter an. Nach etwa 30 Minuten schienen der Anteil an koagulierte Bentonit B_{kt} und die Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ ihre Maximalwerte zu erreichen. Allerdings stiegen die Werte der Verringerung der Stabilität der Restsuspension ΔFW innerhalb der untersuchten Zeitskala von 90 Minuten weiter an. Die optimale Dauer der Behandlung hängt von den gewünschten Effekten und der Umsetzung dieser Methode ab. Die Versuche mit dem Elektrokoagulationsprototyp bestätigen die Erkenntnisse aus dem Labor.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Diese Studie hat die Anwendbarkeit der Elektrokoagulationstechnik als Trennmethode für Bentonitsuspensionen nachgewiesen. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Elektrokoagulationsmethode den Entwässerungsprozess von gebrauchten Suspensionen in mehrfacher Hinsicht verbessern könnte. Erstens destabilisiert die Elektrokoagu-

lationsbehandlung Bentonitsuspensionen, wodurch die erforderliche Filtrationszeit für die Entwässerung einer Suspension verkürzt wird. Zweitens ist die Elektrokoagulation umweltfreundlich im Vergleich zu herkömmlichen Trennverfahren, die durch Zugabe von Chemikalien unterstützt werden.

Die Zukunftsperspektive dieses langfristigen Forschungs- und Entwicklungsprojektes ist die Umsetzung der Elektrokoagulationstechnik auf einer Baustelle. Unter der Annahme, dass die in dieser Studie angewandten Methoden und Verfahren ähnliche Effekte bei den Altsuspensionen von Baustellen hervorrufen würden, könnte die Elektrokoagulation zur Unterstützung des Entwässerungsprozesses eingesetzt werden. Eine gebrauchte Suspension könnte vor der Filtration in Kammerfilterpressen in einer großtechnischen Elektrokoagulationszelle behandelt werden. Wie die Ergebnisse zeigen, konnte eine deutliche Reduzierung der Filtrationszeit erreicht werden, ohne Zugabe von Chemikalien oder jeglicher anderen Art der Vorbehandlung gebrauchter Suspensionen.

Aufgrund der Erkenntnis, dass die Partikel aus der Suspension koagulieren und an der Anode agglomerieren, hat die Elektrokoagulation das Potenzial, den konventionellen Entwässerungsprozess nicht nur zu verbessern, sondern ihn möglicherweise als eigenständiges Verfahren zur Feinpartikelreinigung vollständig zu ersetzen. Um das zu erreichen, muss es so weit verbessert werden, dass der Anteil an koagulierte Bentonit B_{kt} und die Verringerung der Dichte der Restsuspension $\Delta\rho$ die Werte nahe 100 % erreichen, d.h. alle Partikel agglomerieren auf den Anoden und die Restsuspension ist eigentlich nur klares Wasser. Um dies zu erreichen, ist jedoch eine deutliche Verbesserung des in diesem Beitrag dargestellten Forschungsstandes erforderlich.

Weitere Studie konzentriert sich auf Parameterstudie mit dem Prototyp, einschließlich der Versuche mit Altsuspensionen von Baustellen. In der Labor-Kammerfilterpresse werden auch die Versuche mit der mit Flockungsmitteln konditionierten Suspension durchgeführt, um einen weiteren Vergleich zwischen der konventionellen Entwässerungsverfahren (Flockungsmittel + Kammerfilterpresse) und der neuen Idee (Elektrokoagulation + Kammerfilterpresse) machen zu können.

Literatur

American Petroleum Institute (2009), 'API 13B-1 2009-03: Recommended Practice for Field Testing of Water-Based Drilling Fluids', 4th Edition, Washington: API publishing services, 91 S

- Bebeselea, A., Pop, A., Orha, C., Danielescu, C., Manea, F. & Burtica, G. (2006), 'Electrocoagulation application on organic load and suspended solids removal from wastewater', *The 13th Symposium on Analytical and Environmental Problems*. Szeged, 101-105
- Deutsches Institut für Normung DIN, 'DIN 4127:2014-02: Erd- und Grundbau – Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe', 28 S
- Donini, J.C., Kan, J., Szynekarczuk, J., Hassan, T. A. & Kar, K.L. (1994), 'The operating cost of electrocoagulation', *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 72, 1007-1012
- Ghernaout, D., Ghernaout, B. & Boucherit, A. (2008), 'Effect of pH on Electrocoagulation of Bentonite Suspensions in Batch Using Iron Electrodes', *Journal of dispersion science and technology*, 29 (9), 1272-1275
- Hering, E., Martin, R. & Stohrer, M. (2012), 'Physik für Ingenieure', Berlin und Heidelberg: Springer, 487 S
- Holt, P., Barton, G. W. & Mitchell, C. (1999), 'Electrocoagulation as a wastewater treatment', *The Third Annual Australian Environmental Engineering Research Event*, Castlemaine, Victoria, 6 S
- Holt, P. (2002) 'Electrocoagulation: unravelling and synthesizing the mechanisms behind a water treatment process', *Dissertation*, Department of Chemical Engineering, University of Sydney, 199 S
- Imerys (Firma), Web site: <http://www.imerys-additivesformetallurgy.com/our-resources/bentonite/>, Zugriff am 20.12.2017
- Jasmund, K. & Lagaly, G. (1993), 'Tonminerale und Tone: Struktur, Eigenschaften, Anwendung und Einsatz in Industrie und Umwelt', Darmstadt: Steinkopff, 489 S
- Laske, S. (2015) 'Polymer nanoclay composites', US: William Andrew, 199 S
- Letterman, R.D., (American Water Works Association) (1999), 'Water quality and treatment: A handbook of community water supplies', New York: McGraw-Hill, 5th edition, 1163 S

Mollah, M.Y.A., Morkovski, P., Gomes, J.A.G., Kesmez, M., Parga, J. & Cocke, D.L. (2004), 'Fundamentals, present and future perspectives of electrocoagulation', *Journal of Hazardous Materials B114*, 119-210

Paya Silvestre, S. (2015), 'Elektrokoagulation zur Trennung von gebrauchten Bentonitsuspensionen im Tunnelbau', *Dissertation*, Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau und Baubetrieb, Ruhr-University Bochum, 237 S

Popovic, I., Schößer, B., Paya Silvestre, S., Thewes, M., Edelmann, T., (2017), 'Separation of used bentonite suspensions in slurry shield tunneling: improvement of depositing costs by introduction of a new method', *World Tunnel Congress 2017*, Bergen, 10 S

Praetorius, S. & Schößer, B. (2016), 'Bentonithandbuch: Ringspaltschmierung für den Rohrvortrieb', Berlin: Ernst & Sohn, 204 S

Schumann, H., Friedrich, C. (1997), 'Umweltverträglichkeit von Chemikalien zur Abwasserbehandlung', Forschungsbericht Nr. 39

Stein, D. (2003), 'Grabenoser Leitungsbau', Berlin: Ernst & Sohn, 1144 S

Stowa (Gesellschaft für angewandte Forschung in der Wasserwirtschaft) (1995), 'Untersuchung der Umweltgefährdung von Polyelektrolyten in Kläranlagen', Forschungsbericht, Utrecht, 65 S

Van Olphen, H. (1963), 'An introduction to clay colloid chemistry for clay technologists, geologists, and soil scientists', New York and London: Interscience Publishers, 301 S

Walsh, F. C. (1993), 'A first course in electrochemical engineering', Romsey: Electrochemical Consultancy, 381

THEMENBLOCK III

Umweltgeotechnik

Gestaltungsmöglichkeiten der biologischen In-situ-Sanierung von LCKW-Grundwasserschäden und ihre Konsequenzen für Sanierungsdauer und -kosten

Stephan Hüttmann, Sensatec GmbH, Kiel

Sascha Winkler, Sensatec GmbH, Kiel

Zusammenfassung

In-situ-Sanierungsverfahren stehen haben in den vergangenen Jahren eine intensive verfahrenstechnische Entwicklung genommen und stellen inzwischen als „Stand der Technik“ auch international eine attraktive Alternative zu traditionellen Verfahren, wie z.B. „pump-and-treat“ oder „dig-and-dump“.

Im Rahmen einer Auswertung von 42 abgeschlossenen biologischen In-situ-Sanierungsmaßnahmen für LCKW-Grundwasserschäden wurde untersucht, wie sich verfahrenstechnisch unterschiedliche Herangehensweisen auf die Sanierungsdauer und den Erfolg der jeweiligen Maßnahme auswirken.

Dabei wurde festgestellt, dass aktiv hydraulisch gemanagte In-situ-Verfahren wesentlich schneller zum gewünschten Sanierungserfolg führen als Verfahren mit passiver Wirkstoffverteilung, die ausschließlich über die Grundwasserströmung selbst erfolgt. Darüber hinaus lässt sich im Rahmen von hydraulischen Kreislaufführungen der LCKW-Abbau z.B. durch Analysen der Reaktionsprodukte relativ gut bilanzieren.

1. Einleitung

In-Situ-Sanierungsverfahren haben in den vergangenen Jahren eine intensive verfahrenstechnische Entwicklung genommen und werden zunehmend am Markt als attraktive Alternative zu traditionellen Verfahren, wie z.B. Aushubverfahren und Grundwasserentnahmeverfahren nachgefragt. Im Rahmen von „treatment-train“-Konzepten bieten biologische Sanierungstechniken häufig eine geeignete Strategie zur erfolgreichen Beendigung aktiver Sanierungsmaßnahmen. Basis für eine zielführende In-Situ-Anwendung stellt eine geeignete In-Situ-Verfahrensauslegung dar, die enge Verknüpfung von hydrogeologischem, geochemischem und bioprozesstechnischem Wissen erfordert.

Im Rahmen des Vortrags wird eine Auswertung von 42 abgeschlossenen biologischen LCKW-Sanierungsvorhaben vorgestellt, darunter Maßnahmen mit rein passiver Wirkstoffverteilung und Maßnahmen mit hydraulisch aktiv gemanagter Wirkstoffverteilung. Folgende Wirkstoffverteilungsverfahren wurden im Rahmen der Studie betrachtet:

1. Infiltrationsverfahren mit ausschließlich passiver Verteilung der Wirkstoffe über die natürliche Grundwasserströmung
2. Vertikale oder horizontale Zirkulationszellen mit periodischer Einspeisung von Wirkstoffen
3. Raumwirksame Zirkulationsgalerien mit dauerhafter Entnahme- und Wirkstoffinfiltrationsebene

In Abb. 1 sind verschiedene hydraulische Gestaltungs- und Anordnungsmöglichkeiten für In-situ-Sanierungsverfahren dargestellt:

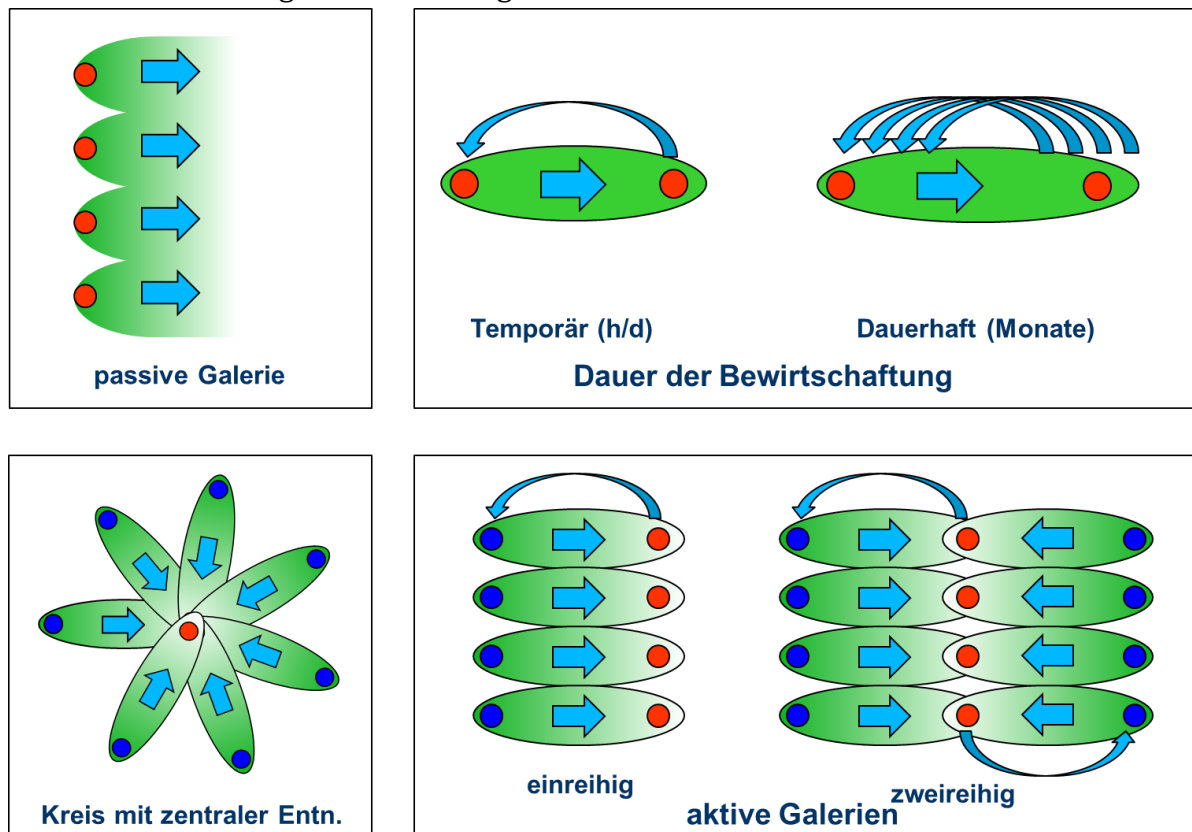


Abbildung 1: Hydraulische Gestaltungsmöglichkeiten für In-situ-Sanierungsverfahren

Die Maßnahmen wurden im Hinblick auf den jeweiligen Sanierungserfolg (Abreicherung der LCKW über die Zeit) in Abhängigkeit von der eingesetzten Sanierungstechnik und dem jeweiligen hydraulischen Management, dem Wirkstoffeinsatz und der geochemischen Standorteigenschaften statistisch ausgewertet.

2. Ergebnisse

Die untersuchten Standorte wiesen selbstverständlich hinsichtlich ihrer LCKW-Schadstoffgehalte, ihrer spezifischen geologischen Struktur, ihres Geochemismus sowie auch ihres mikrobiologischen Inventars große Unterschiede auf. Um jedoch eine direkte Vergleichbarkeit in der Entwicklung der Schadstoffgehalte für alle Standorte zu erhalten, wurden die jeweils höchsten Schadstoffkonzentrationen für den jeweils betrachteten Standort gleich 100% gesetzt.

In den Abb. 2 bis 4 sind die sich aus dieser Analyse ergebenden Schadstoffentwicklungen für passive, intermittierend betriebene und dauerhaft hydraulisch aktiv gemanagte Verfahren dargestellt.

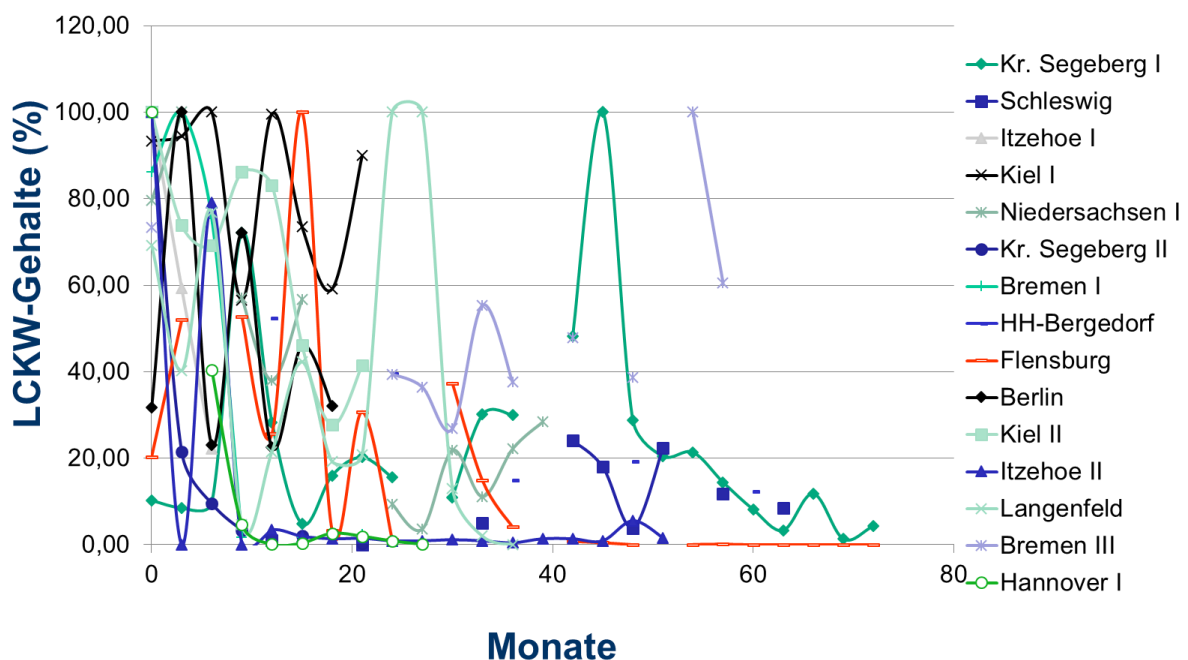


Abbildung 2: Entwicklung der Schadstoffgehalte bei biologischen In-situ-Sanierungsvorhaben mit passiver Wirkstoffverteilung über das Grundwasser

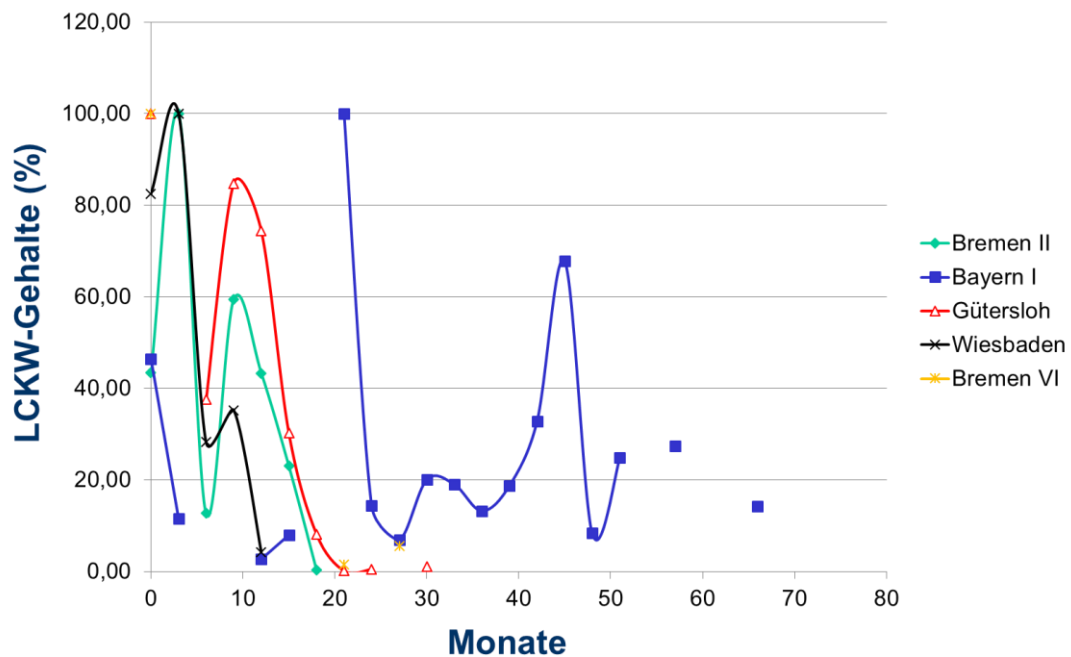


Abbildung 3: Entwicklung des Sanierungsverlaufes bei biologischen In-situ-Sanierungsmaßnahmen mit temporär aktiv betriebener Hydraulik

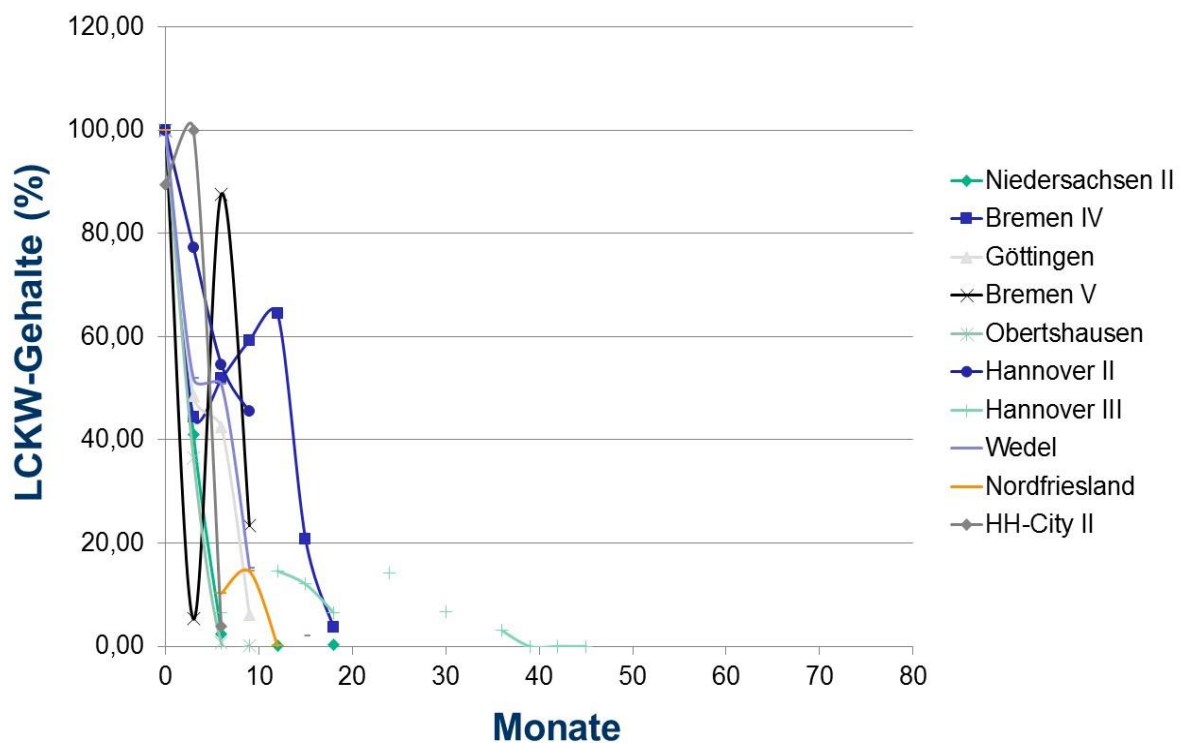


Abbildung 4: Entwicklung des Sanierungsverlaufes bei biologischen In-situ-Sanierungsmaßnahmen mit permanent aktiv betriebener Hydraulik

Die Ergebnisse belegen deutliche Unterschiede in der LCKW-Abreicherung in Abhängigkeit von der gewählten Sanierungsstrategie. Hydraulisch aktiv gemanagte Standorte wiesen teilweise mehr als doppelt so hohe LCKW-Abreicherungsgeschwindigkeiten im Vergleich zu den passiv betriebenen Standorten auf. In Extremfällen führte erst eine nachträglich realisierte, hydraulische Verteilungstechnik überhaupt zu einem LCKW-Abbau. Der Wirkstoffverbrauch (zugeführte Cosubstratmenge) stand demgegenüber nicht in einem direkten Verhältnis zum LCKW-Abbau, wohl aber zu den geochemischen Verhältnissen am jeweiligen Sanierungsstandort.

3. Fazit

Die Ergebnisse belegen – trotz aller Einschränkungen hinsichtlich der Heterogenität der analysierten Sanierungsvorhaben - einen direkten Zusammenhang zwischen gewählter Injektionstechnik und LCKW-Sanierungserfolg. Je besser das jeweilige In-situ-Sanierungsverfahren aktiv hydraulisch gemanagt ist, umso schneller wurden die LCKW aus dem Grundwasser entfernt. Bei den aktiv hydraulisch gemanagten Standorten war es dabei von untergeordneter Bedeutung, ob die Zirkulation in Form von aktiv betriebenen Brunnengalerien oder kreisförmig mit zentralem Entnahmebrunnen erfolgte.

Die Auswertungen belegen in der Konsequenz, dass bei der Anwendung von biologischen In-situ-Verfahren insbesondere auch die konkrete Verfahrensgestaltung von großer Bedeutung für die Erfolgswahrscheinlichkeit ist.

Praxisbeispiele umgesetzter Bodensanierungsmaßnahmen in Düsseldorf

Inge Bantz, Umweltamt Landeshauptstadt Düsseldorf

Joachim Broch, Umweltamt Landeshauptstadt Düsseldorf

Zusammenfassung

Unter Beachtung des Ziels, den Flächenverbrauch in Deutschland bis 2020 auf weniger als 30 ha/d zu verringern, der rechtlichen Verpflichtung zum sparsamen Umgang mit dem Boden und des Vorrangs der Innen- vor einer Außenentwicklung, kommt dem Flächenrecycling in der städtebaulichen Entwicklung eine zentrale Bedeutung zu. Allerdings sind vor einer Neunutzung die auf diesen Flächen regelmäßig vorliegenden auffüllungs- und nutzungsbedingten Bodenverunreinigungen sowie davon ausgehende Grundwasserverunreinigungen zu sanieren. Hierzu werden verschiedene Beispiele durchgeführter Sanierungsmaßnahmen beschrieben. Dabei wird deutlich, dass bei der Sanierung von Bodenverunreinigungen, die bis in die gesättigte Bodenzone reichen, dem Risiko verbleibender Restbelastungen besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist.

1. Ausgangssituation im Stadtgebiet

Düsseldorf ist durch eine mehr als 150-jährige Industriegeschichte gekennzeichnet. Ein Ergebnis dieser gewerblich/industriellen Vergangenheit sind rund 5500 Altstandorte und 330 Altablagerungen im Stadtgebiet, auf denen zum Teil Bodenverunreinigungen vorliegen, von denen im Einzelfall Grundwasserverunreinigungen ausgehen. Im Zuge der städtebaulichen und wirtschaftlichen Entwicklung wurden diese Flächen in der jüngeren Vergangenheit bevorzugt für Ansiedlungs- und Neunutzungsprojekte genutzt. In der beigefügten Übersichtskarte sind die größeren Umstrukturierungsgebiete, für deren Neunutzung in der Regel als Grundlage Bebauungspläne aufgestellt werden, dargestellt.

2. Rechtliche Regelungen für Flächenrecyclingprojekte

Um auf Vorsorgenniveau gesunde Wohn- und Arbeitsverhältnisse gewährleisten, den Anforderungen des Umwelt-, Boden- und Klimaschutzes Rechnung tragen und die Auswirkungen des Klimawandels berücksichtigen und bewältigen zu können, sind auf diesen Flächen vor Realisierung der Neunutzung in der Regel vorliegende Auffüllungsmateria-

len und nutzungsbedingte Bodenverunreinigungen sowie davon ausgehende Grundwasser- und Grundwasserverunreinigungen zu sanieren. Zur Konkretisierung der erforderlichen Boden- und Grundwassersanierungsmaßnahmen ist zu beurteilen, durch welche Maßnahmen die zuvor genannten Kriterien gemäß § 1 Baugesetzbuch (BauGB) erfüllt werden können, ob diese Maßnahmen mit verhältnismäßigem Mitteleinsatz durchgeführt werden können und mit der geplanten Neunutzung vereinbar sind.

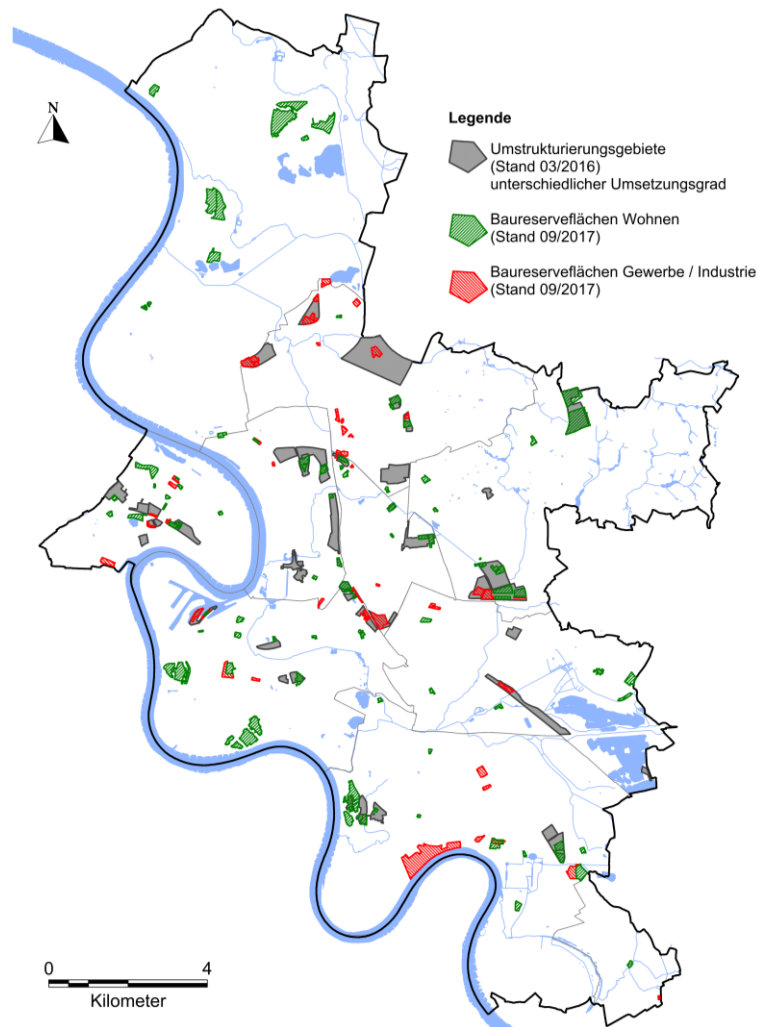


Abbildung 1: Umstrukturierungsgebiete und Baureserveflächen im Stadtgebiet; Stand 2017 (Quelle: Kataster- und Vermessungsamt, Planungsamt)

Darüber hinaus dürfen aufgrund anderer gesetzlicher Grundlagen erforderliche Maßnahmen durch den Vollzug des Bebauungsplans nicht erschwert, verteuert oder unmöglich gemacht werden. Die für dieses Beurteilungsniveau erforderlichen Untersuchungen und gutachterlichen Ermittlungen sind im Planungsprozess zu erarbeiten, da nur auf

einer ausreichend qualifizierten Grundlage eine verlässliche planerische Entscheidung getroffen werden kann. Um aus Zeit- und Kostengründen Sanierungsmaßnahmen parallel mit der Neubebauung durchführen zu können, hat sich der Abschluss öffentlich-rechtlicher Verträge bewährt. Deren verbindliche Unterzeichnung ist Voraussetzung für den Beschluss des Bebauungsplans als Satzung durch den Rat der Stadt.

Die Anforderungen an die Bodenbeschaffenheit, die als Voraussetzung für eine bauliche Neunutzung zu erfüllen sind, sind nicht explizit geregelt. Sie sind im Einzelfall unter Berücksichtigung der Standortgegebenheiten, von Art, Umfang und Charakteristik der vorliegenden Bodenbelastungen, den betroffenen Schutzgütern, der vorgesehenen Flächengestaltung und -nutzung sowie bestehender Bewertungsmaßstäbe als Orientierungshilfe abzuleiten. Dabei sind die bodenschutzrechtlichen Prüfwerte als Beurteilungsmaßstab in der Bauleitplanung ungeeignet, da für die planerische Vorsorge nicht erst die Schwelle, an der im ungünstigsten Fall eine Gefahr einsetzt, maßgeblich ist. Vielmehr ist grundsätzlich nach dem ‚Altlastenerlass‘ des Landes Nordrhein-Westfalen vom 14.03.2005 anzustreben, die Prüfwerte so weit wie möglich zu unterschreiten.

Besonderere Aufmerksamkeit bedürfen Regelungen zur Sanierung von Bodenverunreinigungen, die bis in die gesättigte Bodenzone reichen, sowie davon ausgehender Grundwasserverunreinigungen. Diese sind nachhaltig so zu sanieren, dass die Grundstücke anschließend für die vorgesehenen baulichen Anlagen geeignet sind und keine Restbelastungen überbaut werden, deren nachträgliche Sanierung erheblich erschwert oder für die Lebensdauer der neu errichteten Gebäude unmöglich gemacht würde. Darüber hinaus ist sicherzustellen, dass aufgrund anderer gesetzlicher Grundlagen erforderliche Maßnahmen, z. B. Grundwassersanierungsmaßnahmen außerhalb von Eintragsstellen, durch den Vollzug eines Bebauungsplans nicht erschwert, verteuert oder unmöglich gemacht werden.

3. Hydrogeologische Standortbedingungen

Düsseldorf liegt in einer wasserreichen Region. Die Kiese und Sande der Niederterrasse des Rheins weisen eine hohe Wasserdurchlässigkeit auf. Die Grundwasserfließgeschwindigkeit liegt zwischen 1 und 3 m pro Tag. Der Grundwasserflurabstand ist relativ gering und kann Werte von weniger als 1 m erreichen. In Rheinnähe schwanken die Grundwasserstände in Abhängigkeit der Pegelstände des Rheins um bis zu rund 8 m.

Grundwasser war und ist im Stadtgebiet insgesamt leicht zugänglich und steht in großen Mengen zur Verfügung. Es war und ist für die Entwicklung der Stadt Düsseldorf von entscheidender Bedeutung. Grundwasser wird in Düsseldorf traditionell intensiv genutzt.

Es gibt entlang des Rheins fünf Wasserwerke für die öffentliche Wasserversorgung. In diesen wird Rheinuferfiltrat gefördert. Die Wasserwerke werden von den Stadtwerken Düsseldorf, Duisburg und Solingen betrieben. Die Wassergewinnungsanlagen werden durch Wasserschutzgebiete geschützt, die ca. 35 % des Stadtgebietes betreffen. Darüber hinaus gibt es im Stadtgebiet rund 300 Grundwasserentnahmen von Industrie- und Gewerbebetrieben, landwirtschaftlichen Betrieben oder öffentliche Einrichtungen bis zur Altbierbrauerei, rund 50 Grundwasserentnahmen zur Versorgung von Einzelhäusern im Außenbereich, 72 Notbrunnen für die Wasserversorgung der Bevölkerung, sollte die öffentliche Wasserversorgung ausfallen, ca. 750 Erdsondenanlagen zur Nutzung des Grundwassers zur Gebäudeklimatisierung sowie mehrere hundert Gartenbrunnen.

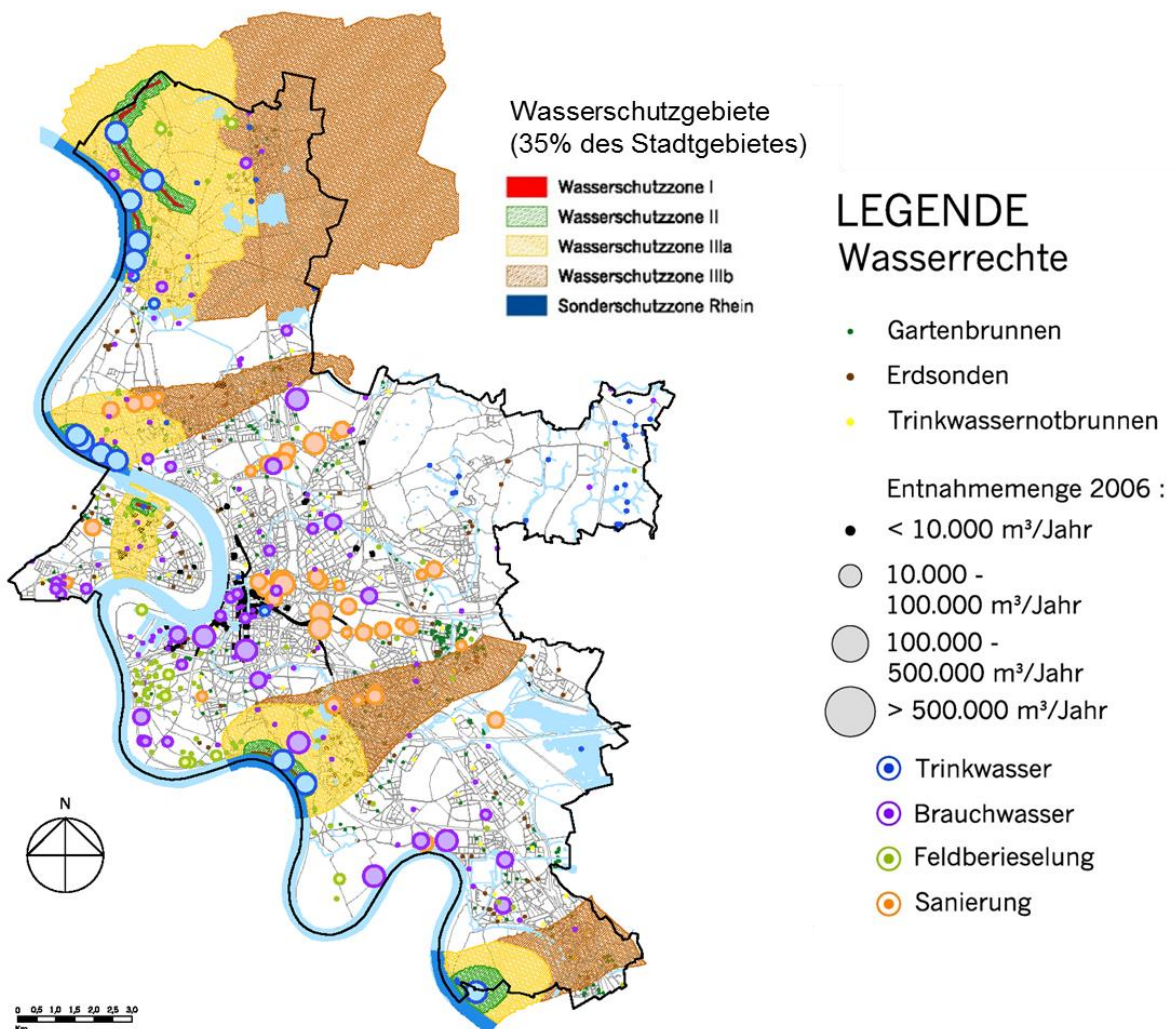


Abbildung 2: Grundwassernutzungen im Stadtgebiet; Stand 2017

Die Menge des im Stadtgebiet entnommenen Grundwassers beträgt zurzeit rund 60 Mio. m³ pro Jahr.

Kehrseite der leichten Zugänglichkeit des Grundwassers ist, dass Schadstoffe schnell in das Grundwasser gelangen und sich dort aufgrund der guten Durchlässigkeit und hohen Fließgeschwindigkeit auch schnell mit dem Grundwasser ausbreiten. Dadurch haben sich zum Teil kilometerlange Schadstofffahnen gebildet, die die Funktion des Grundwassers als Bestandteil der Natur und als Lebensgrundlage beeinträchtigen und die Nutzung des Grundwassers erschweren oder partiell unmöglich machen.

Die umfangreichsten Grundwasserverunreinigungen im Stadtgebiet wurden bisher durch Chlorierte Kohlenwasserstoffe (CKW) verursacht.

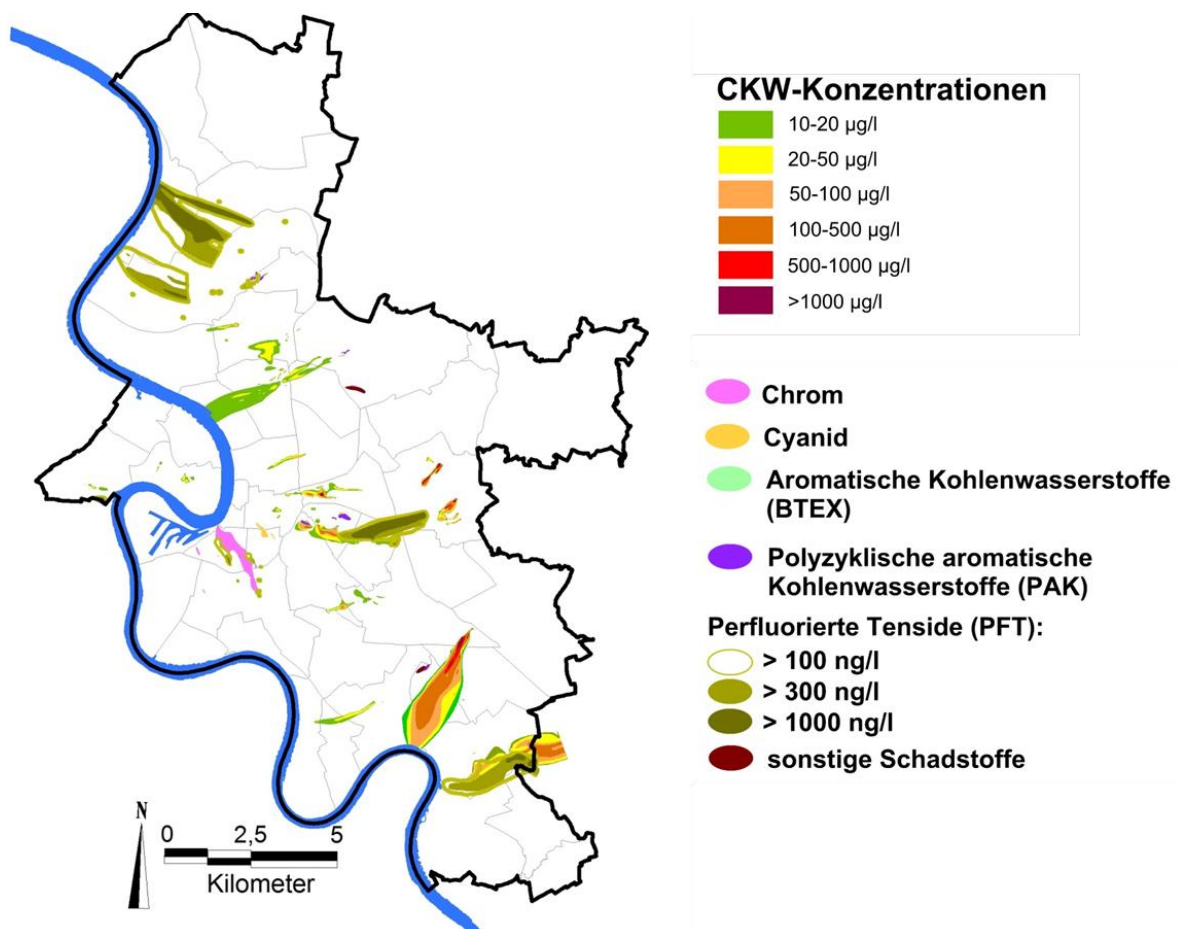


Abbildung 3: Grundwasserverunreinigungen im Stadtgebiet; Stand 2016

1980 legte die Bezirksregierung Düsseldorf das Wasserwerk Lörick aufgrund erhöhter Gehalte chlorierter Kohlenwasserstoffe (CKW) im Rohwasser still.

In der Folgezeit wurde eine systematische Altlastenbearbeitung aufgebaut. Mit der konsequenten Sanierung von Grundwasserverunreinigungen wurde von der Stadt als Behörde Ende der 1980er Jahre begonnen. Bei der Sanierung der einzelnen Verunreini-

gungen verfolgt die Stadt generell das Konzept, sowohl die Eintragsstelle als auch die Verunreinigungsfahne in mehreren Abschnitten zu sanieren.

Seit 2007/2008 neu in der Betrachtung sind Grundwasserverunreinigungen durch perfluorierte Tenside (PFT) bzw. per- und polyfluorierte Kohlenstoffverbindungen (PFC). PFC sind in sehr geringen Konzentrationen wirksam, sie breiten sich sehr schnell aus, sie sind mikrobiologisch praktisch nicht abbaubar und nur mit relativ hohem Aufwand wieder zu beseitigen.

Aufgrund einer PFC-Grundwasserverunreinigung, die sich im Wasserschutzgebiet bis zum Rhein in Kaiserswerth bereits ausgebreitet hat, wird von den Stadtwerken Duisburg aus Vorsorgegründen eine Wassergewinnungsanlage derzeit nicht wieder in Betrieb genommen.

Zurzeit werden 36 Anlagen zur Sanierung von Grundwasserverunreinigungen im Stadtgebiet betrieben. 60% der Anlagen werden von der Stadt und 40% von sanierungspflichtigen Unternehmen, Organisationen oder Personen betrieben. Die Stadt betreibt Anlagen z.T. aufgrund eigener Sanierungspflichten zum überwiegenden Teil jedoch in Ersatzvornahme anstelle nicht oder nicht ausreichend leistungsfähiger Sanierungspflichtiger.

4. Beispiele umgesetzter Bodensanierungsmaßnahmen

4.1 Umstrukturierung eines Blechwalzwerkes in ein Schulgelände und ein Wohngebiet

Das rund 60.000 m² große Gelände befindet sich im Südosten des Stadtgebietes. Es wurde von 1878 bis 1998 industriell/gewerblich genutzt (Blechwalzwerk, Maschinenfabrik, Lagerung von Blechen etc.).

Im Rahmen verschiedener Untersuchungen nach Betriebsschließung wurden auf dem Grundstück sowohl nutzungsbedingte als auch auffüllungsbedingte Verunreinigungen festgestellt. Die Auffüllungen weisen eine mittlere Mächtigkeit von 1,5 bis 3 Meter auf. Es wurden überwiegend Verunreinigungen mit polycyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK), Schwermetallen (Kupfer, Chrom), Kohlenwasserstoffen sowie – untergeordnet - chlorierten Kohlenwasserstoffen (CKW) ermittelt. Davon ausgehend lagen lokal begrenzt Stoffeinträge in das Grundwasser vor.

2010/2011 wurden die ehemaligen Werksgebäude bis auf die Bodenplatten abgebrochen. Durch die verbliebenen Bodenplatten, die als vorübergehende provisorische Sicherungsmaßnahme im Sinne der Gefahrenabwehr anzusehen sind, wurden Schadstoffverlagerungen ins Grundwasser durch versickerndes Niederschlagswasser vermieden. Aufgrund der Zeitdauer zwischen Gebäuderückbau und Beginn der Bodensanierung im Zuge der Neunutzung wurden die Funktionsfähigkeit der Versiegelung und die Grundwasserbeschaffenheit regelmäßig überwacht.

Um unter Vorsorgeaspekten die bauplanungs- und bauordnungsrechtlichen Anforderungen an gesunde Wohn- und Arbeitsverhältnisse zu erfüllen und den umweltrechtlichen Belangen Rechnung zu tragen, wurde für das Gelände ein Sanierungskonzept erstellt. Die Anforderungen an den Oberboden für das zukünftige Schulgelände sind an den bodenschutzrechtlichen Anforderungen für eine Park- und Freizeitnutzung (Tabelle 1), die für das zukünftige Wohngebiet an den bodenschutzrechtlichen Anforderungen für eine Wohnnutzung (Tabelle 2) orientiert. Die zur Erfüllung der Anforderung notwendigen Sanierungsmaßnahmen wurden im Sanierungskonzept dargestellt, das als Teil des Abbruchartrages für den Rückbau der Bodenplatten und der unterirdischen Bausubstanz Bestandteil der Baugenehmigung wurde.

Die notwendigen Sanierungsmaßnahmen können auf dieser Grundlage vorlaufend oder in Kombination mit den Baumaßnahmen zur Neunutzung durchgeführt werden.

Tabelle 1: Sanierungszielwerte für das Schulgelände

	MKW	B(a)p	As	Pb	Cd	Cr	Cu	Ni	Hg	Zn
Prüfwerte BBodSchV 1999 [mg/kg]										
Park- und Freizeitanlagen		10	125	1000	50	1000		350	50	
Industrie- und Gewerbegrundstücke		12	140	2000	60	1000		900	80	
LAGA TR Boden 2004 [mg/kg]										
Z 2	2000						400			1500
Sanierungszielwerte Schulgelände [mg/kg]										
	1000	3	112	700	10	600	400	500	5	1500

Tabelle 2: Sanierungszielwerte für das Wohngebiet

	MKW	B(a)p	As	Pb	Cd	Cr	Cu	Ni	Hg	Zn
Prüfwerte BBodSchV 1999 [mg/kg]										
Kinderspiel- flächen		2	25	200	10	200		70	10	
Relevante Prüfwerte für Wohngebiete		4	50	400	20	400		140	20	
LAGA TR Boden 2004 [mg/kg]										
Z 2	2000						400			1500
Sanierungszielwerte Wohngebiet [mg/kg]										
	1000	3	40	320	2	320	400	112	5	1500

Die im zukünftigen Wohngebiet notwendigen Sanierungsmaßnahmen wurden auf der Grundlage des Sanierungskonzeptes vom Grundstückseigentümer bereits durchgeführt. Besondere Regelungen zu Bodensanierungsmaßnahmen sind daher im Bebauungsplan für das zukünftige Wohngebiet, der noch nicht als Satzung beschlossen ist, nicht mehr erforderlich.

Obwohl sich die Bodenverunreinigungen im Wesentlichen auf die ungesättigte Bodenzone beschränkten, so dass für die notwendige Baufeldfreimachung und Bodensanierung konventionelle Bauverfahren zur Anwendung kamen, haben sich im Zuge der Umsetzung der Bodensanierungsmaßnahmen zwischen 2016 und 2018 erhebliche Abweichungen von den im Sanierungskonzept vorgesehenen Maßnahmen ergeben.

Unabhängig von der Schadstoffbelastung war es zur Prüfung der Kampfmittelfreiheit notwendig, das gesamte Auffüllungsmaterial bis auf den gewachsenen Boden abzuschleppen. Wesentliche Teile des Auffüllungsmaterials erwiesen sich als bautechnisch ungeeignet, so dass deutlich größere Materialmengen zu entsorgen waren als im Vorfeld geschätzt wurden. Insgesamt wurden mehr als 120 000 t Aushubmaterial extern entsorgt und mehr als 60 000 t Material von außerhalb angeliefert und auf dem Gelände eingebaut. Aufgrund der beengten Verhältnisse, der angrenzenden Bebauung und des Zeitdrucks nach Baubeginn stellten die Anforderungen an die Separierung, Bereitstellung und Dokumentation der Materialienströme sowie die Koordination der baulichen Abläufe und der Materialtransporte erhebliche Herausforderungen dar. Sie sind jedoch für derart umfangreiche Flächenrecyclingmaßnahmen im Innenbereich nicht untypisch.

4.2 Umnutzung eines Glashüttengeländes in ein Wohn- und Gewerbegebiet

Das Gelände in Düsseldorf Gerresheim wurde von 1864 bis 2005 im Wesentlichen zur Glasherstellung industriell genutzt. Eine Teilfläche von 196 000 m² wurde nach Betriebsschließung von einem privaten Investor erworben. Andere Teile des ehemaligen Werksgeländes waren davor bereits von der Stadt erworben worden.

Von 2005 bis 2011 wurden umfangreiche Untersuchungen des Bodens, der Bodenluft und des Grundwassers durchgeführt. Das Gesamtgelände ist durch flächige, inhomogene Auffüllungen im Wesentlichen aus Erdaushub mit Schlacke, Asche, Bauschutt, Ziegelbruch und Asphalt in unterschiedlich hohen Anteilen geprägt. Die Gesamtmächtigkeit der Auffüllungen stieg von minimal ca. 0,2 m im Osten auf ca. 5 m im Westen an.

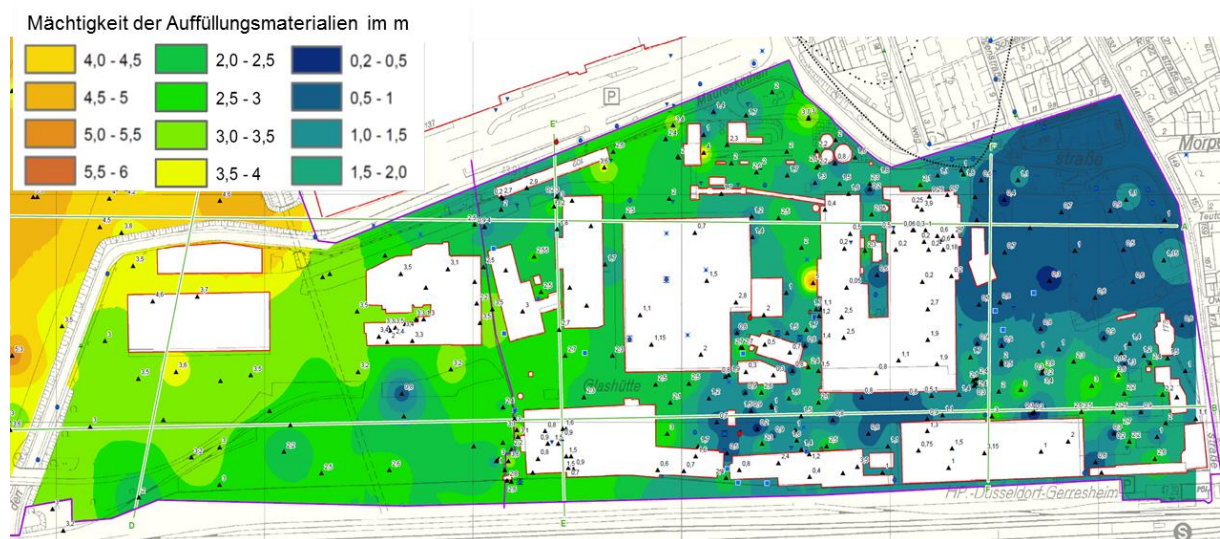


Abbildung 4: Mächtigkeit der Auffüllungsmaterialien auf dem Glashüttengelände von 0,2 m im Osten bis rund 5 m im Westen

Das Auffüllungsmaterial war und ist, soweit noch vorhanden, diffus mit Polycyclischen Aromatischen Kohlenwasserstoffen (PAK), Schwermetallen und untergeordnet mit Mineralölkohlenwasserstoffen (MKW) belastet.

Zusätzlich lagen nutzungsbedingte Verunreinigungen

- mit Chlorierten Kohlenwasserstoffen (CKW), von denen Grundwasserverunreinigungen ausgingen und die zum Teil bereits während des Betriebes der Glasproduktion teilweise saniert und gesichert wurden,
- mit MKW, von denen keine Grundwasserverunreinigungen ausgingen,

- der Rauchgasreinigungskanäle mit Sulfat-, Schwermetall- und PAK-Belastungen, von denen teilweise Stoffeinträge in das Grundwasser ausgingen, sowie
 - der Bausubstanz mit MKW und PAK
- vor.

Über die notwendigen Maßnahmen zur Sanierung der oben aufgeführten Verunreinigungsbereiche wurde mit dem Erwerber Ende 2012 ein öffentlich-rechtlicher Vertrag abgeschlossen. In diesem Vertrag waren für alle oben aufgeführten Schadensbereiche konkrete Sanierungsziele für das Grundwasser sowie für den Boden bzw. die Bodenluft vereinbart.

Die generelle Fließrichtung des Grundwassers im Bereich des Plangebiets ist von Nordosten nach Südwesten gerichtet. Aufgrund der Lage und Größe des Plangebietes ist ein deutliches Gefälle der Grundwasseroberfläche erkennbar, das von der Ost-Nordostgrenze bis zur West-Südwestgrenze des Plangebiets 3 m beträgt. Die Grundwasserflurabstände sind natürlicherweise relativ gering (kleiner 2 m).

Die Grundwasserbeschaffenheit ist durch Verunreinigungen, die durch Schadstoffeinträge aus der ehemaligen Glasproduktion verursacht wurden, sowie durch Verunreinigungen, die dem Grundstück mit dem Grundwasser von außerhalb zuströmen, gekennzeichnet.

Bereits während des Betriebes der Glasproduktion wurde von 1991 bis 1995 eine Bodenluftabsaugung zur Sanierung einer CKW-Verunreinigung auf dem Gelände betrieben. Dabei wurden rund 730 kg CKW zurückgewonnen. Zusätzlich wirkte die umfangreiche betriebliche Grundwasserentnahme, die seit 1989 durch eine AktivkohladSORPTION zur CKW-Abreinigung ergänzt worden war, als Abstromsicherung. Zwischen 2009 und 2011 wurden auf dem Gelände weitere Bodenluftabsaugungen durchgeführt, wobei rund 46 kg CKW zurückgewonnen wurden.

Darüber hinaus betreibt die Stadt seit 2008 an der Karlsbader Straße eine Anlage zur Sanierung einer CKW-Grundwasserverunreinigung, deren Eintragsstelle außerhalb des Geländes der ehemaligen Glasproduktion liegt, die sich jedoch durch die hydraulischen Auswirkungen der lang andauernden betrieblichen Grundwasserentnahme bis zu den Förderbrunnen auf dem ehemaligen Betriebsgelände ausgebreitet hatte. An diese Anlage wurden auch zwei Förderbrunnen der ehemaligen betrieblichen Grundwasserentnahme auf dem Gelände angeschlossen. Durch die Grundwasserentnahme aus den Brunnen konnte ein Abströmen der CKW – Belastungen nach Einstellung der betrieblichen Grundwasserentnahme in den Unterstrom verhindert werden.

Bevor letztlich jedoch mit der Sanierung begonnen wurde, wurde das Sanierungskonzept nochmals überarbeitet. Danach wurde über die im öffentlich-rechtlichen Vertrag definierten ordnungsbehördlich erforderlichen Bodensanierungsmaßnahmen hinaus das Grundstück seitens des Grundstückseigentümers in mehrere „Beräumungsfelder“ eingeteilt, innerhalb derer der Abbruch noch aufstehender Gebäude (mit Ausnahme der denkmalgeschützten Gebäude), die Entsiegelung der Flächen, die Tiefenenttrümmerung, die ordnungsbehördlich erforderlichen Boden-, Bodenluft- und Grundwassersanierungsmaßnahmen und die Entfernung der Auffüllungsmaterialien durchgeführt werden sollten. Die geänderte Ausführung der Sanierungsmaßnahmen wurde über Ergänzungsvereinbarungen zum bestehenden öffentlich-rechtlichen Vertrag geregelt. Mit der Umsetzung dieses Sanierungskonzeptes wurde 2014 begonnen.

Zunächst wurde eine Grundwassersanierungsanlage zur selbständigen Sanierung der auf dem Gelände verursachten CKW-Einträge ins Grundwasser in Betrieb genommen. Damit waren auch die Voraussetzungen für die Rückbau- und Sanierungsmaßnahmen im Bereich der CKW-Verunreinigungen geschaffen. In diesem Rahmen wurden weitere 5 kg CKW aus dem Grundwasser zurückgefördert. Die Sanierungsmaßnahmen auf dem Gesamtgelände dauerten insgesamt bis Mitte 2017.

Im Rahmen des Rückbaus der Gebäude und des Abbruchs der unterirdischen Bausubstanz fielen rund 440 000 t Bauschutt an, von denen 117 000 t extern entsorgt wurden. Im Zuge der Bodensanierung und Geländeaufbereitung fielen rund 310 000 t Boden- und Auffüllungsmaterial an, von denen rund 246 000 t extern entsorgt wurden.

Während der oberflächennahe Aushub überwiegend konventionell durchgeführt wurde, erfolgte die Entfernung der bis in die gesättigte Bodenzone reichenden CKW-Bodenverunreinigungen durch Ausbohren unter Sicherungswasserhaltung.

Dabei wurde auch in den CKW-Verunreinigungsbereichen die ungesättigte Bodenzone konventionell mittels Bagger ausgehoben. Anschließend wurde der CKW-belastete Boden in der gesättigten Bodenzone durch überschneidende Großbohrungen entfernt. Die Abgrenzung der auszubohrenden Bereiche erfolgte für die einzelnen Schadensbereiche geometrisch auf Grundlage einer dichten Vorerkundung, da Wand- und Sohlbeprobungen zur Qualitätskontrolle bei dieser Technik nicht möglich sind. Beispielsweise wurden für einen ca. 600 m² großen Schadensbereich zur Abgrenzung der auszubohrenden Kubatur 122 Rammkernsondierungen abgeteuft und untersucht. Zur Sanierung wurden in diesem Bereich 185 Großlochbohrungen bis in eine maximale Tiefe von 12,5 m niedergebracht.

Bei der Sanierung von Bodenbelastungen in der gesättigten Bodenzone besteht das Risiko verbleibender Restbelastungen, die auch nach Abschluss der Sanierung zu Stoffeinträgen in das Grundwasser führen. Aufgrund der begrenzten Möglichkeiten der maßnahmenbegleitenden analytischen Kontrolle ergeben sich Hinweise in der Regel erst nach Abschluss der ergriffenen Sanierungsmaßnahme, z.B. dadurch, dass weiterhin erhöhte Schadstoffgehalte im Grundwasser auftreten. In diesen Fällen sind ergänzende Maßnahmen erforderlich, um die Sanierung erfolgreich abzuschließen. Im beschriebenen Fall wurden z.B. nach Abschluss der Bodensanierung in einem Schadensbereich erneut erhöhte CKW-Gehalte im Grundwasser festgestellt, so dass partiell ein erneuter zusätzlicher Bodenaustausch erforderlich wurde.

Die maßnahmenbegleitende Überwachung der Grundwasserbeschaffenheit bis zum Abschluss der Bodensanierungsmaßnahmen zeigte, dass sich nach erfolgreicher Beseitigung der überwiegend in der ungesättigten Bodenzone liegenden Eintragsstellen auch die PAK-, MKW, Schwermetall- und Sulfatgehalte im Grundwasser deutlich verringert haben.

Ende 2017 wurde der öffentlich-rechtliche Sanierungsvertrag durch einen Nachsorge- und Monitoringvertrag abgelöst. Zurzeit befindet sich das Bebauungsplanverfahren für die Neunutzung des Geländes in der abschließenden Überarbeitung.

Allerdings sind aufgrund der dem Gelände zuströmenden CKW - Grundwasserverunreinigungen (Abb. 5) auch zukünftig bei Baumaßnahmen mit Bauwasserhaltungen gesonderte wasserwirtschaftliche Betrachtungen erforderlich. Hierbei ist durch entsprechende hydraulische/hydrogeologische Gutachten nachzuweisen und erforderlichenfalls durch zusätzliche Maßnahmen sicherzustellen, dass die Verunreinigungen nicht horizontal oder vertikal verlagert werden und die Sanierungsmaßnahmen nicht erschwert, verteuert oder unmöglich gemacht werden. Die ermittelten Schadstoffe im Grundwasser können auch weiterhin bei Tiefbaumaßnahmen mit Wasserhaltungen zu einem erhöhten technischen und finanziellen Aufwand führen.

Lageplan: Grundwasserverunreinigungen im Bereich und Umfeld des Grundstücks Heyestraße 178 (CKW-Fahnen: Stand 2017 / PFT-Fahnen: Stand 2016)

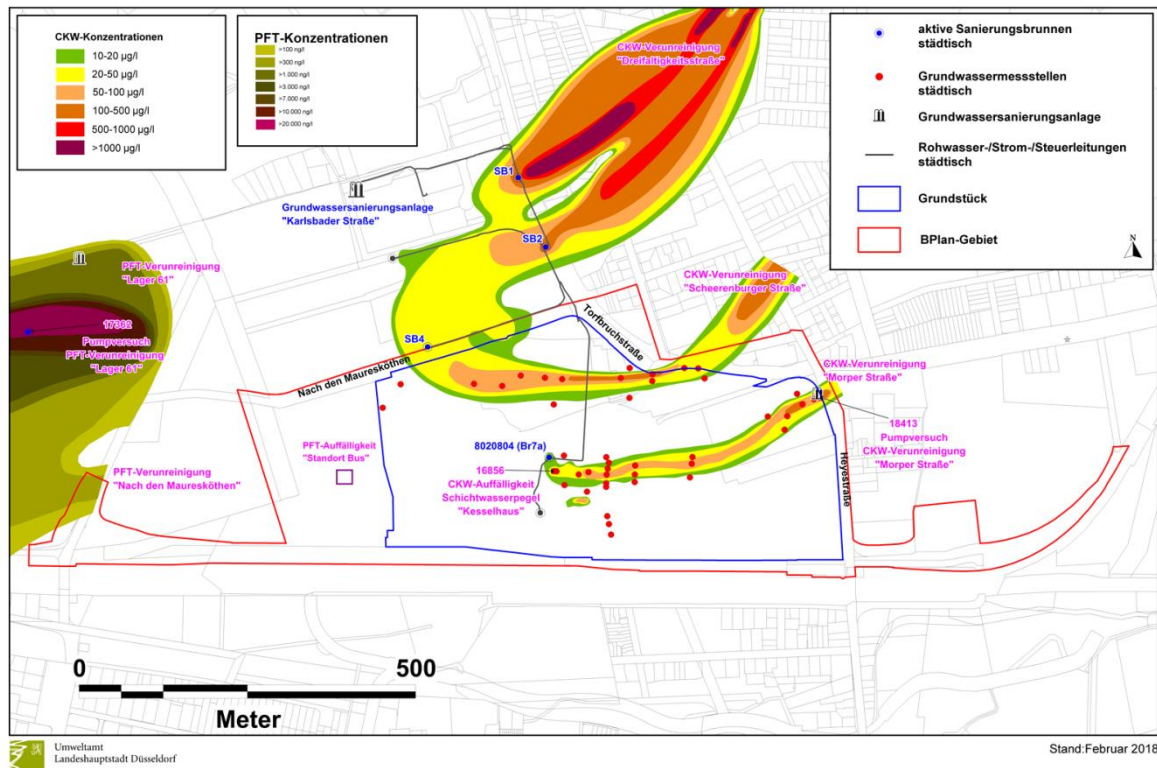


Abbildung 5: Grundwasserverunreinigungen im Bereich des Geländes der ehemaligen Glashütte

4.3 Umstrukturierung eines Chemiebetriebes in ein Wohngebiet

Das Grundstück ist 18 000 m² groß. Es liegt in Oberkassel auf der linken Rheinseite in der Zone III des Wasserschutzgebietes Lörick der Stadtwerke Düsseldorf. Das Gelände wurde seit 1867 gewerblich/industriell und seit 1915 als Standort eines Chemiebetriebes genutzt.

1985 gab es erste Hinweise auf Bodenbelastungen durch CKW im Bereich eines ehemaligen Sickerschachtes. Bei Untersuchungen zwischen 1986 und 1992 wurden auch Bodenluftbelastungen mit CKW im Bereich der ehemaligen Produktionshalle festgestellt. Bis 2003 wurde eine von dem Standort ausgehende CKW-Grundwasserverunreinigung von rund 220 m Länge ermittelt.

Durch die jahrzehntelange gewerblich/industrielle Nutzung lagen auf dem Gelände darüber hinaus Bodenbelastungen mit aromatischen Kohlenwasserstoffen (BTEX), Mine-

ralölkohlenwasserstoffen (KW) und Nonylphenol sowie teilweise auch Auffüllungsmaterialien mit erhöhten Gehalten an PAK und Schwermetallen vor.

Um die bauliche Neunutzung des Geländes zu ermöglichen, wurde mit dem ursprünglichen Grundstückseigentümer und dem Investor ein dreiseitiger öffentlich-rechtlicher Vertrag abgeschlossen. Darin war die Durchführung und Finanzierung der Sanierungsmaßnahmen, die mehrere Jahre andauernde Überwachung des Sanierungserfolges im Grundwasser und die Hinterlegung einer Sicherheitsleistung für den Fall, dass ergänzende Sanierungsmaßnahmen zur Beseitigung eventueller Restbelastungen erforderlich werden, durch den ursprünglichen Eigentümer und den Investor geregelt. Die Stadt hat sich unter diesen Randbedingungen verpflichtet, der Grundstücksteilung, dem Bebauungsplan und der baulichen Neunutzung parallel zur Durchführung der Sanierungsmaßnahmen zuzustimmen.

Die im Wesentlichen auf die ungesättigte Bodenzone beschränkten Verunreinigungen mit PAK, BTEX, KW, Schwermetallen und Nonylphenol wurden durch Aushub beseitigt.

Mit der Sanierung der CKW-Eintragsstelle wurde 2005 durch Bodenluftabsaugung begonnen, die über 3 Monate betrieben wurde. In diesen Zeitraum wurden 450 kg CKW aus der ungesättigten Bodenzone entfernt. Anschließend erfolgte der Aushub der ungesättigten Bodenzone, teilweise im Schutz eines Spundwandkastens. Nach Erreichen einer definierten Aushubtiefe wurde bei weiterhin vorliegenden erhöhten CKW-Gehalten das Erdreich lokal bis in eine Tiefe von 15,5 m durch überschneidende Bohrungen entfernt und durch Kies ersetzt.

Im Rahmen der Bodensanierung wurden 4225 t Bodenaushub mit CKW-Gehalten > 25 mg/kg und rund 5500 t geringer belasteten Bodenaushubs entsorgt.

Parallel zur Bodensanierung wurde eine Grundwasserförderung als Sicherungswasserhaltung betrieben. 3 Monate nach Abschluss der Sanierung der CKW-Eintragsstelle wurde die Grundwassersicherungsmaßnahme 2007 eingestellt.

Der erfolgreiche Abschluss der Sanierung der CKW-Eintragsstelle konnte durch das mehrjährige nachfolgende Grundwassermonitoring nicht bestätigt werden. Vielmehr werden, zwar nicht kontinuierlich, jedoch immer wieder an den verschiedenen Abstrommessstellen deutlich erhöhte CKW-Gehalte im Grundwasser festgestellt (Abb. 6). Es ist daher davon auszugehen, dass eine Restbelastung verblieben ist, die noch immer zu Stoffeinträgen in das Grundwasser führt. Zurzeit werden Untersuchungen zur Identifizierung der Restbelastung vorbereitet und Verhandlungen zur Aktualisierung der vertraglichen Regelungen geführt.

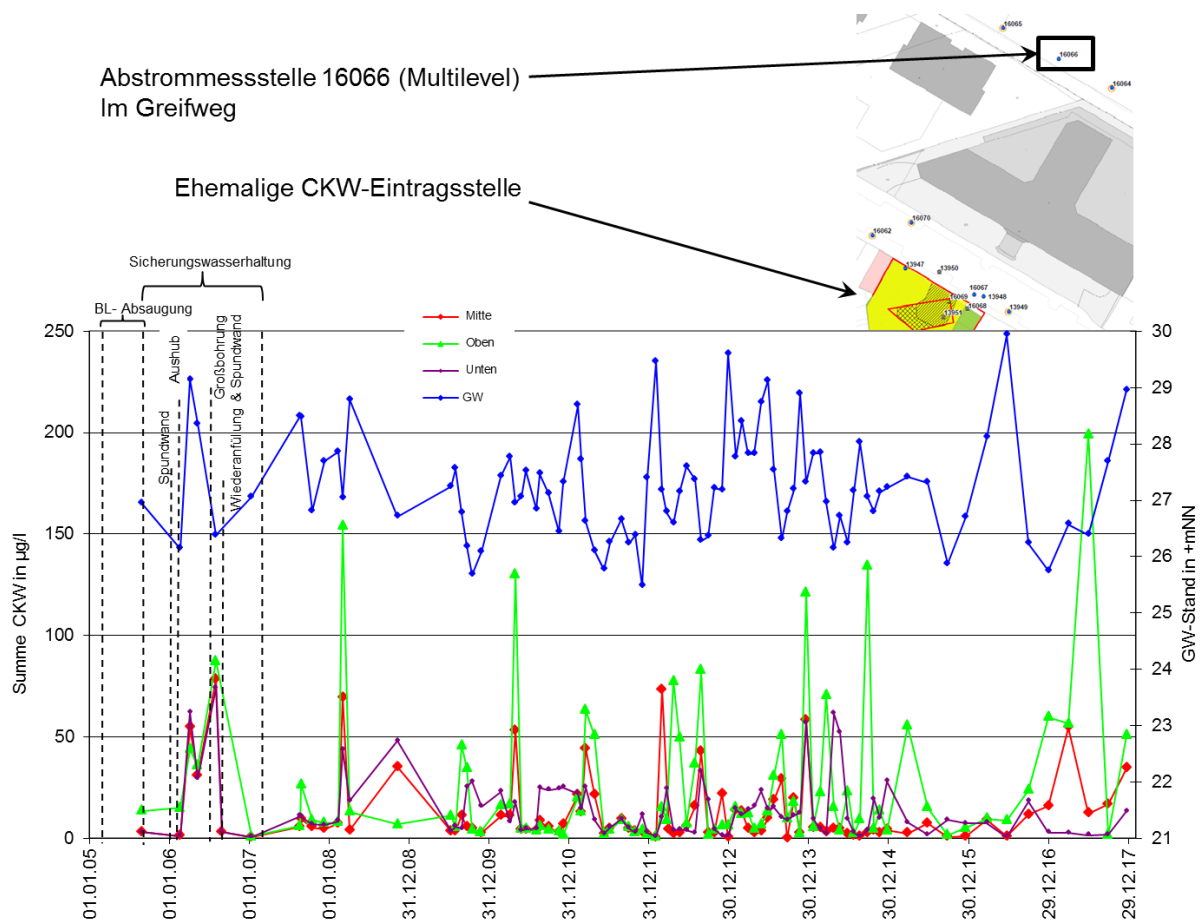


Abbildung 6: CKW-Gehalte im Abstrom der sanierten CKW-Eintragsstelle auf dem neu genutzten Gelände in Oberkassel

4.4 Fazit

Flächenrecyclingprojekte leisten einen wichtigen Beitrag zur Stadtentwicklung, zum sparsamen Umgang mit Boden und zur Verringerung des Flächenverbrauchs. Schadstoffbelastungen in der ungesättigten Bodenzone werden in der Regel durch konventionellen Aushub beseitigt. Soweit sich Schadstoffbelastungen auf die ungesättigte Bodenzone beschränken, sind Sanierungsmaßnahmen im Zusammenhang mit der baulichen Neunutzung von ehemals gewerblich genutzten Geländen erfolgreich. Reichen Bodenbelastungen bis in die gesättigte Bodenzone und handelt es sich um Schadstoffe, die sich leicht mit dem Grundwasser ausbreiten, können bei Sanierungsmaßnahmen Restbelastungen verbleiben, die zu fortdauernden Stoffeinträgen in das Grundwasser führen. In diesen Fällen sind zum erfolgreichen Abschluss der Sanierung ergänzende Maßnahmen

erforderlich. Die Möglichkeit dazu ist jedoch bereits bei Planung der Neunutzung zu berücksichtigen und sicherzustellen, dass sie durch die Neubebauung nicht erheblich erschwert, verteuert oder gar unmöglich gemacht werden.

Sanierung der Altdeponie Brandheide in Castrop-Rauxel

Michael Gass, AAV-Verband für Flächenrecycling und Altlastensanierung, Hattingen

Zusammenfassung

Die ehem. Deponie Brandheide liegt im Stadtteil Castrop-Rauxel Merklinde. In den Jahren von 1959 bis 1972 wurden Hausmüll, Bauschutt und teerbehaftete Abfälle abgelagert. Im Kernbereich der Deponie befindet sich der sogenannte „Teersumpf“ auf einer Fläche von 2,5 ha mit einer Kubatur von 60.000 m³ mit hoch teerbelasteten Materialien. Diese liegen im Grundwasser bzw. im Grundwasserschwankungsbereich und teilen sich dem Grundwasser mit, so dass es zu lokalen Verunreinigungen auch im unmittelbaren Grundwasserabstrom der Deponie kommt.

Auf Grundlage des Sanierungsplans aus dem Jahr 2013 und der Verbindlichkeitserklärung im Jahr 2016 erfolgt seit Anfang 2018 die Sanierung der Altdeponie.

1. Einführung

Die ehem. Deponie Brandheide liegt im Stadtteil Castrop-Rauxel Merklinde. In den Jahren von 1959 bis 1972 wurden Hausmüll, Bauschutt und teerbehaftete Abfälle abgelagert. Der Ablagerungsraum wird von einem verrohrten Gewässer durchzogen, in das aufgrund des maroden Bauzustandes Schicht- und Oberflächenwasser eintritt. Im Kernbereich der Deponie befindet sich der sogenannte „Teersumpf“ auf einer Fläche von 2,5 ha mit einer Kubatur von 60.000 m³ mit hoch teerbelasteten Materialien. Diese liegen im Grundwasser bzw. im Grundwasserschwankungsbereich und teilen sich dem Grundwasser mit, so dass es zu lokalen Verunreinigungen auch im unmittelbaren Grundwasserabstrom der Deponie kommt. Die Deponie liegt in einer Talsenke auf quartären Sedimenten (in den Randbereichen mehrere Meter mächtig bis zu einigen wenigen Dezimeter im Zentralbereich) auf, die von tonigschluffigen Verwitterungssedimenten der Kreide unterlagert werden. Die Gesteine der Kreide bilden zur Teufe folgend das 2. klüftige Festgesteinsgrundwasserstockwerk. Der Standort verfügt über keine technischen Sicherungssysteme.

1.1 Geologische Verhältnisse

Die folgende Darstellung ist aus Klos & Schlüter (2013) entnommen. Der geogene Untergundaufbau ist im Sinne eines Normalprofils durch folgende lithologische Elemente gekennzeichnet:

- junge Talalluvionen des Quartärs, Schluff, sandig, tonig (ca. 2m - 5 m mächtig)
- Löss / Lösslehm des Quartärs (ca. 2m - 6 m mächtig)
- Kreidemergel (>200 m mächtig)
- Festgesteine des Karbons (>1.000 m mächtig)

Das ab einer Tiefe von ca. 200 m anstehende Karbon (geklüftete Ton-, Schluff - und Sandsteine) ist durch die Wittener und Bochumer Schichten des flözführenden Westfal A gekennzeichnet. Die ca. 200m mächtige Kreide bildet mit ihren grau-grünen, schwach verfestigten Sand- und Mergelsteinen des Coniac die Talflanken des ehemaligen Bachtals im Bereich der Altablagerung.

Verhüllt werden die Talflanken von relativ geringmächtigen (ca. 2 m - 6 m) Löss- und Lösslehmablagerungen. Der geogene Talboden weist junge Talalluvionen auf, welche hauptsächlich aus umgelagertem Lösslehm bestehen.

1.2 Grundwasserverhältnisse

Die folgende Darstellung ist aus Klos & Schlüter (2013) entnommen. Das oberflächennahe Grundwasserregime wird vom geogenen Schichtenaufbau, dem ursprünglichen Oberflächenrelief sowie der aktuellen Ablagerungssituation geprägt.

Als flächenhaft verbreiteter, kombinierter (Poren-) und Kluftgrundwasserleiter sind die (Sand-) und Mergelsteine der Kreide anzusprechen. Diesen ist nur eine relativ geringe Gebirgsdurchlässigkeit von ca. $k_f = 1 \cdot 10^{-7}$ m/s bis $1 \cdot 10^{-6}$ m/s zuzuordnen.

Der oberflächennahe Grundwasseranstrom in der Kreide erfolgt regional aus Südwesten und ist im Bereich der Altdeponie lokal auf den ehemaligen Talgrund als Vorflutniveau gerichtet.

In den quartären Schichten ist ein geringmächtiger Grundwasserspiegel ausgebildet, der von den Oberflächenverhältnissen der Kreide und den Durchlässigkeiten der Lösslehme beeinflusst wird. Im Deponiebereich wird er durch die Aufschüttung überprägt und verändert.

Aufgrund der Verfüllung des ehemaligen Talraums durch den Deponiekörper kann ein örtlicher oder schwebender Sickerwasserspiegel im Deponiekörper ausgebildet sein. Dieser teilt sich bei Kontakt zur Deponiesohle auch hydrostatisch dem quartären Wasserspiegel mit. Sollte das an der Deponiebasis in einem Betonrohr verlaufende Gewässer infolge unterbrochenem Abfluss (Verstürze, Ablagerungen) in seinem freien Abfluss behindert sein, ist auch ein Übertritt des Wassers in den Ablagerungskörper oder ein Aufstau möglich, der in gleicher Weise wie ein Sickerwasserspiegel wirkt. Aufgrund der feinkörnigen Ausbildung der quartären Talalluvionen sowie ihrer geringen Mächtigkeit ist der Grundwasserzu- und -abfluss über diese hydraulische Einheit insgesamt als sehr gering einzustufen.

1.3 Oberflächenwasserverhältnisse

Die folgende Darstellung ist aus Klos & Schlüter (2013) entnommen. Der ehemalige Taleinschnitt im Bereich der Altdeponie Brandheide ist durch ein ausgeprägtes Oberflächenwasserregime gekennzeichnet. Das von Westen über zwei Seitenarme (Ackerfläche und Fischteiche) anströmende Oberflächenwasser passiert die Altablagerung in West-Ostrichtung in einem Betonrohr. Es wird bei der Passage, infolge der festgestellten Schadhafteigkeit der Verrohrung, mit Sickerwasser aus der Altdeponie beaufschlagt. Weiterhin erhält es im Bereich der Deponie Rohrleitungszuführungen aus der nördlichen und südlichen Siedlungsstruktur.

Das Bachwasser tritt ca. 30m Meter östlich der steilen Deponieostböschung aus der Verrohrung aus und verlässt als Bachlauf den Deponiebereich. Im weiteren Verlauf erfolgt ein Seitenzufluss aus Dortmunder Stadtgebiet. Der Bachlauf mündet in die Teichanlage des Mühlenbachs, der weitere Zuflüsse aus westlicher und nordwestlicher Richtung aufweist.

Die regionale Vorflut für das Bachwasser bildet nach mehreren Kilometern und diversen weiteren Zuläufen die nördlich gelegene Emscher.

Eine Sondersituation ist im Bereich der Deponieostböschung und im Bereich der hieran anschließenden sog. Feuchtfläche gegeben. Infolge der relativen Hochlage des Grund- und insbesondere des Deponiesickerwassers sind hier ausgeprägte Quell- und Sickerwasseraustritte zu beobachten. Das am östlichen Deponiefuß austretende Sickerwasser bildet eine flächenhafte Vernässungszone und tritt über einzelne Rinnsale dem Bachwasser zu.

2. Organisation des Projektes

- Vertragspartner des AAV bei der Sanierung der Altdeponie Brandheide:
 - Stadt Castrop-Rauxel
 - EUV Stadtbetriebe
 - Kreis Recklinghausen
- Abschluss ÖRV Sanierung
- Verbindlichkeitserklärung
- Beauftragungen:
 - Ingenieurleistungen (Projektsteuerung/ Bauoberleitung, Sicherheitskoordination, Dokumentation, Ingenieurtechnische Planung, örtliche Bauüberwachung, naturschutzfachliche Kontrolle)
 - Beweissicherung
 - Analytik
 - Fremdüberwachung
 - Bauleistungen
- Mehrere Gestattungsverträge

3. Geplante Maßnahmen

- Hydraulische Trennung Oberflächengewässer, Grundwasser und Deponiesickerwasser
 - Offenlegung Gewässer
 - Herstellung Retentionsraum
 - Kaskadenbauwerk, Tosebecken und Flutrinne
 - Anpassung Gewässerverrohrung
 - Brückenbauwerke
 - Spundwand und Drainage West
 - Anpassung Gewässerverrohrung und Kanalisation, Anschluss Fischteiche
- Sickerwasserfassung
 - Spundwand und Drainage Ostböschung
- Sickerwasserbehandlung
 - Technische Anlage zur Sickerwasserbehandlung
 - Schadstoffabbaufäche
- Minderung der Sickerwasserneubildung (Optimierung Pflanzenbestand)
- Ökologisch durchgängiges Gewässer
- Abwasserleitung zur Merklinder Straße

4. Herausforderungen bei der Projektumsetzung

Das gesamte Projekt wird durch den AAV als Maßnahmenträger in fachlicher, juristischer und kaufmännischer Hinsicht intensiv betreut. Das begann mit der Erstellung des öffentlich-rechtlichen Vertrages und setzt sich in der juristischen Betreuung aller Ausschreibungen und Vergaben von Dienst-, Liefer- und Bauleistungen sowie der Erstellung von Gestattungsverträgen fort.

Bei der Projektorganisation sind Abstimmungen mit den Vertragspartnern des öffentlich-rechtlichen Vertrags über alle technischen, finanziellen, rechtlichen und organisatorischen Änderungen stets zeitnah vorzunehmen. Zusätzlich sind zahlreiche Ingenieurbüros und Baufirmen zeitlich, technisch und finanziell zu koordinieren.

Die technische Herausforderung besteht im Zusammenspiel verschiedener Gewerke wie Spundwandbau, Offenlegung und Abdichtung eines Gewässers, Bau einer Sickerwasserreinigungsanlage, Anpassung einer Gewässerverrohrung, Bau einer Schadstoffabbaufläche, Kanalbau und Optimierung des Pflanzenbestandes zur Sickerwasserminimierung. Somit sind hier Tätigkeiten aus den Fachgebieten des Spezialtief-, Gewässer- und Erdbaus in Verbindung mit Forstarbeiten und Landschafts- und Gartenbau in einer komplexen Baumaßnahme zu kombinieren.

Literatur

Klos, U. & Schlüter, M. (2013), 'Sanierung der Altdeponie Brandheide', Sanierungsplan gemäß § 13 Bundes-Bodenschutzgesetz

THEMENBLOCK IV

Spezialtiefbau II

Vermeidung eines drohenden Havariefalles Einsatz einer Vakuum-Wasserhaltung und einer Stickstoffvereisung beim Projekt Wehrhahn-Linie Düsseldorf

Sebastian Böhm , Implenla Spezialtiefbau GmbH, Essen

Joachim Meier, Implenla Spezialtiefbau GmbH, Essen

Georg Lottritz, Implenla Construction GmbH, Düsseldorf

Zusammenfassung

Die Landeshauptstadt Düsseldorf hat zwischen 2007 und 2016, zur Verbesserung des öffentlichen Nahverkehrs, die Kernstrecke der Wehrhahn-Linie als untertägige Stadtbahntrasse realisiert. Die fünf unterirdischen Bahnhöfe des Bauloses 1 wurden in Deckelbauweise erstellt. Die wasserdichten Baugrubenwände wurden aus rückverankerten bzw. ausgesteiften, bis zu 40 m tiefen Schlitzwänden hergestellt, die bis zu 12 m in den Grundwasserstauer aus tertiären Feinsanden einbinden.

Die Baugrubensohlen lagen planmäßig im überlagernden, quartären Kiessand. Der Aushub der Baugruben erfolgte daher größtenteils im Schutze quartärer Wasserhaltungen. Für die Baugrube an der Shadowstraße musste jedoch, aufgrund höher liegender Tertiäröberkanten eine Tertiärwasserhaltung aus 40 Saugbrunnen installiert werden. Kurz vor Erreichen der Endaushubkote wurde an einer Lanze bei einer Routinekontrolle ein unplanmäßig hoher Wasserdruck und bei mehreren Lanzen erhöhte Sandfrachten festgestellt. Sofort durchgeführte Untersuchungen zeigten, dass eine defekte Brunnenfußkappe zum Entzug von tertiärem Feinsand geführt hatte. In der Folge hatte sich vermutlich an der Unterkante der defekten Lanze ein Erosionskanal gebildet, mit der Folge eines stark erhöhten Druckpotentials und Zustroms unterhalb der Baugrubensohle. Durch unverzügliche Aktivierung der vorgehaltenen Sicherungsmaßnahmen wurde ein Havariefall vermieden und zunächst wieder ein stabiler Zustand hergestellt. Gemeinsam mit allen Projektbeteiligten wurde anschließend sehr zeitnah ein Sanierungskonzept erarbeitet und ausgeführt. Demnach wurde die Filterstrecke eines defekten Saugbrunnens - nach vorheriger Verfüllung entstandener Hohlräume mit Dämmen - durch eine Stickstoffvereisung verschlossen und damit das Druckpotential nach unten verschoben. Weiterhin wurde anhand von Auftriebsberechnungen mit verschiedenen Bruchkörpermechanismen ein angepasstes, stufenweises Aushubkonzept festgelegt.

Der anschließende Aushub und der Einbau der Bodenplatte wurden im Schutze der Vereisung, in kleineren Abschnitten mit exakt festgelegtem Ablauf und unter ständiger Beobachtung der Porenwasserdrücke im Schadensbereich ausgeführt. Wesentliche Erkenntnisse für die künftige Gestaltung standsicherheitsrelevanter Saugbrunnen sind:

- Vor Inbetriebnahme sollte eine Kamerabefahrung durchgeführt werden, um Beschädigungen an der Lanze und/oder an Filtern frühzeitig feststellen zu können.
- An jeder Lanze sollten Überdruckventile als Indikator für Druckerhöhungen installiert werden.
- Die Kontrolle der Sandfracht über den Gesamtvolumenstrom ist abhängig von der Lanzenanzahl meist nicht ausreichend, besser ist die Kontrolle von Sandfrachten an jeder einzelnen Lanze.
- Die Lanzen sollten stabil und unempfindlich gegen Beschädigung ausgeführt werden.

1. Tertiärwasserhaltung am Bahnhof Shadowstraße

Die Restwasserhaltung der Baugruben des Projektes Wehrhahnlinie sollte planmäßig im Quartär mittels Schwerkraftbrunnen im Schutze wasserdichter Baugrubenwände erfolgen. Während der Schlitzarbeiten im östlichen Bereich der Baugrube Shadowstraße wurde festgestellt, dass der Übergang vom Quartär zum Tertiär, gegenüber den Vorgaben des Baugrundgutachtens großflächig um bis zu 2,50 m höher ansteht.

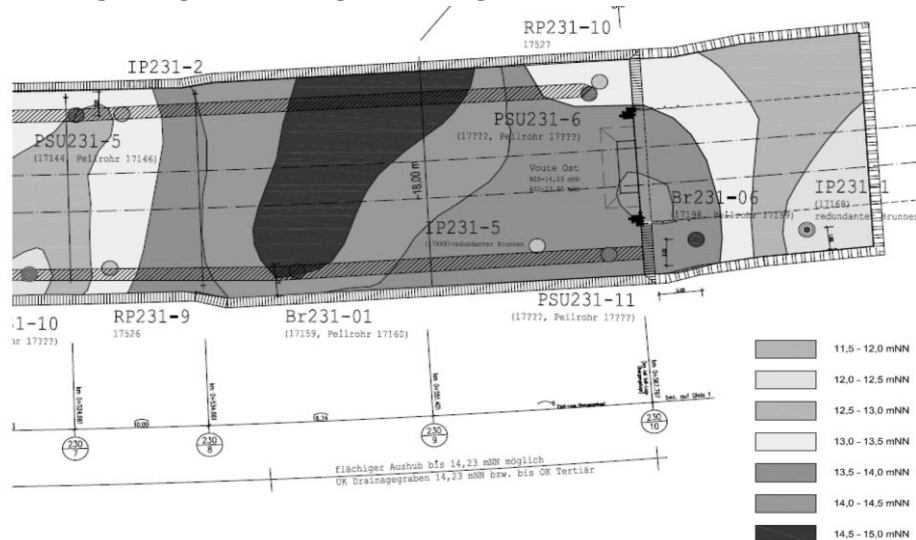


Abbildung 1: Tertiärhöhen in der Baugrube U-Bahnhof Shadowstraße - in Bereichen mit einer Tertiäroberkante von $\geq 14,00$ mNN (dunkle Färbung) sind Saugbrunnen erforderlich

Bei den festgestellten Koten lag bereichsweise die Unterkante der im Schildvortrieb erstellten Tunnelröhre bereits im Tertiär, so dass deren aushubbegleitender Abbruch innerhalb des Bahnhofsbauwerkes nicht ohne tertiäre Wasserhaltung möglich war. Die Ausführung des im Entwurf generell vorgesehenen Vakuumlantenteppichs zur vorlaufenden Tertiärentwässerung war wegen der Lage der Tunnelröhre an dieser Stelle nicht möglich. Mögliche Entwässerungsvarianten wurden daher im Rahmen einer Machbarkeitsstudie untersucht. Um eine sichere Funktion der Restwasserhaltung zu gewährleisten, wurden als Ergebnis der Machbarkeitsstudie teils geneigte Saugbrunnen im Tertiär neben der Tunnelröhre von unterschiedlichen Arbeitsebenen aus hergestellt.

1.1 Planung und Dimensionierung der flächigen Tertiärentwässerung

Die Dimensionierung der Saugbrunnenanlage erfolgte iterativ an einem 3D-FE-Modell, unter anderem unter Variation der Brunnenanordnung, der Arbeitsebenen und der Bodenkennwerte. In den Bereichen mit einem Tertiärhorizont über +14,00 mNN wurden die Tertiärsaugbrunnen mit einem Abstand von circa 3,00 m in Längsrichtung hergestellt. In Querrichtung wurden Abstand und Neigung maßgebend aus den geometrischen Erfordernissen der Lage der Tunnelröhre bestimmt. Die Hälfte der Saugbrunnen musste aufgrund der Tübbinglage mit einer Neigung von 10° zur Vertikalen hergestellt werden.

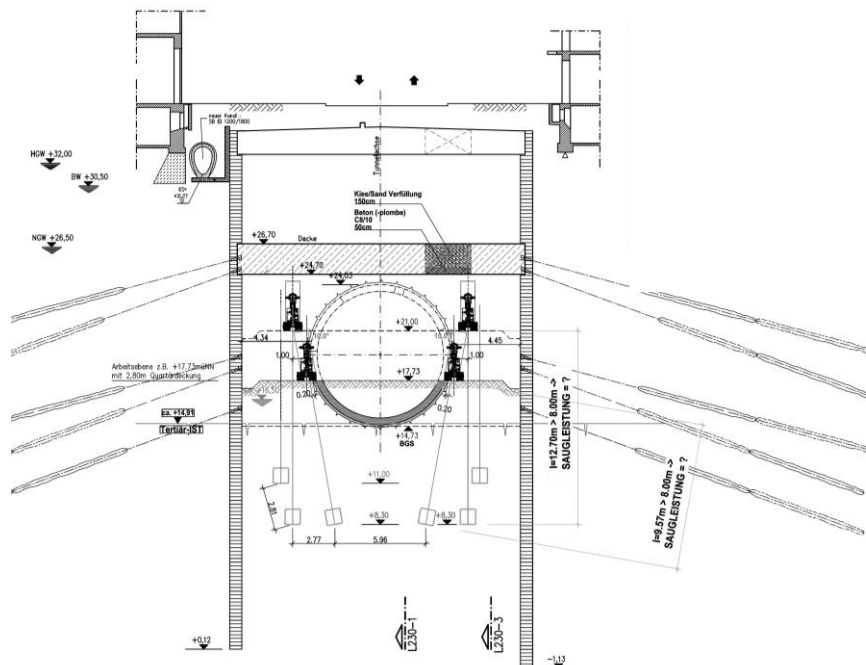


Abbildung 2: Planung der Saugbrunnen von unterschiedlichen Arbeitsebenen

Die Saugbrunnen waren aufgrund der Einbindetiefe in das durchströmte Tertiär gegen von unten drückendes Wasser auszuführen. Gerätetechnisch war eine lichte Arbeitshöhe unter der bereits hergestellten Bauwerksdecke von mindestens 4,00 m erforderlich. Auf der sich daraus ergebenden, maximal möglichen Arbeitsebene auf 21,00 mNN war die Sicherheit während der Herstellung der Bohrungen nur unwesentlich größer als 1,0. Der Sicherheitsfaktor konnte durch ein über die Arbeitsebene herausstehendes Bohrrrohr und damit eine vergrößerte Wasserauflast (circa +1,0m) erhöht werden. Es wurden daher von diesem Niveau nur die unbedingt erforderlichen Bohrungen hergestellt. Weitere Brunnen wurden nach einer bereits erreichten Reduzierung des Drucks, durch Inbetriebnahme der von 21,00 mNN ausgeführten Bohrungen, von einer zweiten Arbeitsebene auf ca. 18,00 mNN gebohrt. Alle Bohrungen wurden von einer stabilen, betonierten Arbeitsfläche aus hergestellt, die gegebenenfalls unplanmäßig aufsteigendem Wasser einen verlängerten Sickerweg entgegengesetzt hätte. Die Planungsparameter wurden durch vorlaufende Probebohrungen und einem Probetrieb im Vorfeld der eigentlichen Maßnahme von einer höheren Arbeitsebene (= größere Sicherheit) überprüft und das Rechenmodell mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen kalibriert.

1.2 Herstellung der Saugbrunnen

Die Bohrungen mussten so hergestellt werden, dass der anstehende, tertiäre Baugrund außerhalb der eigentlichen Bohrung möglichst wenig gestört wurde. Die übliche Herstellung der Bohrungen mit einer Hohlbohrschnecke ohne Außenverrohrung bzw. die häufig verwendeten, eingespülten Lanzen schieden daher aus. Bei beiden Verfahren besteht das Risiko einer unbemerkt in die Tiefe laufenden Erosion und damit einem zunehmenden Druckgradienten im Bereich der Bohrung, was letztlich im Zuge des Aushubs zum plötzlichen Sohlaufbruch führen kann.

Ausgeführt wurden drehspülende Duplex-Überlagerungsbohrungen mit einem Außendurchmesser von 152,4 mm. Die Bohrkronen liefen beim Abteufen der Bohrung unverschieblich gleichsinnig zum circa 20 cm vorseilenden Außenbohrrohr. Das Lösen des Bodens erfolgte daher immer im Schutze der Außenverrohrung, so dass der umgebende Baugrund möglichst wenig gestört wurde. Es wurde mit konstanter Wasserauflast gebohrt. Der Pegel im Bohrrrohr entsprach dabei jeweils der theoretischen, piezometrischen Höhe an Soll-Unterkante der Bohrung zuzüglich dem Sicherheitszuschlag von circa 1,0 m (Überstand Bohrrrohr über Arbeitsebene). Die Bohrungen wurden nur drehend, nicht schlagend, abgeteuft.

Nach Erreichen der Endtiefe wurde das Innengestänge ausgebaut. Durch das Halten einer konstanten Wasserauflast oberhalb der piezometrischen Freispiegelhöhe wurde

der Eintrieb von Boden verhindert. Anschließend wurde das Brunnenrohr inkl. OTO-Filter eingebaut und bei gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung die erforderliche Filterstrecke zuzüglich einer Schutzzone von 1,0 m mit Filtersand hergestellt. Die Oberkante des Filters wurde durch Loten kontrolliert. Anschließend wurde die Außenverrohrung im Verfahren der rückschreitenden Drehstopfverdichtung bis zur Oberkante der Filterschutzzone gezogen. Dazu wurde durch pilgerschrittartiges, abwechselndes Ziehen und Eindrücken der Verrohrung, der Filtersand im Umkreis des Brunnenrohrs verdichtet, und der Ringspalt geschlossen. Der verbleibende Ringraum bis Unterkante Quartär wurde beim Ziehen der Verrohrung unter sukzessiver Verfüllung im Kontraktorverfahren mit Dämmen geschlossen. Es wurden Stahlrohrpegel zum Ausbau der Saugbrunnen verwendet, die beim Ziehen der Verrohrung gegen die Bauwerksdecke abgesteift werden konnten. Ein Mitziehen der Lanzen, und damit eine Störung des tertiären Baugrundes, konnte so ausgeschlossen werden. Weiteres, wichtiges Ziel dieser aufwändigen Einbauart waren die sichere Eindichtung und Befestigung der Lanze im Übergangsbereich zum Quartär, wo sich ansonsten der oben beschriebene Schadmechanismus der unbemerkten Umlagerung des tertiären Sandes in die quartären Kiese hätte entwickeln können.

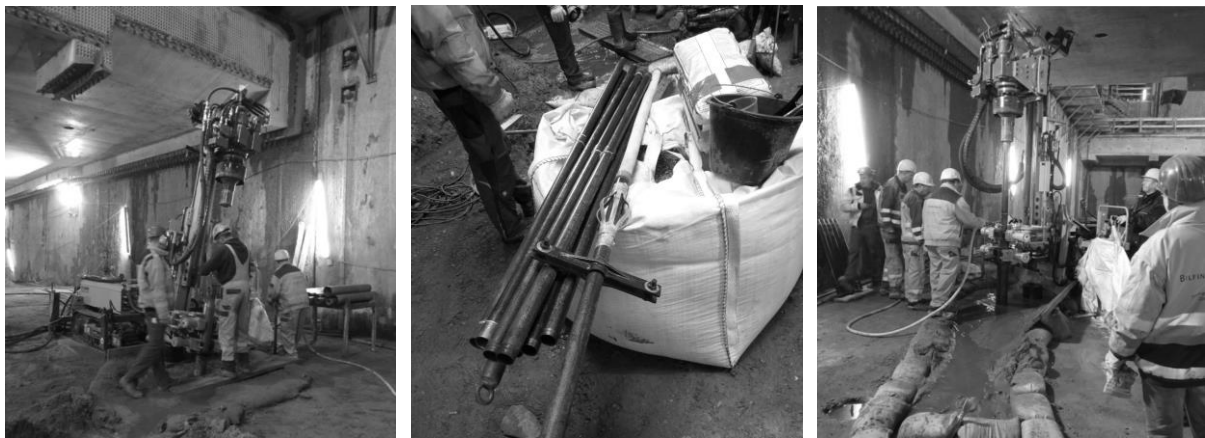


Abbildung 3: Herstellung der Saugbrunnen

2. Drohende Havarie

2.1 Feststellung

Für die Herstellung der Saugbrunnen und den Betrieb der Vakuumwasserhaltung wurde in enger Abstimmung mit dem Auftraggeber und den Fachgutachtern bereits im Rahmen des Qualitätsmanagements eine umfangreiche Störfallbetrachtung erstellt. Teil dieses

Sicherheitskonzeptes waren unter anderem wöchentliche Messungen der Sandfracht im Gesamtförderstrom. Nach Fertigstellung der Bohrungen und einem mehrwöchigen, planmäßigen und störungsfreien Betrieb der Anlage wurden nach einem planmäßigen Umbau der Vakuumanlage auf das bereichsweise bereits erreichte Endaushubniveau bei routinemäßigen Sandfrachtmessungen erhöhte Sandgehalte festgestellt, die allerdings über die Gesamtfläche der Anlage betrachtet, nur zu einem geringen Bodenentzug geführt hätten. Um auszuschließen, dass die festgestellte Sandfracht nicht aus dem Bereich einer oder weniger Lanzen stammte, wurde durch an jedem Brunnen nachträglich installierte Einzelfilter, bestehend aus Schaugläsern mit Filtereinsatz, zusätzlich die Sandfracht an jeder Lanze gemessen. Ursprünglich sah die Konzeption der Anlage Einzelmessungen der Sandfracht mit Zuordnung zu einzelnen Lanzen oder Bereichen nicht vor. So wurden zwei Brunnen mit erhöhter Sandfracht identifiziert.



Abbildung 4: Einzelfilter, zunächst noch ohne Filtereinsatz (links), mit Sandfracht (rechts)

Beide Brunnen wurden nach Feststellung der erhöhten Sandfracht unverzüglich außer Betrieb genommen. Der Ausfall einzelner Brunnen war bereits bei der Bemessung der Anlage berücksichtigt worden, so dass die Außerbetriebnahme ohne weitere Berechnungen gefahrlos durchgeführt werden konnte.

Bei einem Brunnen wurde jedoch nach der Abschaltung aufgrund der festgestellten, erhöhten Sandfracht außerdem ein deutlich erhöhter Potentialdruck (Zunahme von 18,00 mNN auf 26,00 mNN) gemessen, der auf einen durch Bodenentzug entstandenen Erosionskanal schließen ließ. Der Grundwasseraußenstand betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 28,50 mNN. Es bestand somit die akute Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs.

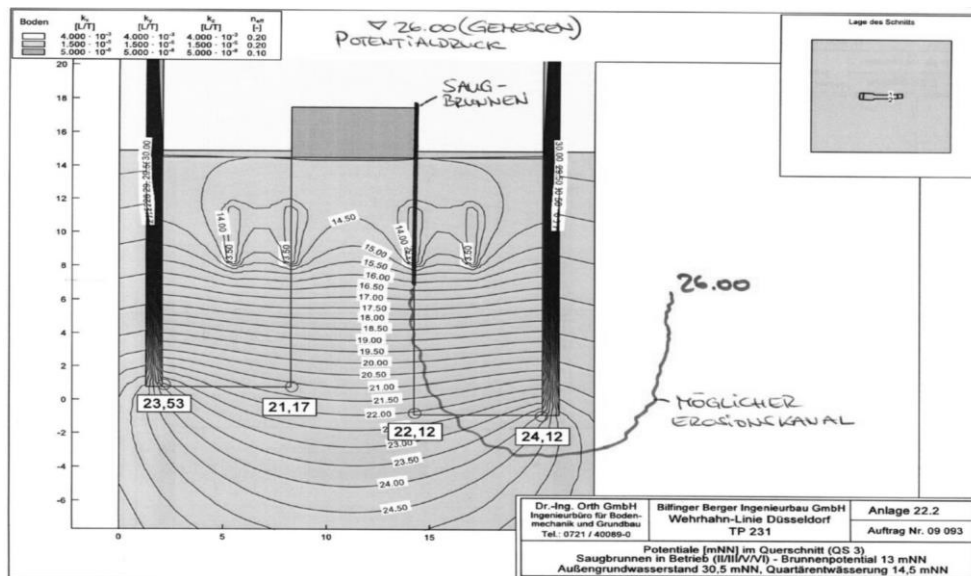


Abbildung 5: Vermuteter Erosionskanal durch Bodenentzug unterhalb der Lanze

2.2 Sicherungsmaßnahmen (Sofortmaßnahmen)

Nach Feststellung der erhöhten Sandfracht wurden zunächst folgende Sofortmaßnahmen ausgeführt:

2.2.1 Ausweitung des Monitorings

Wie bereits ausgeführt, wurden alle Saugbrunnen nachträglich mit Einzelfiltern bestückt, um die Sandfracht an jeder Lanze separat messen zu können. Gleichzeitig wurden die Messungen der Sandfracht statt wöchentlich, nun mehrmals täglich durchgeführt.

2.2.2 Außerbetriebnahme bzw. Verschluss auffälliger Brunnen

Wie ebenfalls bereits ausgeführt, wurden die beiden auffälligen Brunnen mit erhöhter Sandfracht außer Betrieb genommen. Damit wurde zunächst sichergestellt, dass kein weiterer Bodenentzug stattfinden konnte.

Aufgrund des bei einem Brunnen festgestellten deutlich erhöhten Potentialdrucks wurden zusätzlich stabilisierende Maßnahmen wie folgt ausgeführt:

2.2.3 Versiegelung der Baugrubensohle

Um eventuell aufsteigendem Wasser einen verlängerten Sickerweg und einen größeren Filterkörper entgegenzusetzen, wurde die aktuelle Aushubsohle zunächst flächig mit Zementsuspension versiegelt.

2.2.4 Ballastierung der Baugrubensohle

Im Weiteren wurde auf der so versiegelten Baugrubensohle eine Ballastierung aus sandgefüllten Big Bags und Flüssigboden aufgebracht. Die Einbauhöhe ergab sich aus rechnerischen Nachweisen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, die unter Zugrundelegung des ermittelten Potentialdrucks erstellt wurden.



Abbildung 6: Versiegelung und Ballastierung der Baugrubensohle

2.2.5 Umbau der Vakuumanlage

Parallel zur Ballastierung wurde durch den Umbau der Vakuumanlage auf ein höheres Niveau die Saugkraft an der Unterkante der Saugbrunnen reduziert und so das Risiko weiterer Bodenförderung reduziert.

2.2.6 Montage zusätzlicher OTO-Filter am Lanzenfuß

Sicherheitshalber wurde jeder Saugbrunnen mit einem redundanten OTO-Filter am Lanzenfuß ausgestattet, um eine zusätzliche Sicherheit gegen möglichen Bodenentzug herzustellen.

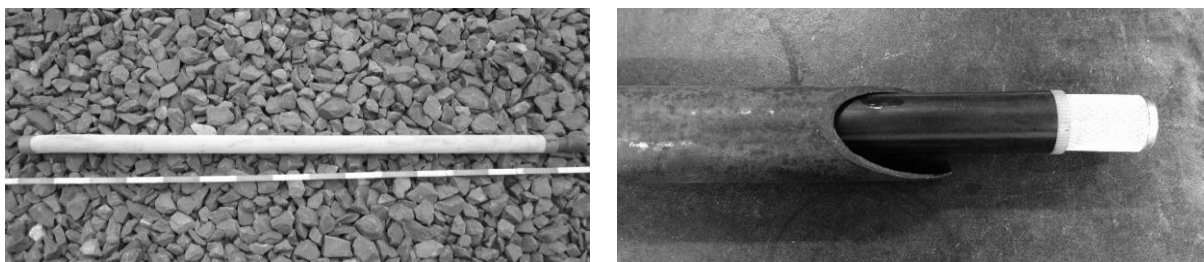


Abbildung 7: Planmäßiger OTO-Filter (links) und zusätzliche OTO-Filter am Lanzenfuß (rechts)

3. Ursache

Anschließende Kamerabefahrungen der Lanzen haben ergeben, dass eine Fußkappe einen Spalt aufwies, und daher Feinsande am OTO-Filter vorbei in den Förderstrom gelangen konnten. Der Bodentransport hat sich erst nach dem Umbau der Vakuumkessel auf das in Teilen bereits fertiggestellte Baugrubensohlniveau eingestellt, da der Unterdruck und damit die Fließgeschwindigkeit am Fuß der Saugbrunnen offensichtlich für den Bodentransport vorher zu gering war.



Abbildung 8: Fußkappe (Beispielbild)

4. Sanierung

Mit den ausgeführten Sofortmaßnahmen konnte eine Havarie vermieden und ein auch rechnerisch stabiler Zustand nachgewiesen werden. Mit dem unterhalb eines Saugbrunnens vermuteten Erosionskanal, einhergehend mit dem daraus resultierenden hohen Potentialdruck unterhalb der Baugrubensohle sowie den infolge des Bodenentzugs deutlich erhöhten Grundwasserfließgeschwindigkeiten, war eine Fertigstellung der Baugrube und des Bahnhofsbauwerkes, wie vorgesehen, jedoch nicht möglich.

Es war daher erforderlich, ein Sanierungskonzept auszuarbeiten, mit dem

- der entstandene Hohlraum inkl. des Erosionskanals, verschlossen und
- der hohe Potentialdruck bis zur Erreichung der Auftriebssicherheit durch das spätere Bahnhofsbauwerk auf ein verträgliches Maß reduziert werden konnte.

Alle Maßnahmen mussten gegen den nun anstehenden hohen Potentialdruck ausführbar sein und neben höchsten Sicherheitsanforderungen auch bauzeitliche Belange berücksichtigen. Es standen keine standardisierten und normierten Bauverfahren zur Verfügung, die alle Anforderungen abgedeckt hätten.

Ziele der Sanierungsmaßnahmen waren

- der Verschluss der Filterstrecke bzw. gestörter Bodenbereiche und
- die Reduzierung der Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers im Baugrund.

So sollte der Angriffspunkt des erhöhten Druckpotentials nach unten verschoben und damit wieder eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch bei Voll-aushub erreicht werden.

Als geeignete Maßnahmen wurden, gemeinsam mit dem Auftraggeber und den Fachgutachtern, ein Verdämmern der Filterstrecke und eine anschließende Aufgefrierung gestörter Bodenbereiche festgelegt.

4.1 Umsetzung

Für alle Sanierungsmaßnahmen stand nur der Zugang über den beschädigten Saugbrunnen selbst zur Verfügung. Die Herstellung neuer Bohrungen im Bereich des sehr hohen Potentialdrucks kam aus Sicherheitsgründen nicht in Frage. Eine der Herausforderungen bestand daher darin, über den mit 1¼ " sehr kleinen Querschnitt der Sauglanze sowohl die Hohlraumverfüllung mit Dämmen, als auch die spätere Baugrundvereisung mittels Stickstoffkühlung, bei ständiger Druckabschottung, vorzunehmen.

In enger Zusammenarbeit mit der Firma MesserGroup wurde daher eine Lanze entwickelt, über die sowohl die Auffüllung des entstandenen Hohlraumes mit Dämmen als auch die anschließende Gefrierung des gestörten Bodens mit Stickstoff möglich war.

4.1.1 Vorversuche

Da für die eigentliche Sanierungsmaßnahme mit dem Zugriff über den defekten Saugbrunnen Fehlversuche bei der eigentlichen Sanierung ausgeschlossen werden mussten, wurde zunächst in aufwändigen Vorversuchen am 1:1-Modell die Verarbeitbarkeit und Tauglichkeit des Verfüllstoffes getestet und der schadfreie Einbau der empfindlichen Kupferlanze geprobt. Dabei wurden u. a. Zusammensetzung, Pumpraten und Pumpendruck variiert.

Um eine Beschädigung der Kupferlanze durch Zwängung während der Aufgefrierung zu verhindern, war es erforderlich, ein luftporenbildendes Material einzusetzen. Um darüber hinaus möglichst wenig freies Wasser im Ringspalt einzulagern, war auch ein geringer w/f-Wert von circa 0,55 erforderlich, was weitere Hilfsstoffe erforderlich machte. Die Mischung wurde in rheologischen Versuchsreihen optimiert und in Flüssigstickstoff auf ihre Frostdilatanz geprüft.

4.1.2 Hohlraumverfüllung

Es wurden redundant zwei Verfüll- / Gefrierlanzen vorbereitet. Die Herstellung erfolgte unter Einbringung der im Hause MesserGroup vorhandenen Erfahrungen aus hochreinem, neuem Kupfermaterial und Silberhartlot durch einen einschlägig erfahrenen Lötler. Die Lanzen wurden in einer eigens aufgebauten Lehre zusammengebaut und sofort anschließend in ein Schutzrohr aus Stahl geladen, welches die Lanze bei Lagerung und Handling auf der Baustelle vor Beschädigung schützte. Dabei erfolgte gleichzeitig eine Maßhaltigkeitskontrolle.

Die Verfüllung erfolgte mit Hilfe einer Feinverpresspumpe, die von einer obertägig aufgestellten Mischpumpstation mit Suspension versorgt wurde. Verfülldurchfluss und Verfülldruck wurden elektronisch über die Zeit aufgezeichnet.

Die Verfüllparameter wurden in dem zuvor beschriebenen Vorversuch ermittelt. Die Verdrängung des Wassers aus dem Ringraum zwischen Brunnenrohr und Kupferrohr war für den späteren Erfolg der Stickstoffbodengefrierung unbedingt erforderlich. Gleichzeitig sollte auf den anstehenden Boden möglichst wenig zusätzlicher Druck aufgebaut werden, um eine Erweiterung des Hohlraumes bzw. ein Fracken des Tertiärs zu vermeiden. Vorrangiges Ziel war daher zunächst eine sichere Verfüllung des Ringraums zwischen Vakuumlanze und Kupferrohr mit geringstmöglichem Druck bei gleichzeitiger Verfüllung von möglichen Hohlräumen im Baugrund. Das Eindringen des Verfüllmaterials in einen unter der Lanze vermuteten Hohlraum erfolgte somit nur durch den zum Füllen des Ringraums zwischen Stahllanze und Kupferrohr erforderlichen Förderdruck.

4.1.3 Stickstoffvereisung

Die bereits für die Verfüllung mit hydraulisch gebundenem Material eingebaute Kupferlanze wurde auch für die Stickstoffvereisung genutzt. Dafür wurde neben dem Verfüllrohr aus Kupfer ein 9 mm-Teflonschlauch für die Stickstoffzugabe eingestellt. Die Steuerung erfolgte mittels zweier Thermosonden. Das Vereisungsrohr diente gleichzeitig als Abgasabführung. Nach Vorgabe der Berechnungen war es erforderlich, eine Frostkörperausdehnung von ca. 2 m Durchmesser herzustellen.

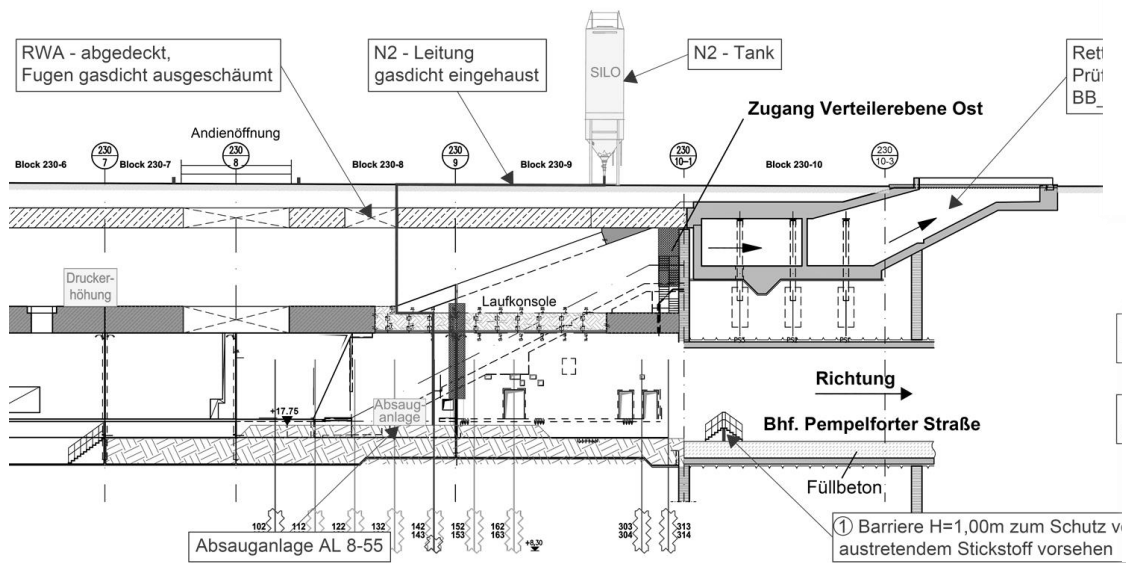


Abbildung 9: Schema Stickstoffvereisung unter besonderen Sicherheitsvorkehrungen

4.2 Numerische Berechnungen

Nachdem von einer erfolgreichen Stabilisierung der Baugrubensohle im Bereich des beschädigten Brunnens ausgegangen werden konnte, sollten die Aushub- bzw. Bautätigkeiten nach einem angepassten Konzept wiederaufgenommen werden. Zielstellung der durchgeführten numerischen Berechnungen war die Untersuchung der aus dem Schadensfall resultierenden Auswirkungen auf die geohydraulischen Verhältnisse im Bereich des Tertiärbrunnenfeldes.

Zur Sicherstellung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus wurden von der Dr.-Ing. Orth GmbH numerische Berechnungen der geohydraulischen Verhältnisse und geotechnische Untersuchungen zur Sohlstabilität durchgeführt. Neben der Untersuchung der hydraulischen Auswirkungen des Schadensfalls am Brunnen erfolgte eine Anpassung des bisher verwendeten Nachweiskonzepts zur Sicherstellung einer ausreichenden Sohlstabilität.

Im hydraulischen Modell wurde dazu der vermutete Erosionskanal durch Festpotentiale modelliert. Da die tatsächliche Ausbildung und Lage des vermuteten Erosionskanals nicht bekannt war, wurde auf der sicheren Seite liegend eine vollständige Anbindung des Erosionskanals an das Quartär außerhalb der Baugrube angenommen. Das hydraulische Potential im Erosionskanal entsprach hierbei dem in den Berechnungen zu Grunde gelegten Außengrundwasserstand von 30,50 mNN.

Der Injektions-/Vereisungskörper im Bereich des beschädigten Brunnens wurde vereinfacht als zylindrischer Körper mit einer Durchlässigkeit von $k = 5 \cdot 10^{-8}$ m/s (ungestörter Boden $k = 1,5 \cdot 10^{-5}$) modelliert. Die als Sofort-Stabilisierungsmaßnahme eingebaute Sohlaufkast, bestehend aus Big Bags, Dämmen (Zementsuspension) und Flüssigboden, wurde in den durchgeführten Berechnungen durchgängig nicht berücksichtigt.

4.2.1 Normalbetrieb mit den verbliebenen intakten Saugbrunnen

Allgemein war festzustellen, dass bei Betrieb des Brunnenfeldes signifikant erhöhte hydraulische Potentiale in erster Linie im unmittelbaren Nahbereich des Erosionskanals vorlagen. Die Entspannungswirkung der verbleibenden Brunnen war jedoch ausreichend groß, so dass die freie Oberfläche des Grundwassers innerhalb des Tertiärs durchgängig unter dem Niveau von 14,50 mNN (Baugrubensohle) lag. Es konnte gezeigt werden, dass an der Unterkante der Tübbings (in Tunnelachse) keine positiven Wasserdrücke zu erwarten waren und diese daher ohne die Gefahr von Auflockerungen bei Fortführung des Aushubs abgehoben werden konnten.

4.2.2 Variation der Geometrie des Injektions-/ Vereisungskörpers

Generell gilt, dass bei größerer Ausdehnung des Injektions-/Vereisungskörpers potentielle Fließwege nach oben in Richtung Quartär verlängert werden. Aufgrund der radialen (räumlichen) Abströmung, kommt es zu einem verstärkten Potentialabbau im unmittelbaren Nahbereich des Erosionskanals. Daher ist die Ausdehnung des Injektions-/Vereisungskörpers im unmittelbaren Übergang zum Erosionskanal von besonderer Bedeutung für dessen hydraulische Wirkung.

Der Vergleich der im Überlaufbetrieb untersuchten Geometrievarianten, also ohne Vakuum und bei artesischem Austritt des Tertiärwassers, zeigte, dass der Injektions-/Vereisungskörper mit nach oben zunehmendem Durchmesser, hinsichtlich des Potentialabbaus zwischen den beiden Geometrievarianten mit konstantem Durchmesser liegt. Auch wenn in der Realität nach derzeitigem Kenntnisstand, aufgrund der vorhandenen Grundwasserströmung, von einem Injektions-/Vereisungskörper mit nach oben zunehmendem Durchmesser ausgegangen werden konnte, lagen Betrachtungen, mit konstantem minimal zu erwartendem Durchmesser, zumindest hinsichtlich des Potentialabbaus, auf der sicheren Seite.

Die wesentliche Anforderung an den Injektions-/Vereisungskörper war, dass dieser den Filterkörper vollständig abdecken sollte, so dass die Weiterleitung des im Erosionskanal herrschenden Druckpotentials vom Brunnentiefsten durch die Filterstrecke in höhere Bereiche sicher ausgeschlossen werden konnte. Damit standen die erhöhten Potentiale

aus dem vermuteten Erosionskanal statt bei 11,30 mNN (OK Filterstrecke) bei ca. 8,30 mNN an, was maßgeblichen Einfluss auf die resultierende Sohlstabilität hatte.

4.2.3 Stabilität der Baugrubensohle

Aufgrund der stark erhöhten hydraulischen Potentiale im Bereich des Erosionskanals am beschädigten Brunnen erfolgte im Rahmen der unter 2.2 beschriebenen Sofortmaßnahmen der Einbau einer Sohlaulast über die ganze Baugrubenbreite, um insbesondere auch bei einem etwaigen Ausfall oder Abschalten des Brunnenfeldes ein hydraulisch bedingtes Aufbrechen der Baugrubensohle sicher ausschließen zu können.

Für die Fortführung der Aushubarbeiten bis auf das planmäßige Sohlniveau waren nach erfolgter Sicherung des beschädigten Brunnens ausreichende Sohlstabilitäten (ohne Sohlaulast) sowohl für den normalen Betriebszustand des Brunnenfeldes, als auch bei Ausfall der Vakuumanlage (artesischer Überlauf der Vakuumlanzen) unter Berücksichtigung der neuen Randbedingungen nachzuweisen.

Wie aus den Ergebnissen der hydraulischen Berechnungen ersichtlich wurde, waren erhöhte Potentiale aufgrund des Erosionskanals im Wesentlichen im unmittelbaren Nahbereich des beschädigten Brunnens zu berücksichtigen. Hier wurden daher, ergänzend zu den bekannten, ebenen Nachweisen, auch räumliche Nachweise erforderlich. Im Rahmen einer vereinfachten Nachweisführung erfolgten im Einflussbereich des Erosionskanals Nachweise gegen ein Aufschwimmen des Vereisungskörpers (UPL) sowie Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch (HYD) an einem räumlichen Terzaghikörper.

4.2.4 Grenzzustand Aufschwimmen (UPL)

Der Nachweis ausreichender haltender Kräfte im Grenzzustand, Aufschwimmen (UPL) für den Injektions-/Vereisungskörper in Achse des beschädigten Brunnens, erfolgte am Kegelstumpfmodell. In Übereinstimmung mit den durchgeführten hydraulischen Berechnungen wurde im Bereich des Erosionskanals ein erhöhtes hydraulisches Potential von 30,50 mNN (Außenwasserstand) berücksichtigt.

Die Achse des Kegels entspricht der Achse des Brunnens. Die Oberkante des Kegels bzw. Kegelstumpfes entspricht dem Wasserspiegelniveau im Tertiär (14,25 mNN), die Unterkante entspricht der Unterkante der Filterstrecke des Brunnens (8,30 mNN). Die Neigung der Kegelflanke gegenüber der Vertikalen entspricht in etwa dem Reibungswinkel des Bodens und wurde hier mit 30° angenommen. Die aus dem erhöhten hydraulischen Potential im Brunnen resultierenden (destabilisierenden) Druckkräfte wurden ausschließlich an der Unterkante des Kegelstumpfes angesetzt. In den Modellbetrachtungen

am Kegelstumpf wurden über den hydrostatischen Druck hinausgehende Wasserdrücke an der Mantelfläche des Kegelstumpfes nicht berücksichtigt. Damit wurden die Auftriebskräfte bei dieser vereinfachten rechnerischen Betrachtung unterschätzt und die auf diese Weise ermittelten erforderlichen Auflasten lagen entsprechend auf der unsicheren Seite. Aufgrund der von dem Erosionskanal ausgehenden radialen Abströmung und des mit zunehmendem vertikalen Abstand zur Unterseite ansteigenden höhenbezogenen Anteils an der Mantelfläche des Kegelstumpfes wird der Einfluss dieser vereinfachten (und auf der unsicheren Seite liegenden) Annahmen jedoch deutlich reduziert.

Neben dem resultierenden Ausnutzungsgrad wurde auch die erforderliche Sohlaulast für variable Durchmesser an der Unterkante des Kegelstumpfes ermittelt und in einem Diagramm aufgetragen. Gleichsinnig mit der destabilisierenden Resultierenden des Wasserdrucks nahm die erforderliche Sohlaulast mit zunehmendem Durchmesser des Kegelstumpfes zu. Bis zu einem unteren Durchmesser des Kegelstumpfes von 5,5 m wurde für den Nachweis ausreichender Sicherheiten bzw. Ausnutzungsgrade im Grenzzustand UPL keine Sohlaulast benötigt. Das hieß: Solange die Unterkante des Injektions-/Vereisungskörpers einen Durchmesser von 5,5 m nicht überschreitet, ist nach dieser Betrachtung rechnerisch eine ausreichende Sohlstabilität auch ohne Sohlaulast gegeben. Mit der durchgeführten Sanierung bzw. Sicherung des Brunnens konnte die Sicherheit im Grenzzustand UPL deutlich verbessert werden.

Da auf Basis von Erfahrungswerten und unter Berücksichtigung der tatsächlich verpressten Injektionsmengen von einem deutlich geringeren Durchmesser des Injektions-/Vereisungskörpers auszugehen war, konnte unter Ansatz der Bodenreibung der rechnerische Nachweis gegen ein Aufschwimmen des Injektions-/Vereisungskörpers, unter Berücksichtigung der verbleibenden Unwägbarkeiten, als erfüllt angesehen werden.

4.2.5 Grenzzustand hydraulischer Grundbruch (HYD)

Dieser Grenzzustand beschreibt den Verlust der effektiven Spannungen im Korngerüst des Bodens aufgrund von Strömungskräften. Die Betrachtungen zum Grenzzustand hydraulischer Grundbruch erfolgten ebenfalls am Strömungsfaden sowie am Terzaghi-Körper.

Nachweise am Strömungsfaden

Die ungünstigere Betrachtung am Strömungsfaden gibt den lokalen Austrag von Bodenpartikeln durch rückschreitende Erosion (Piping) wieder. Vor diesem Hintergrund ist die Voraussetzung für den Austrag von Bodenpartikeln, dass die Gradienten im Sohlbereich die zulässigen Gradienten überschreiten. In der Bemessungssituation BS-A nach EC7 liegt der maximal zulässige Gradient z. B. bei 0,87. Erst wenn der zulässige Gradient

im Sohlbereich überschritten wird, ist von einem Austrag von Bodenmaterial auszugehen. Ein Überschreiten des zulässigen Gradienten ausschließlich in tiefer liegenden Bereichen ist dagegen hinnehmbar, ohne dass es zum Austragen von Bodenmaterial kommen kann. Bei Normalbetrieb des Brunnenfeldes ergeben sich hier in oberen Bereichen negative (nach unten gerichtete) Gradienten. Das Auftreten von Piping ist damit bei Normalbetrieb vergleichsweise sicher auszuschließen. Bei Ausfall der Vakuumanlage hätte jedoch umgehend eine ausreichend starke Filterschicht angedeckt werden müssen, um auch hier dem Auftreten von Piping zuverlässig vorzubeugen. Diese Anforderungen standen im Einklang mit dem bestehenden Aushubkonzept zur Herstellung des Flächenfilters, dass ausschließlich ein bereichsweises Freilegen des Tertiärs vorsieht.

Nachweise am Terzaghi-Körper

Die Nachweise am Terzaghi-Körper erfolgten in den Querschnitten in ebener Betrachtung. Diese gilt auch für den vom Erosionskanal weitgehend unbeeinflussten Teil. Im unmittelbaren Einflussbereich des Erosionskanals erfolgte der Nachweis an einem räumlichen Terzaghi-Körper. Im Querschnitt wiesen die zu Grunde gelegten Terzaghi-Körper eine von der Unterkante der Schlitzwand bis zur Unterkante der Filterstrecke des beschädigten Brunnens schräg nach oben verlaufende Unterkante auf. Zur vereinfachten Betrachtung auf der sicheren Seite wurde an der kompletten Unterkante der volle Außenwasserdruck angesetzt. Die Tiefe des Terzaghi-Körpers in Längsrichtung der Baugrube wurde zwischen 1,00 m und 5,00 m variiert. Zusätzlich zur Wichte des Terzaghi-Körpers wurde auch Reibung an drei Seiten (ohne die Vereisungsseite) berücksichtigt. Die Reibung wurde vereinfachend aus dem Ansatz der halben Überlagerungsspannung bei einem Reibungswinkel von 30° ermittelt. An den Seiten mit schräg verlaufender Unterkante wurde die Resultierende auf der sicheren Seite liegend vereinfachend für ein flächengleiches Rechteck ermittelt. Ergänzend zu dem deutlich auf der sicheren Seite liegenden Ansatz eines an der Unterkante anstehenden, einheitlichen Potentials von 30,50 mNN wurden auch die tatsächlich an der Außenkante des Vereisungskörpers bestimmten Potentiale und über die Tiefe gemittelte Potentiale angesetzt.

Zusammenfassend war festzustellen, dass für den Nachweis der Sohlstabilität im Grenz-zustand HYD auch bei räumlicher Betrachtung zusätzlich zur Gewichtskraft des Terzaghi-Körpers Reibungskräfte an den Seitenflächen mobilisiert werden mussten. Deutlichen Einfluss auf die erforderlichen Reibungskräfte hatte das an der Unterkante des Terzaghi-Körpers anstehende hydraulische Potential, wie die Berechnungen mit gemittelten Potentialen zeigten. Für die Ausführung der Aushubarbeiten waren deshalb niedrige Außengrundwasserstände vorteilhaft.

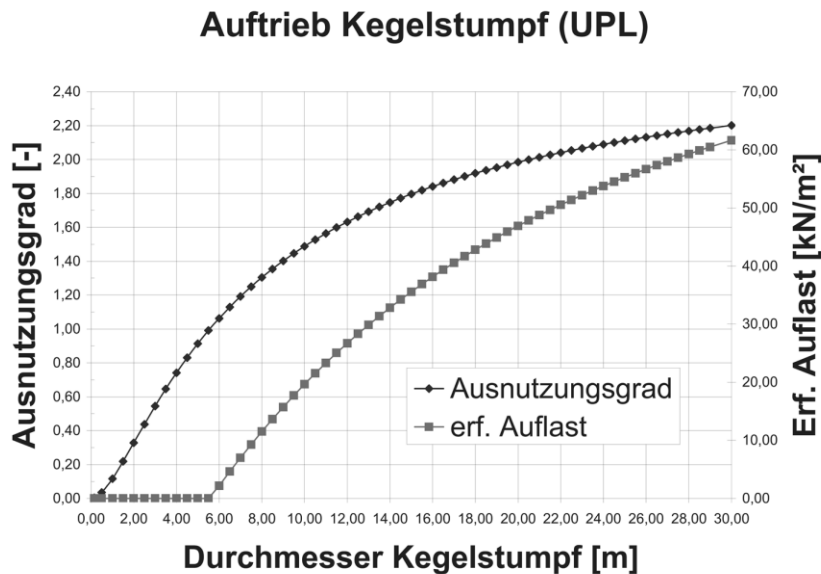


Abbildung 10: Berechnungsergebnisse im Grenzzustand [HYD]

4.3 Monitoring / Erfolgskontrolle

Nach dem Aufgefrieren wurden zwei benachbarte Saugbrunnen mit Temperaturmessketten ausgestattet. Der Frostkörper hat diese Messlanzen jedoch erwartungsgemäß nicht erreicht, so dass die Messergebnisse nur eine qualitative Bewertung des Frostkörpers zuließen.

Da der Boden im unmittelbaren Nahbereich der Vakuumlanze so gestört war, dass das Einbringen von Messlanzen ein hohes Risiko darstellte, wurden erst nach dem theoretischen Zufrieren des Bodens zusätzliche Messlanzen gesetzt. Aus den im Vorfeld erstellten Rechenmodellen wurde im oberen Bereich der Lanze eine rotationsymmetrische Ausbildung des Frostkörpers mit einem Radius von 1,20 - 1,60 m erwartet. Aufgrund der angenommenen, höheren Fließgeschwindigkeiten im Tiefsten der Lanze war hier mit der Ausbildung einer nach unten zulaufenden Spitze zu rechnen. Bei der Herstellung von Temperaturmessbohrungen musste daher ständig mit dem Durchstoßen des Frostkörpers und einem daraus resultierenden, plötzlichen Druckanstieg in der Bohrung, einhergehend mit Wasser- und Bodenaustrag, gerechnet werden.

Für den Einbau der Temperaturmesslanzen wurden Bohrungen mit einem Durchmesser von ca. 30 mm hergestellt. Durch eine vorlaufende Gefrierung des kompletten zu durchbohrenden Bodenpaketes konnten unverrohrte Bohrungen ausgeführt werden. Bisher erfolgt die Steuerung der Anlage über einen Temperatursensor, der innerhalb der Ge-

frierlanze etwa auf Höhe der Tertiäroberkante angebracht war (Sensor 1), um möglichst wenig Aushubboden (Quartär und Ballastierung) mit aufzufrieren. Um sichere Erkundungsbohrungen zu ermöglichen, sollte der Frostkörper nun auch diesen Bereich erfassen. Dazu wurde die Steuerung der Gefrierlanze auf den außenliegenden Messfühler im Abgasrohr (Sensor 2) umgeschaltet und somit auch der quartäre Boden/Ballastierung über die gesamte Höhe der Lanze aufgefroren.

Im zweiten Schritt wurden Gefrierkästen auf den gewünschten Positionen der Bohrungen, bei 0,5 und 1 m Abstand zum Frostkörperzentrum eingebaut und durch das Einbringen von Beton fest mit dem Untergrund verankert. Um bei der Beschickung der Gefrierkästen mit flüssigem Stickstoff ein Abreißen des Verbundes Gefrierkasten / Beton zu verhindern, wurden Armierungsbolzen auf der Unterseite der Gefrierkästen angebracht und einbetoniert. Diese Gefrierkästen besaßen einen geschlossenen Raum zur Aufnahme von flüssigem Stickstoff, ein Führungsrohr zur Aufnahme der Bohrgeräte und einen zur Atmosphäre offenen Raum für eine eventuelle Notvereisung des Führungsrohrs mittels flüssigen Stickstoffs.

Im dritten Schritt erfolgte dann die Vereisung des Bodens unterhalb dieser Gefrierkästen durch flüssigen Stickstoff im geschlossenen System. Dazu musste die Erdreichgefrieranlage für den Anschluss von zwei weiteren Gefrierlanzen umgebaut werden. Nach dem erfolgreichen Einfrieren dieser Bereiche wurde mit der Herstellung der Bohrungen für die Temperaturmesslanzen begonnen. Dazu wurde nach dem Erreichen des tertiären Baugrundes in regelmäßigen Abständen von ca. 20 cm Bohrlänge die Bodentemperatur an der Bohrspitze gemessen. Lag die dabei gemessene Temperatur unterhalb von -10°C , wurde die Bohrung um weitere 20 cm, jedoch bis maximal 1,5 unter OK Tertiär, abgeteuft. Um ein Festfrieren des Bohrgestänges in den Bohrpausen zu verhindern, wurde zur Spülung Flüssigstickstoff eingesetzt, was weitere Neuentwicklungen erforderlich machte.

Die Bohrungen erfolgten durch das Führungsrohr der Gefrierkästen, welches mit Dichtungen und Ventilen ausgerüstet war, um im Falle eines Wasseraustritts einen sicheren Verschluss zu ermöglichen. Die eigentliche Gefrierlanze wurde mit drei zusätzlichen Messfühlern (der Sensor „1“ war bereits eingebaut) ausgerüstet, um nach dem temporären Abschalten der Gefrierlanze auch die Temperaturen des Erdreichs in tieferen Schichten messen zu können.

Anhand der gewonnenen Messdaten konnte das Rechenmodell so geeicht werden, dass sich ein hinreichend genaues Bild der Ist-Temperaturverteilung im Boden und damit der Frostkörperausdehnung ergab. Mit den Messdaten aus den 4 Messsensoren innerhalb der Gefrierlanze wurde nach dem temporären Abschalten der Gefrierlanze untersucht,

ob sich aus dem instationären Verhalten (Erwärmung) des Frostkörpers nach Abschalten der Vereisung Rückschlüsse auf dessen geometrische Ausbildung ziehen ließen.

Betrachtet wurde der Frostkörper nach 7, 14 und 28 Tagen Vereisungsdauer. Die Bestimmung des Temperaturverlaufs nach dem Abschalten der Vereisung erfolgt in Achse des Frostkörpers (Vereisungslanze).

Hinsichtlich der räumlichen Ausdehnung galt, dass der Frostkörper im unteren Bereich (bis 9,70 mNN) aufgrund der Wasserströmung bereits nach 7 Tagen einen stationären Zustand erreicht hatte und nicht mehr weiter wuchs. Die geringe räumliche Ausdehnung des Frostkörpers, in Kombination mit dem Strömungseinfluss in diesem Bereich, spiegelte sich in dem relativ schnellen Ansteigen der Temperaturen nach Abschalten der Vereisung wieder. In den oberen Bereichen wuchs der Frostkörper mit zunehmender Vereisungsdauer weiter und hatte eine deutlich größere Ausdehnung. Dies belegten auch die Temperaturverläufe nach Abschalten der Vereisung. Da hier der Einfluss der Wasserströmung deutlich geringer war und mit zunehmender Höhe weiter abnahm, stiegen die Temperaturen in den höher liegenden Bereichen nach Abschalten einheitlich deutlich langsamer und näherten sich asymptotisch der 0°C-Grenze. Das "Auftauverhalten" des Frostkörpers wurde in der Realität sowohl von dem vorhandenen Durchmesser des Frostkörpers als auch von der tatsächlich vorhandenen Strömungssituation bestimmt. Anhand der Ganglinien ließ sich die Genauigkeit des Modells einschätzen. Bei (zumindest qualitativ) guter Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Ganglinien, waren die thermischen und hydraulischen Randbedingungen im vereinfachten numerischen Radial-Modell ausreichend genau berücksichtigt.

4.3.1 Anpassung Betonierabschnitte der Bodenplatte

Der Aushub und der Einbau der Bodenplatte wurden im Bereich des beschädigten Brunnens im Schutze der Vereisung in kleineren Abschnitten als ursprünglich vorgesehen mit exakt festgelegtem Ablauf unter ständiger Beobachtung der Porenwasserdrücke ausgeführt. So konnte die Vereisung möglichst lange betrieben werden, während die Baugrubensohle durch den Einbau der Bodenplatte bereits stabilisiert und ballastiert wurde. Erst unmittelbar vor der Betonage des letzten, sehr kleinen Sohlabschnittes, wurde die Stickstoffvereisung abgeschaltet. Der Frostkörper wurde so bis zur vollständigen Fertigstellung und Aushärtung der Bauwerkssohle auf kompletter Fläche erhalten. Der Ablauf ist in Abb. 11 zu erkennen. Im ersten Bild steht der Ballastierungskörper noch weit über die Sohlbewehrung hinaus. Im zweiten Bild ist die fertige Bauwerkssohle nahe herangerückt, die Ballastierung ist abgetragen und die Sohlbewehrung eingebaut. Die Betonage des letzten Sohlabschnittes steht kurz bevor, aber die Vereisungsanlage ist noch in Betrieb.



Abbildung 11: Angepasste Aushub- und Betonierabschnitte

5. Wesentliche Erkenntnisse

Wesentliche Erkenntnisse für die künftige Gestaltung standsicherheitsrelevanter Saugbrunnen sind:

- Derartige Eingriffe in hydraulisch vorgespannte Schichten bedürfen auch bei geringen Eindringtiefen einer intensiven rechnerischen und bautechnischen Vorbereitung.
- Vor Inbetriebnahme sollte eine Kamerabefahrung durchgeführt werden, um Beschädigungen an der Lanze und/oder an Filterelementen frühzeitig feststellen zu können.
- An jeder Lanze sollten Überdruckventile als Indikator für Druckerhöhungen und als automatische Sicherung bei Vakuumausfall installiert werden.
- Die Kontrolle der Sandfracht über den Gesamtvolumenstrom ist abhängig von der Lanzenanzahl meist nicht ausreichend, besser ist die Kontrolle von Sandfrachten an jeder einzelnen Lanze.
- Die Bemessung sollte genügende Redundanzen gegen Ausfall einzelner Vakuumbrunnen mitbringen.
- Die Lanzen sollten stabil und unempfindlich gegen Beschädigung ausgeführt und besonders gut in Schichtgrenzen eingedichtet werden.

Nur durch minutiöse Vorbereitung, sowie effektive und reibungslose Zusammenarbeit aller auftragnehmer- und auftraggeberseitigen Beteiligten konnte ein hydraulischer Grundbruch vermieden werden. Die Bereitschaft aller Beteiligten, sich an Lösungsfindungen aktiv zu beteiligen und ein besonnener und auf die Bautechnik fokussierter Umgang mit der Aufgabenstellung haben dazu geführt, dass das Projekt sicher und letztlich ohne nennenswerte bauzeitliche Verzögerungen zum Abschluss gebracht werden konnte.

Herstellung einer tiefen Baugrube in kluftwasserführenden Tonsteinen in engen Verhältnissen

*Rainer Brög, geoteam Ingenieurgesellschaft mbH, Dortmund
Gerald Hegemann, Bauer Spezialtiefbau GmbH, Essen*

Zusammenfassung

In dem Beitrag wird über die Herstellung einer tiefen Baugrube in kluftwasserführenden Tonsteinen auf einem eng bebauten Werksgelände im nördlichen Sauerland berichtet. Die speziellen Randbedingungen waren der tiefe Hangeinschnitt, verbunden mit hohen und gespannten Kluftgrundwasserständen. Darüber hinaus mussten neben den engen zeitlichen Vorgaben die zur Verfügung stehenden Platzverhältnisse, die Setzungsanforderungen des angrenzenden Gebäudebestandes wie auch die Aufrechterhaltung des Werksverkehrs, die eine angepasste Baustellenlogistik erforderten, berücksichtigt werden. Ausgeführt wurde die Gründung einer einfach rückverankerten, überschnittenen Bohrpfahlwand mit innenliegender Restwasserhaltung in den wasser- und witterungsempfindlichen Tonsteinen. Es wird der integrative Prozess von Planung und Ausführung zur erfolgreichen Projektumsetzung hervorgehoben sowie auf ein baubegleitendes, geodätisches Messprogramm und Grundwassermonitoring unter Berücksichtigung baubetrieblicher Aspekte eingegangen.

1. Einleitung

Im Zusammenhang mit der Expansion eines international aufgestellten Herstellers von Bausystemkomponenten soll in Iserlohn ein unterkellertes, 8-geschossiges Gebäude mit einer Grundrissfläche von ca. 1.000 m² in steiler Hanglage errichtet werden.

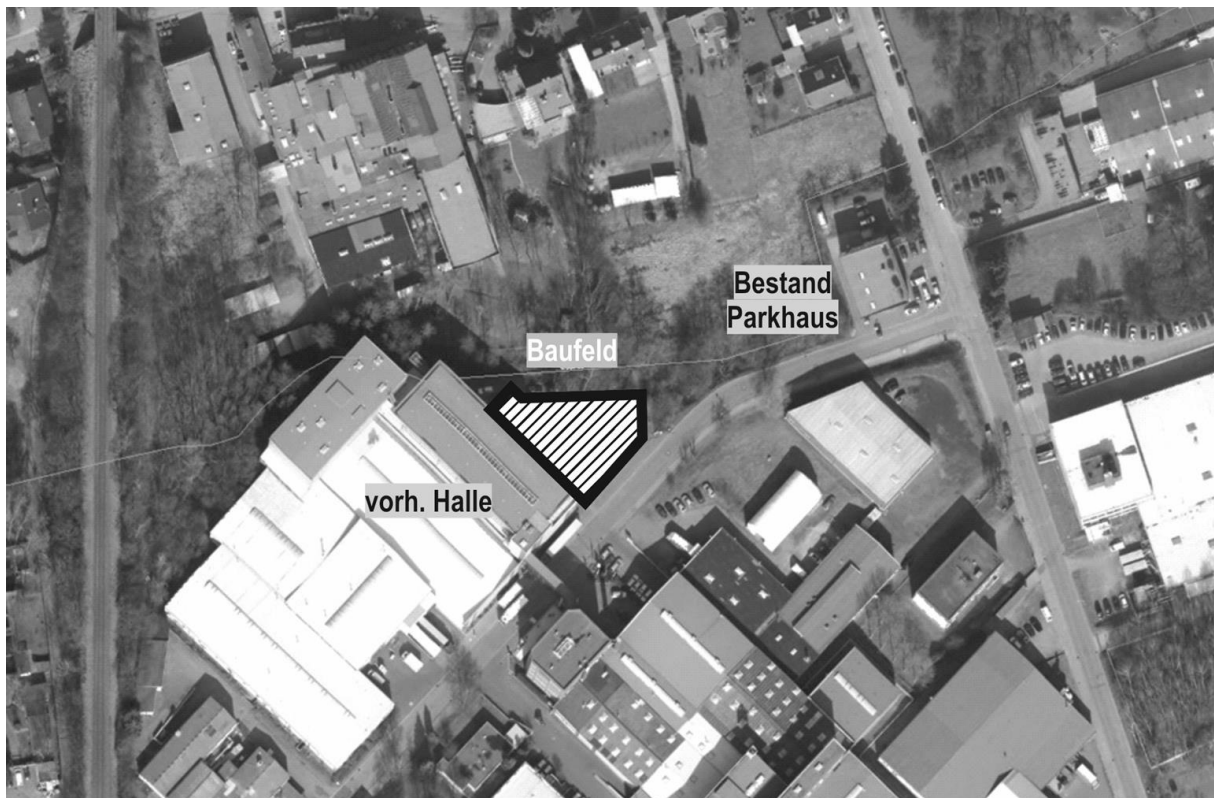


Abbildung 1: Lage des geplanten Bauwerks mit der Untergeschossebene im Luftbild (Quelle: www.elwasweb.nrw.de)

Die immer stärkere Tendenz noch verbleibende freie Bauflächen zwischen bestehenden Bebauungen auszunutzen, erfordert bei der Konzipierung von Baugruben im Vorfeld eine verstärkte Berücksichtigung der baulichen Randbedingungen. Bindet das Bauwerk zudem noch in das Grundwasser ein, ist das Baugrubenkonzept hierauf abzustimmen.

Anhand des vorliegenden Projektes soll gezeigt werden, wie eine Baugrube unter derartigen Aspekten hergestellt werden kann.

2. Randbedingungen für die Herstellung der Baugrube

Die Randbedingungen, die bei der Baumaßnahme zu beachten waren, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Baugrubenabmessungen liegen im Grundriss bei etwa 40 m x 40 m.
- Das Grundstück liegt in Hanglage mit Geländeneigung von 1:6 (ca. 10°).
- Infolge der Hanglage reicht die Tiefe der Baugrube von 5,3 m entlang des nördlich gelegenen Bachlaufes bis 11,3 m an der Werksstraße im Süden.

- Der Wasser(über)druck im Kluftsystem beträgt bezogen auf die Höhe des Endaushubniveaus (172,7 mNN) 5,7 m.
- Es besteht die Gefahr des Aufschwimmens der Sohle im Aushubzustand.
- Zu berücksichtigen ist die engstehende, verformungsempfindliche Nachbarbebauung mit laufendem Werksbetrieb.
- Eine innenliegende Baugrubenaussteifung ist nicht möglich.

Infolge der dauerhaften Beanspruchung des Bauwerks mit Druckhöhen von mehr als 5 m wie auch dem bauherrenseits vorgegebenen hohen Sicherheitsanspruch und der benannten hohen Verformungsempfindlichkeit gegenüber der angrenzenden Halle folgt, dass es sich um eine Baumaßnahme der geotechnische Kategorie GK 3 handelt.

Entlang der Westseite des vorhandenen Baufeldes schließt ein bestehendes Hochregallager an, das auf Bohrpfählen (VSB-Pfählen, Ø 55 cm bis Ø 85 cm) gegründet ist. In einem mittleren Teilbereich verläuft parallel zur Baugrube eine überschnittene Bohrpfahlwand, die Lasten aus dem vorhandenen westlichen Gebäude abträgt und im Zuge der weiteren Planungen im Hinblick auf etwaige Rückverankerungen zu berücksichtigen ist. Die Andienung zum Lager entlang der Seitenflanke zur Baugrube muss jederzeit gewährleistet sein.

Die Südseite des Baufeldes wird durch die Werksstraße für Lkw begrenzt. Den nördlichen Randbereich bildet ein natürlicher Bachlauf, der infolge der Grenzlage nicht verschoben werden kann. Auf der Westseite schließt ein Parkhaus an, das auf duktilen Rammpfählen gegründet ist.

Die Herstellung der Baugrube wurde als Pauschalvertrag an den Bauausführenden Fa. Bauer Spezialtiefbau vergeben. Die Planung, statische Berechnung und Herstellung der Baugrube einschl. der Wasserhaltungsmaßnahmen erfolgte durch die Fa. Bauer als Generalunternehmer. In enger Abstimmung hierzu wurde der Umfang der Baugrunderkundungen gemeinsam festgelegt, um Kostensicherheit bezüglich etwaigen unzureichenden oder unvollständigen Baugrunduntersuchungen auszuschließen. Eine geotechnische Beratung, umwelttechnische Bewertung der anfallenden Aushubböden, Vordimensionierung der Wasserhaltung sowie Fachbauüberwachung erfolgte durch geoteam.

3. Geologie

Zur Erkundung der Untergrundverhältnisse wurden sowohl Bohrungen, Kleinrammbohrungen wie auch Rammsondierungen ausgeführt.

Die Untergrundverhältnisse sind geprägt von künstlichen Aufschüttungen in Mächtigkeiten von 3 bis 7 m, die seinerzeit primär zur Geländetrassierung und -modellierung aufgebracht wurden. Darunter folgen Sedimente ehemaliger Wasserläufe mit feinsandigen und z. T. tonigen Grobschluffen. Diese gehen in einen Hangschutt über, der den obersten Bereich der Verwitterungszone des karbonischen Festgesteins darstellt. Darunter folgen tiefreichend Schiefertone mit Grauwackenbänken und Kalksteineinschlüssen.

Das spätere geplante Bauwerk selbst bindet allseitig mit seinen Fundamenten in das karbonische Festgestein ein.

Zur Beurteilung der Grundwasserverhältnisse wurden im maßgeblichen Anstrombereich Pegel mit Ausbauten in dem Lockergestein wie auch klüftigen Festgestein erstellt.

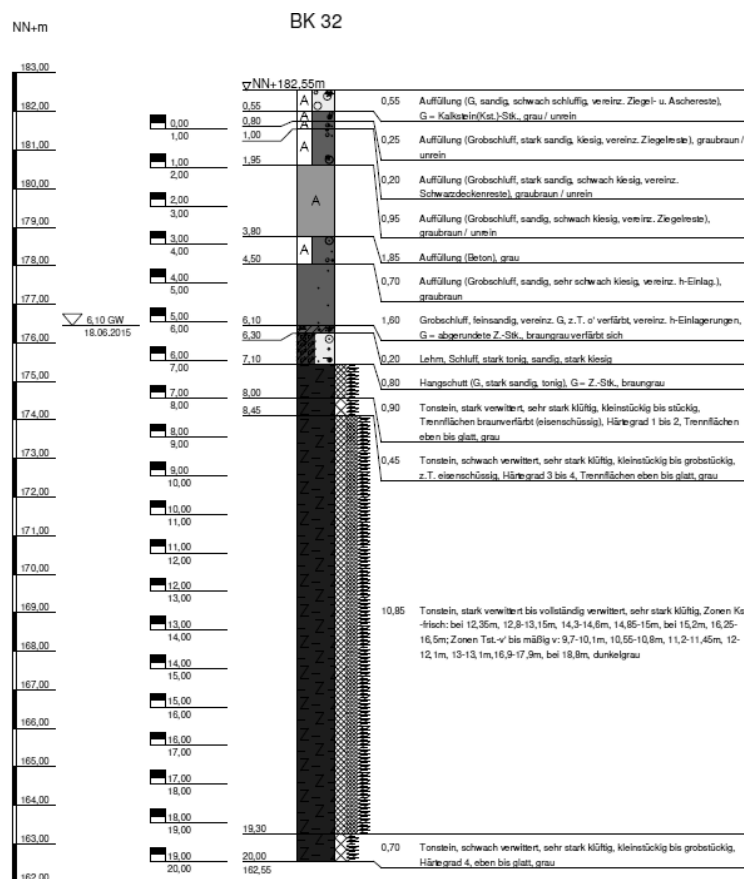


Abbildung 2: Exemplarisches Schichtenprofil

Wasserführend sind primär der Hangschutt und sehr stark klüftige Tonstein. Darüber hinaus unterliegen die Grobschluffe Hang- und Schichtenwasserführungen aus dem höher liegenden Einzugsgebiet. Die Wasserstände des Poren- wie auch Kluffgrundwasser-

leiters stehen in hydraulischer Verbindung, was anhand der vorhandenen Pegel, die in unterschiedlichen Bodenschichten ausgebaut wurden, bestätigt werden konnte.

4. Baugrubenherstellung

4.1 Baugrubenkonzept

Aufgrund des hohen Grundwasserstandes war eine wasserdichte Baugrubenumschließung erforderlich. Hierfür wurde eine überschnittene Pfahlwand ausgeführt. Die Einbindetiefe der Wand beträgt je nach Wandhöhe und Belastung 3 bis 5 m unter die Baugrubensohle. Im oberen Hangbereich mit der größten Verbauhöhe wurde die Pfahlwand mit Steckträgern ausgeführt und die obersten 1,0 bis 1,5 m mit einem Bohlverbau gestützt. Im unteren Hangbereich reichte das Bemessungsgrundwasser bis zur Geländeoberfläche, ein Steckträgerverbau war deshalb dort nicht möglich.

Die Platzverhältnisse erlaubten die Ausführung der Pfahlwand mit relativ dicken Bohrpfählen mit $D = 88$ cm, wodurch sich eine sehr steife Verbauwand ergibt. Diese steife Verbauwand ermöglichte eine einlagige Verankerung bei gleichzeitig geringen Verformungen. Die einlagige Verankerung hat im vorliegenden Fall neben den Kostenvorteilen und der kürzeren Bauzeit noch weitere Vorzüge: Die sehr komplizierte Verschneidungsproblematik mit der bestehenden Pfahlgründung wurde nicht weiter erhöht und Ankerbohrungen gegen stark drückendes Grundwasser konnten vermieden werden.

Der klüftige Felshorizont wurde als natürliche Abdichtung der Baugrubensohle angesetzt. Innerhalb der Baugrube wurden Schwerkraftbrunnen installiert, mit denen die Baugrube entwässert wurde und die dazu dienten, während der Bauzeit, das durch die Klüfte zuströmende Grundwasser abzupumpen. Die Schwerkraftbrunnen wurden so tief geführt, dass die Sicherheit der Baugrubensohle gegen hydraulischen Grundbruch gewährleistet war. Bei der Bemessung der Baugrubenwand wurde von außen der volle Wasserdruck angesetzt. Eine Absenkung des Außenwasserstandes durch die bauzeitlich Wasserhaltung war nicht sicher zu prognostizieren und wurde deshalb bei der Bemessung des Verbaus nicht berücksichtigt.

4.2 Grundwasserhaltung

Die Herstellung der Baugrube erfolgte im Schutze einer wasserdichten Umschließung mittels einer überschnittenen Bohrpfahlwand. Die Einbindetiefe der Bohrpfahlwand lag zwischen 3 m und 5 m unter der planmäßigen Aushubsohle. Die Wasserhaltung be-

schränkte sich auf eine innenliegende Restwasserhaltung infolge über die Baugrubensohle aus dem karbonischen Tonstein eindringenden Grundwasserzutritten.

Um das Risiko eines hydraulischen Grundbruchs infolge gespannter Wasserführungen oder eines Aufschwimmens der Baugrubensohle innerhalb des karbonischen Tonsteins im Bereich des Erdauflegers der Verbauwand durch Aufbrechen der Baugrubensohle zu begegnen, wurden Entspannungsbohrungen ausgeführt. Diese dienten ferner der Standicherheit des Baugrubenverbaus im Hinblick auf den angesetzten Bauwasserstand wie auch zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit des Bauwerkes im Bauzustand. Zudem konnten hiermit etwaige Quellwasserzutritte aus dem Festgesteinsuntergrund frühzeitig gefasst und weitestgehend ausgeschlossen werden.

Aus der Vordimensionierung ergeben sich insgesamt 11 Schwerkraft- bzw. Entspannungsbrunnen. Die Unterkante der Bohrbrunnen ergab sich aus dem rechnerischen Nachweis der Sicherheit von Aufschwimmen von nicht verankerten Konstruktionen zu 8,3 m unter der Aushubsohle. Mit einer frühzeitigen Einrichtung und Inbetriebnahme der Bohrbrunnen wurden zugleich die teils stärker durchnässten, den Tonstein überlagernden Grobschluffe und Hanglehme entwässert.

Im Zuge der Baugrunderkundungsphase wurde im Beobachtungspegel ein Absenkversuch durchgeführt und der Wiederanstieg des Wasserspiegels aufgezeichnet. Die Auswertung erfolgte nach dem Verfahren von Theiß. Aus dem Pumpversuch ergab sich für den Tonstein eine rechnerische Wasserdurchlässigkeit von $k_f = 5,4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Mit berücksichtigt wurden bei den hydraulischen Berechnungen die mittlere Einbindetiefe der Bohrfahlwand sowie ein Absenk hinter dem Baugrubenverbau infolge der Wasserhaltungsmaßnahmen von 3,5 m gegenüber dem prognostizierten Bauwasserstand. Im Beharrungszustand lag die tatsächliche Absenkung im Anstrom gegenüber der Abschätzung 0,9 m tiefer.

Die Bandbreite der ermittelten Wassermengen lag zwischen ca. $75 \text{ m}^3/\text{h}$ ($k_f = 1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$) und $17 \text{ m}^3/\text{h}$ ($k_f = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$). Unter Berücksichtigung von einstauendem Niederschlagswasser und Wasserzutritten durch die nahezu wasserundurchlässigen Baugrubenwände wurden auf Grundlage des Pumpversuchs eine Fördermenge von $50 \text{ m}^3/\text{h}$ prognostiziert.

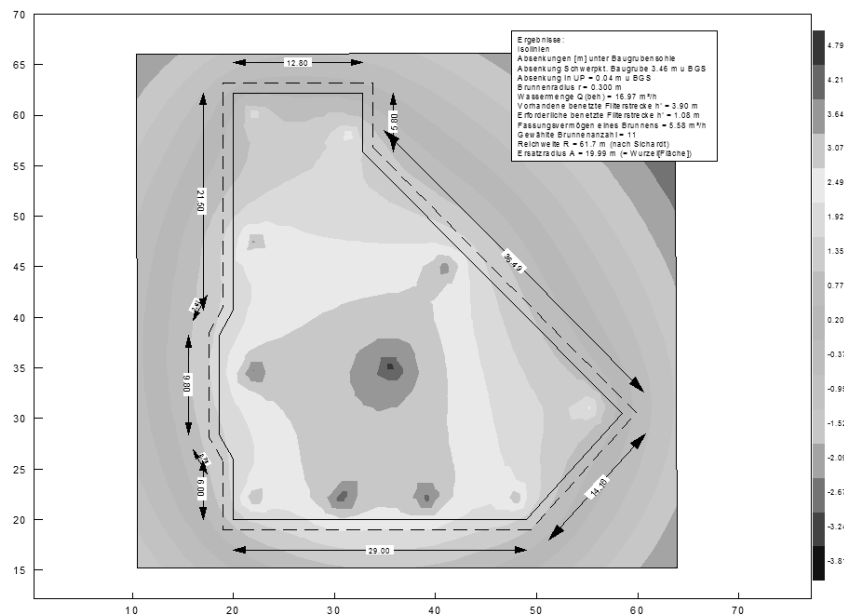


Abbildung 3: Ergebnis der hydraulischen Berechnung zur Grundwasserabsenkung ($k_f = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$)

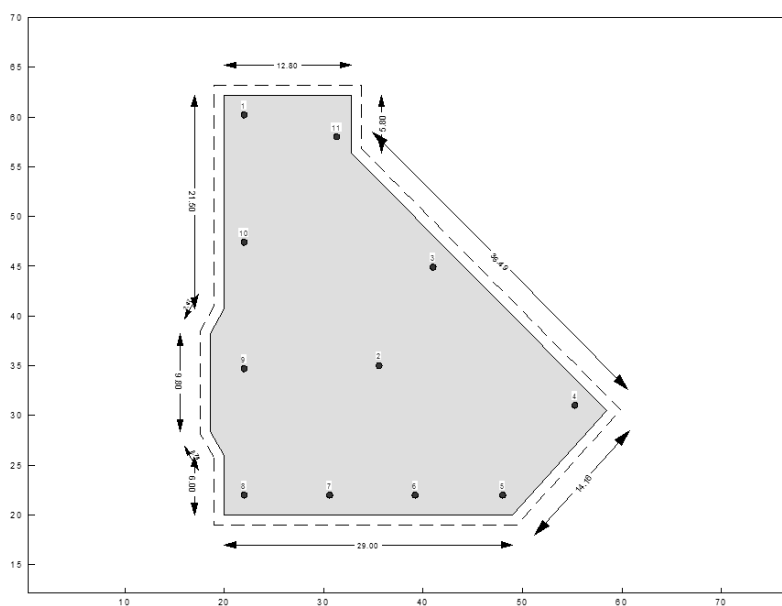


Abbildung 4: Anordnung der Entspannungsbrunnen in der hydraulischen Berechnung

Im Zuge der Bauausführung tatsächlich ausgeführt wurden schließlich eine Kombination aus 6 Bohrbrunnen und 5 Entspannungsbohrungen, die als ausreichend angesehen wurden und primär entlang der Baugrubenseiten sowie mittig der Baugrube positioniert wurden, d. h. bei einer Baugrubengrundrissfläche von ca. 1.000 m^2 alle 90 m^2 ein Entspannungsbrunnen bzw. eine Entspannungsbohrung.

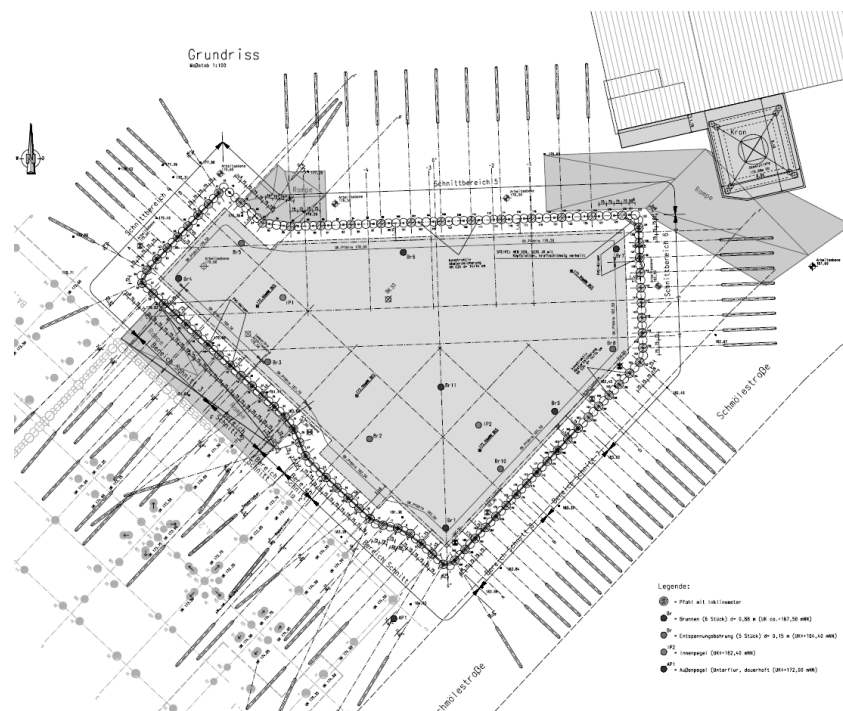


Abbildung 5: Ausführungsplanung

Aus den Zählerablesungen der Wasseruhr lassen sich durchschnittliche Förderraten zwischen ca. $10 \text{ m}^3/\text{Tag}$ und $20 \text{ m}^3/\text{Tag}$ ermitteln. Nach niederschlagsreichen Zeiten sind allerdings am Auslaufrohr in den Bach temporär deutlich höhere Mengen zu erkennen gewesen.



Abbildung 6: Einleitung in den Vorfluter bei unterschiedlichen Witterungsbedingungen

Aufgrund des unregelmäßigen Wasserandrangs wurden die einzelnen Tauchpumpen der Brunnenanlage mit einem Wasserschwimmer ausgestattet und über eine Schaltanlage in Abhängigkeit des jeweiligen Wasseranfalls über eine zentrale Schaltanlage gesteuert. Die grüne Beleuchtung an der Schalttafel zeigte den Pumpbetrieb, die rote Be-

leuchtung eine etwaige Störung, die zu beheben war. Über einen Onlinezugriff war ein stetiger Informationsfluss z. B. bei Störungen mit der Meldezentrale möglich. Die Anlage wurde gegen Stromausfall gesichert (zusätzlicher Notstromgenerator).



Abbildung 7: Schalttafel Pumpensteuerung für die 6 Förderbrunnen

Die Schwerkraftentwässerung wurde bereits vorlaufend mit dem Aushub geschaltet, um auch die oberen Bodenschichten frühzeitig zu entwässern. Es konnten Behinderungen im Aushub durch Wasserandrang ausgeschlossen werden. Die Risiken, die daraus entstehen können, z. B. Vernässung des Aushubs, Aufschwimmen der Sohle oder Störung der Verwertbarkeit der Bodenaushubmassen sind soweit minimiert worden, dass eine größere Planungs-, Ausführungs- und Kostensicherheit erreicht wurden.

Einen besonders kritischen Bauzustand stellt in Bezug auf die Auftriebssicherheit die Bauphase mit Einbringen der Sauberkeitsschicht, hierauf aufzubringender, mehrlagiger bituminöser Außenabdichtung des späteren Gebäudes, Verlegen der Bodenplattenbewehrung und mehreren Abschnitten lagenweise Betonage der ca. 1,5 m dicken Bodenplatte dar. Mit einem Flächenfilter auf der Endaushubsohle in Verbindung mit den Schwerkraftbrunnen wurde sichergestellt, dass der Wasserstand stets ausreichend abgesenkt ist, sodass sich kein Wasserdruck unter der Sauberkeitsschicht aufbaut. Als Kontrollinstrument wurde ein Innenpegel installiert und die Wasserstände permanent überwacht.

Um Durchdringungen der Bodenplatte zu vermeiden, wurde das auf der Baugrubensohle anfallende Wasser über einen Flächenfilter gefasst und mittels OTO-Anschlussfilter den Brunnen zugeführt. Das geförderte Wasser wurde in seitlichem Arbeitsraum der Baugrube angeordneten Steigleitungen dem außerhalb der Baugrube gelegenen Absetzbecken zugeführt. Die Schwerkraftbrunnen sind anschließend überbaut worden und die Pumpen im Untergrund verblieben.



Abbildung 8: OTO-Anschlussfilter

4.3 Temporäre Verbauanker

Zusammen mit dem großen Pfahldurchmesser war eine besonders wirtschaftliche Verankerung ohne Vergurtung möglich. In den hohen Verbauschnitten wurde jeder zweite Pfahl im Abstand von 1,50 m bewehrt und verankert. In den Bereichen mit geringerer Verbauhöhe konnte ein 1-3-1-System realisiert werden, bei dem jeder vierte Pfahl im Abstand von 3,0 m bewehrt und verankert wurde.

Auf den Nachweis des Ausfalls eines Ankers konnte verzichtet werden, weil gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB) folgende konstruktive Maßnahmen eingehalten wurden:

- Jeder Anker wurde bei der Abnahmeprüfung mit der 1,5-fachen charakteristischen Belastung geprüft.
- Es wurde nachgewiesen, dass bei Ausfall einer Litze, die restlichen Litzen die Ankerkraft in der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A übernehmen können.
- Durch Einfräsen des Auflagers in den Bohrpfahl war der Ankerkopf vor Beschädigung weitgehend geschützt.

Eine besondere Herausforderung stellte die Verankerung unter dem auf Pfählen gegründeten Hochregallager dar. Es waren Bestandsunterlagen vorhanden, aus denen die Lage der Gründungspfähle genau hervorging. Der „Pfahlwald“ war jedoch unregelmäßig und teilweise sehr dicht. Um hier eine machbare Lösung für die Ankerführung zu finden, war zum einen ein aufwendiges 3D-Modell des vorhandenen Bestandes und außerdem die Intuition eines erfahrenen Konstrukteurs erforderlich.

Um die genaue Positionierung der Anker zu gewährleisten, wurden die Kernbohrungen und die Ankerbohrungen vermessungstechnisch begleitet. Während der Ankernachverpressung und beim Spannen der Anker wurden die Hallenstützen und der Boden in Lage und Höhe überwacht.

Bei der Planung der Anker- und Pfahlverschneidung wurden auch Bohrtoleranzen berücksichtigt. Tatsächlich konnte die Verankerung nach dieser aufwendigen Planung dann auch ohne unvorhergesehene Zwischenfälle ausgeführt werden.

Ausführungstechnisch ergab sich an der gleichen Stelle noch eine weitere Schwierigkeit: Bereichsweise war unter der Außenwand des Hochregallagers eine bestehende Bohrpfahlwand vorhanden. Diese Bestandswand musste für die Herstellung etlicher Anker etwa 6 m hinter dem Baugrubenverbau im Erdreich durchkernt werden.

In dem nachfolgenden Modell wurden die Anker mittels einer zylindrischen Darstellung der Verpresskörper auf etwaige Kollisionen geprüft.

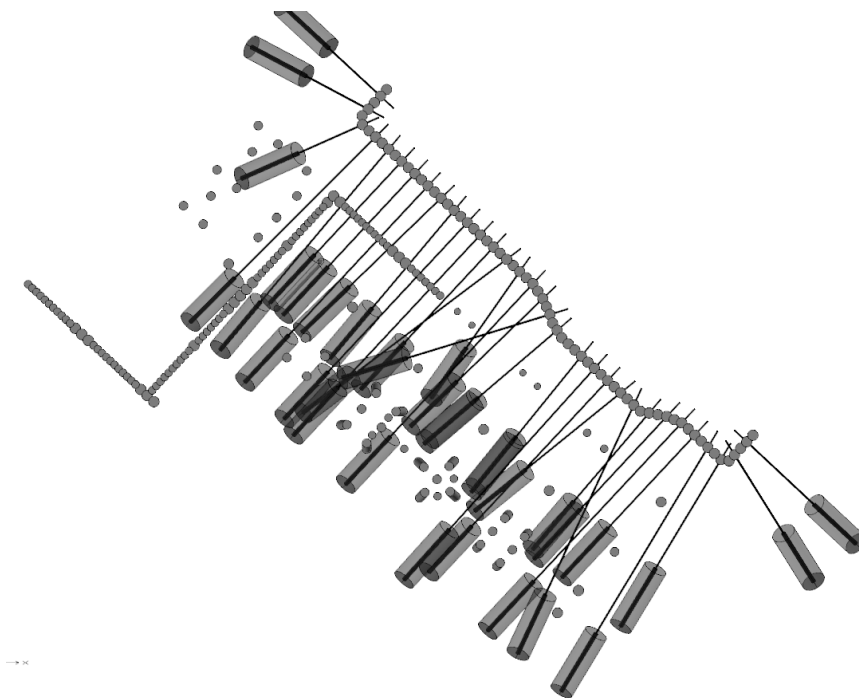


Abbildung 9: 3D-Modell der Ankerlagen unter dem Bestand

Um einen Einfluss der Lasteinleitung der Anker auf die bestehende Bohrpfahlgründung des angrenzenden Lagergebäudes zu vermeiden, wurde in Anlehnung an die DIN 4125, Ziff. 7.6.5 ein horizontaler Mindestabstand von 1,0 m gewählt. Der vertikale Abstand wurde mit mindestens 3,0 m konstruktiv berücksichtigt.

4.4 Geodätisches Messprogramm und Grundwassermonitoring

Aufgrund der Zuordnung zur geotechnischen Kategorie GK 3 wurde zur Überprüfung der prognostizierten Baugrund-Bauwerk-Interaktion (Verformungen) eine messtechnische Überwachung des Baugrubenverbaus, der Nachbarbauwerke und des Neubaus im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN 1054 durchgeführt.

Im Vorfeld wurden durch den Bauausführenden Verformungsprognosen aufgestellt.

Eine rechnerische Prognose der zu erwartenden Verformungen des Baugrubenverbaus erfolgte als stabstatischer Nachweis mittels horizontal gebetteter Pfahlwand nach EB 102 der EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben). Die Bettung wurde einerseits so gewählt, dass die resultierende Bettungsspannung im ebenen Fall stets kleiner als die mobilisierte Erdwiderstandsspannung ist. Der mobilisierte Erdwiderstand wurde zum anderen in Bezug auf die Konvergenz mit dem Maß der Wandverformungen abgeglichen.

Durch die Felseinbindung waren nur geringe Verschiebungen des Pfahlfußes zu erwarten. Rechnerisch wurde im Fußbereich ein unverschiebliches Auflager angesetzt. Für den höchsten Verbauschnitt ergab sich zwischen dem Fußauflager und der vorgespannten Verankerung eine Durchbiegung der Pfahlwand von 15 mm. Für die weniger hohen Schnitte betrug die rechnerische Durchbiegung der Pfahlwand etwa 10 mm.

Auf Grundlage dieser Werte wurde ein Konzept für die baubegleitenden Beweissicherungsmaßnahmen mit geodätischen und geotechnischen Kontrollmessungen für den Baugrubenverbau und den unmittelbar angrenzenden Gebäudebestand erarbeitet. Hierzu wurden Messintervalle und Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte definiert, bei deren Überschreitung entsprechende weitere Maßnahmen zu ergreifen sind.

Zur Verfolgung der Verformungsprognosen wurden an den beiden höchsten Wandabschnitten entlang der Werksstraße wie auch der Andienung des seitlichen Hochregallagers jeweils ein Inklinometer gesetzt. Weiterhin wurden die Verschiebungen der Bohrpfahlköpfe wie auch deren Durchbiegung mittels 3-dimensionalen Verfahren (Reflektorspiegel) überwacht. In dem angrenzenden Hochregallager wie auch dem Parkhaus wurden Höhenbolzen und teils auch Markierungen zur Aufnahme der horizontalen Verformungen gesetzt.

Entlang der vielbefahrenen Werkstraße wurden zudem Höhenbolzen im Messquerschnitt orthogonal zur Baugrube installiert, um etwaige sich abzeichnende Setzungsmulden zu erkennen und zu bewerten.

Die geodätischen Messungen erfolgten durch einen öffentlich bestellten Vermessungsingenieur (ÖbVI).

Ebenfalls Bestandteil des Mess- und Überwachungskonzeptes war eine architektonische Beweissicherung des Gebäudes und der Straße sowie eine Kamerabefahrung des parallel zur Baugrube verlaufenden Entwässerungskanal.

Die Nullmessung erfolge vor Beginn der Aushubarbeiten. Kontrollmessungen waren nach Herstellung der Bohrpfähle, während der Ankerbohrarbeiten im Bereich der verformungsempfindlichen Halle, nach Abschluss der Ankerspannarbeiten, eine Woche nach Inbetriebnahme der kompletten Wasserhaltung, nach vollständigem Aushub der Baugrube, nach Fertigstellung der Untergeschosse und Verfüllung der Arbeitsräume sowie 2 Wochen nach Außerbetriebnahme der Grundwasserhaltung vorgesehen. Unabhängig davon wurde ein zeitlicher Abstand der Messungen von maximal 4 Wochen festgelegt.

Bei der Festlegung der Schwellenwerte wurden die prognostizierten Verformungen der Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen herangezogen. Als Maßnahmen bei Überschreitung des Schwellenwertes wird zunächst das Messintervall verdichtet und im Regelfall auf einen wöchentlichen Turnus verringert. Darüber hinaus werden in Abhängigkeit des Baufortschrittes und der Verformungen mögliche Gegenmaßnahmen festgelegt.

Im Bereich des Baugrubentiefsten und infolge des Werksverkehrs an der Straße am höchsten belasteten Baugrubenverbaus wurden als Schwellenwerte Vertikalverformungen als Setzungen von 2,5 cm und Hebungen infolge der Baugrubenentlastung von 1,2 cm festgelegt. In Bezug auf die Horizontalverformungen wurde unter Berücksichtigung möglicher Bewegungen in Richtung des Erdreichs infolge des Vorspannens der Anker ein Wert der Horizontalverformung von +/- 2,0 cm am Verbaukopf und über die Verbauhöhe eine luftseitige Bewegungsrichtung zur Baugrube von maximal 1,8 cm definiert. Für die Setzungen hinter dem Verbau an der Werksstraße wurde ein Wert von 1,5 cm festgelegt.

Festgestellt wurden horizontale Verformungen des Verbaus an der Oberkante der Pfahlköpfe entlang der Werksstraße bis zu 2,0 cm und der Zufahrt zum Lagergebäude bis zu 1,5 cm. Im Übrigen waren die Verschiebungen maximal 1,0 cm. Nennenswerte Hebungen der Verbauwände infolge der Entlastung durch den Baugrubenaushub waren nicht erkennbar (max. 4 mm im Eckbereich des Baugrubentiefsten). Über die Verbauwandhöhe lagen die baugrubenseitigen Verformungen bei bis zu 1,2 cm. Die Verschiebungen der Verbauwände lagen somit sämtlich unterhalb der definierten Schwellenwerte. Während

sich an der Zufahrtsstraße zum Hochregallager die zu erwartende Verformungsfigur mit einer „Ausbauchung“ zwischen der Ankerlage und der Baugrubensohle gemäß der Verformungsprognose einstellte, zeigte die Inklinometermessung an der Werksstraße eine ausgeprägte Fußpunktverschiebung mit Kopfauslenkung.

Abb. 9 zeigt exemplarisch die Wandverformungen an der Messstelle vor dem seitlich angrenzenden Lagergebäude mit der Bewegungsrichtung zur Baugrube. Die Befahrung des Inklinometerrohres mit Drehung der Sonde um 90° gedreht, sodass Messergebnisse sowohl quer und parallel zum Verbau, d. h. Richtung A+ und B- vorliegen. Aufgezeichnet sind die Verformungen mit Beginn der Aushubarbeiten im März 2016 bis zum Erreichen des Endaushubniveaus im Mai 2016.

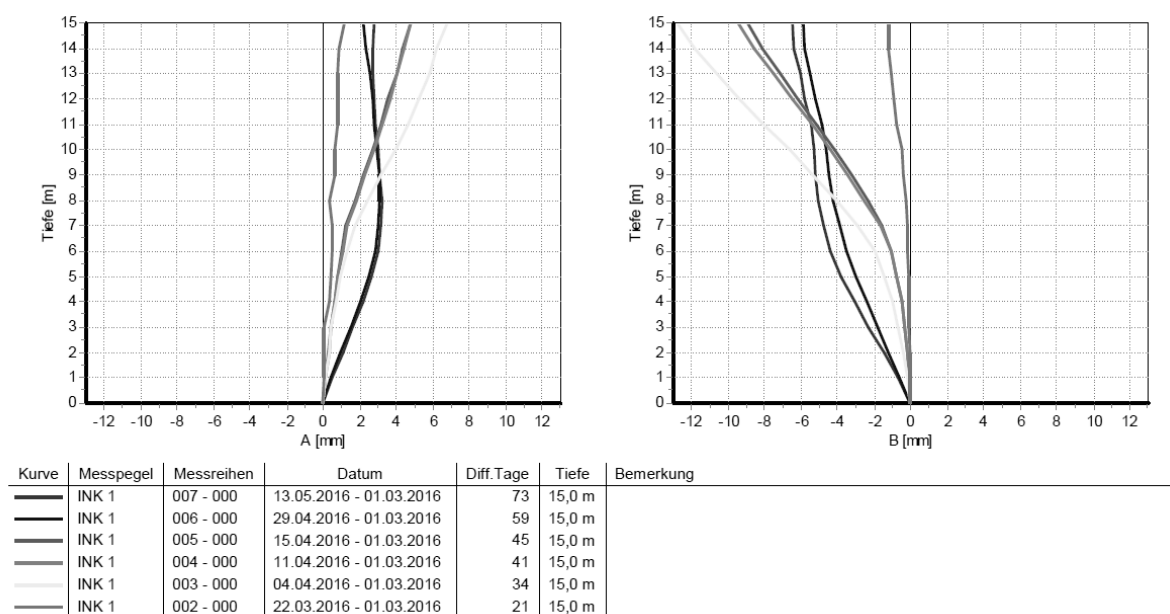


Abbildung 10: Messergebnisse der Inklinometerbefahrung

Die Setzungen des angrenzenden, auf Pfählen gegründeten Lagergebäudes wie auch des Parkhauses lagen sämtlich unterhalb von 5 mm (Messgenauigkeit 0,3 mm).

Die Geländesenkungen in der Werksstraße mit dem Baugrubentiefsten überschritten den Prognosewert der Schwellenwerte von 2,0 cm mit Werten zwischen 2,1 cm und 2,4 cm geringfügig, die sich über die Dauer der Baumaßnahme allerdings stabilisiert haben. In bereits etwa 5 m Entfernung zur Baugrube lief die Setzungsmulde auf 1,0 cm aus.

In Bezug auf die Setzungen stehen Messungen der Bodenplatte im Neubau noch aus.

4.5 Herstellung des Aushubplanums in den wasser- und witterungs-empfindlichen Tonsteinen

Das Aushubplanum lag unterhalb des Bauwasserstands in einer seitlich geschlossenen und nach unten hydraulisch offenen Baugrube.

In der Endaushubsohle zeigte sich der karbonische Tonstein sehr heterogen ausgebildet. Der Tonstein war weitestgehend klein- bis kleinststückig zerlegt und teilweise vollständig zu bindigem Lockergestein verwittert bzw. zerfallen. Partiiell lag ein geschichteter und stark geklüfteter Tonstein bis hin zu kompakten Gesteinsbändern mit senkrechten Klüften vor.

Durch die vorlaufende Entwässerung wurde Ausführungssicherheit in Bezug auf die fachgerechte Erstellung der Baugrubensohle erreicht.

Mit Herstellung des Endaushubniveaus war die Baugrube nahezu trocken. Vereinzelt Wasseransammlungen aus geringen Quellhorizonten wurden mittels Gräben zu den Schwerkraftbrunnen geführt und hier entwässert. Abschließend wurde in zwei Lagen eine insgesamt 40 cm dicke Naturschottertragschicht der Körnung 2/45 mm unterhalb der tragenden Bodenplatte eingebaut, die zugleich als Drainageschicht (Flächenfilter) dient.



Abbildung 11: Endaushubniveau mit Einbau des Flächenfilters

Aufgrund der geringen Restwassermengen in der Baugrube wurde auf zusätzliche Drainerohre verzichtet. Gegenüber dem unterlagernden Tonstein wurde ein Geotextilvlies mit Trennfunktion eingelegt, um ein Austragen von Feinbestandteilen des anstehenden, bindig geprägten Bodens ausreichend zu verhindern.

5. Qualitätssicherung

Um eine größtmögliche Kosten- und Terminalsicherheit für den Bauherrn zu erreichen, wurde im Vorfeld für das Bauvorhaben ein Qualitätssicherungskonzept durch geoteam ausgearbeitet.

Bestandteile der Qualitätssicherung waren seitens der Fachbauüberwachung eine Soll-Ist-Vergleich der Pfahllängen, des Betonverbrauchs, der Einbindetiefen in den Tonstein und die Ausbreitmaße des Betons sowie die fachgerechte Ausführung im Kontraktorverfahren mit Betonierball und Schüttrohr vor Ort.

Die Ankerbohrarbeiten wurden stichprobenhaft von der Fachbauüberwachung kontrolliert. Außerdem wurden 3 Ankereignungsprüfungen durchgeführt. Der Fokus lag auf der Rückverankerung unter dem Bestandsgebäude, dem Abschnitt mit dem Baugrubentieftesten an der Werksstraße und den maßgeblich zu erwartenden ungünstigsten geologischen Verhältnissen. Im Vorfeld hierzu wurde eine Verfahrensanweisung zur Herstellung der Kurzzeitanker durch den Bauausführenden aufgestellt, insbesondere das verformungsempfindliche Bestandsgebäude betreffend.

Ein weiterer wesentlicher Bestandteil der Ausführungs- und Kostensicherheit war die Beobachtung und Überwachung des auf die Baugrube wirkenden Wasserdruckes. Im Anstrombereich wurden die Wasserstände in den Außenpegeln wie auch die Förderraten täglich kontrolliert und in einem Wasserbuch dokumentiert.

In der kritischen Phase mit dem Unterbeton auf der Schottertragschicht wurde das Absenkniveau mittels Innenpegel und seitlich der Baugrubenrand angeordneten Messgebern permanent überwacht.

Nach Beendigung der Grundwasserhaltung wurden die Grundwassermessstellen wöchentlich bis zu einem Beharrungszustand nahe des Ausgangsniveaus vor der Grundwasserhaltung beobachtet.

Nach Betonage der Bodenplatte wurden weitere Messpunkte zur geotechnischen Kontrolle der baugrundbedingten Verformungen des Neubaus installiert.

6. Baustellenlogistik

Eine Besonderheit des Projektes stellte die Hanglage dar. Die Höhenentwicklung der Verbauoberkanten betrug ca. 5 m auf einer Länge von 42 m. Da Drehbohrgeräte nicht auf geneigten Arbeitsebenen bohren können, wurden 3 Ebenen angeordnet. Im Vorfeld wurden deshalb Leerbohrungen und unproduktive Zeiten für die Umsetzungsvorgänge berücksichtigt.

Eine weitere Besonderheit war der vom Bauherrn aufgestellte Hochbaukran. Mit diesem ständig verfügbaren Gerät konnten sämtliche Hebearbeiten effizient durchgeführt werden. Als optimale Lagerfläche für Bewehrungskörbe, Ankerstähle u.a. diente die oberste Ebene des angrenzenden Parkhauses.

Für alle LKW - Transporte leistete die als Umfahrt angelegte Baustraße einen wesentlichen Beitrag zur produktiven Abwicklung.

7. Schlussbemerkung

Die Baugrube wurde unter absoluter Einhaltung des gesteckten Kostenrahmens fachgerecht ausgeführt termingerecht mit einer Bauzeit von rund 4 Monaten an den Rohbauunternehmer übergeben.

Ausführung einer 18 km langen Schlitzwand am Toten Meer – Aspekte eines nicht alltäglichen Bauvorhabens

Christian Scholz, Heiligenhaus

Zusammenfassung

Die Dead Sea Works Ltd., Beer Sheva, Israel unterhalten in der Nähe von Sodom im Bereich des Toten Meeres ausgedehnte Deichanlagen zur Einkapselung von Salzpflanzen. Der Salzgehalt des Toten Meeres beträgt bis zu 33 %. Die Mineralzusammensetzung unterscheidet sich deutlich von Meerwasser. Eine Salzlauge aus dem Toten Meer enthält ca. 51 % $MgCl_2$, 14 % $CaCl_2$, 30 % $NaCl$ und 4 % KCl . Die Deichanlagen müssen fortlaufend erhöht werden, da aufgrund der starken Verdunstung zunächst $NaCl$ aus der Lauge ausfällt und sich auf dem Boden der Salzpflanzen absetzt. Im Mittel ist eine jährliche Erhöhung der Deiche um 20 cm erforderlich.

Die nördlichste Salzpflanze (PAN 5) verfügt über eine Fläche von ca. 75 km² und ein Stauvolumen von ca. 150-200 Mio. m³. Der zur Salzpflanze gehörige Deich weist eine Länge von ca. 18 km auf und verläuft entlang der Landesgrenze zu Jordanien. Die Deichhöhe beträgt ca. 15 bis 20 m. Die Salzsichten unterhalb des Deichfußes, die sich durch die Auskristallisation der Laugen gebildet haben, sind als sehr porös zu charakterisieren. Aufgrund der großvolumigen zusammengehörigen Porenräume war der vorhandene Deichkern einer rückschreitenden Erosion unterworfen. In der Folge ergaben sich ansteigende Sickerwasserverluste. Ferner stellten sich Senkungen und Risse an der Deichkrone ein, die in Tagbrüchen mündeten. Die Sanierung des Deiches wurde in zwei Schritten vorgenommen. In einem ersten Schritt wurden die Risse und Hohlräume im Deichkörper mittels Dynamischer Intensivverdichtung geschlossen. Im zweiten Schritt wurde eine bis zu 34 m tiefe Schlitzwand hergestellt. Die Schlitzwand wurde nach einem neu eingeführten System „Zweiphasen-Dichtwand mit eingestellter Spundwand“ ausgeführt und hat sich bis zur Fertigstellung auf eine Fläche von 550.000 m² kumuliert. Hierfür wurden gleichzeitig fünf Schlitzwandfräsen eingesetzt. Zur Abdeckung des Baustoffbedarfs dienen vier Betonmischwerke.

In Bezug auf Baustoff- und Maschinenteknik musste in vielen Bereichen Neuland beschritten werden. So bestand eine zentrale Anforderung an die einzusetzenden Baustoffe aufgrund der Lage in der Negev-Wüste im Verzicht auf Trinkwasser. In umfangreichen Labor- und Feldtests wurden Baustoffe entwickelt, die auf der vorhandenen Salzlauge aufbauen. Diese weichen wesentlich von bis dato bekannten Materialien ab. Zudem musste den anspruchsvollen Umweltbedingungen Rechnung getragen werden.

1. Hintergrundinformationen

Vom Libanon bis zum Roten Meer erstreckt sich ein 1.000 Kilometer langer Grabenbruch (s. Abb. 1). In den Erweiterungen des Grabenbruchs haben sich Wasseransammlungen wie der See Genezareth und das „Tote Meer“ gebildet.



Abbildung 1: Übersichtskarte

Das Tote Meer ist ein Salzsee mit einer Fläche von ca. 800 km². Die zugehörigen Ufer stellen mit einer Höhenlage von 400 m unter dem Meeresspiegel den tiefsten, nicht mit Wasser bedeckten, Punkt der Erde dar. Das Tote Meer ist in einen nördlichen und einen südlichen Teil getrennt. Der nördliche Teil hat gegenwärtig eine maximale Tiefe von ca. 370 m. Er wird vom Jordan gespeist, unterliegt aber aufgrund des Wüstenklimas einer erheblichen Verdunstung. In den letzten dreißig Jahren ist die Oberfläche des nördlichen Meeres um ca. ein Drittel geschrumpft. Folglich gibt es kein Gleichgewicht zwischen Zufluss und Verdunstung / Entnahmen.

Der südliche Teil des Toten Meeres wird für touristische und industrielle Zwecke genutzt. Er weist eine maximale Tiefe von ca. 6 m auf. Die nördlichste Salzpfanne (PAN 5) weist bei einer Oberfläche von ca. 75 km² ein Volumen von ca. 150-200 Mio. m³ auf. PAN 5 ist von den Deichen 3/5, 4/8 und 5/8 begrenzt und schmiegt sich an die westlichen Felshänge an. Die Deiche 4/8 und 5/8 haben eine Gesamtlänge von 18,2 km (s. Abb. 2). Die erste Stufe des Deichs wurde in den 1960er Jahren errichtet und ist seither in mehreren Etappen erweitert worden. Der Deich wurde als Zonendeich mit einem innenliegenden Dichtungskern gebaut.

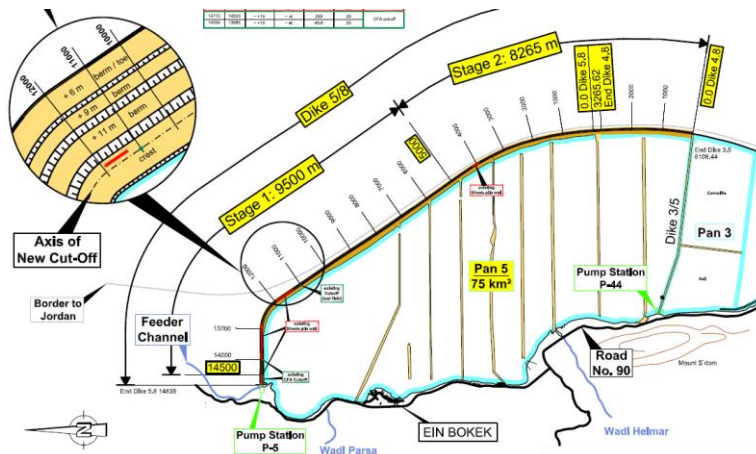


Abbildung 2: PAN 5 und zugehörige Deichanlagen [2]

2. Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

In Abb. 3 ist ein beispielhafter Schnitt durch den Deichkörper und die durch die Maßnahme berührten Bodenschichten dargestellt. Generell ist zu betonen, dass sowohl der Deichkörper als auch der darunterliegende Baugrund sehr heterogen aufgebaut sind.

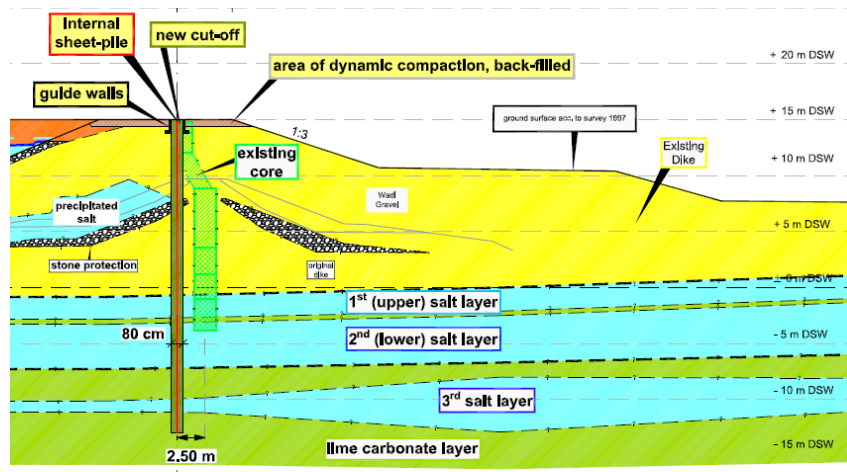


Abbildung 3: Schnitt durch Deichkörper und Baugrund [2]

Deichkörper:

Der Deichkörper besteht hauptsächlich aus "Wadi Gravel". Wadi Gravel ist ein kiesiger Sand mit Feinteilen, der in den angrenzenden ausgetrockneten Flusstälern gewonnen worden ist. Das Material wurde teilweise vor dem Einbau nicht gesiebt und enthält auch Kornfraktionen bis zu $d = 70 \text{ cm}$. Das Gestein besteht aus Kalk- und Flintstein sowie Dolomit. Das Material ist als "sehr abrasiv" einzustufen. Der Deichkern besteht aus "Lime Carbonat", welches aus bodenmechanischer Sicht als Ton / Schluff charakterisiert werden kann.

Baugrund:

Der Baugrund unterhalb des Deichkörpers besteht aus einer Wechselfolge von Lime Carbonate und Salzbänken. Hervorzuheben sind zwei mächtige, teilweise durchlässige Salzsichten (1. Salz und 2. Salzsicht). Diese können mehrere Meter mächtig sein. Die Salzablagerungen sind hart, porös und i. d. R. als stark wasserdurchlässig gekennzeichnet. Die an Kernproben festgestellte einaxiale Druckfestigkeit beträgt bis zu $q_u = 13 \text{ MN/m}^2$ [2]. Die Lime Carbonate-Schichten sind als gering wasserdurchlässig zu klassifizieren.

Grundwasser (Salzlauge):

Der Deichkörper und die darunterliegenden Schichten werden von der Salzlauge durchflossen. Die Dichte der Salzlauge ändert sich entsprechend des Sedimentationsfortschrittes im PAN 5 (Absetzbecken). So war während der Baumaßnahme innerhalb des 18 km langen Deichabschnittes ein Dichteanstieg von $\rho = 1,25$ auf $1,33 \text{ t/m}^3$ zu konstatieren. Die mineralische Zusammensetzung der Salzlauge unterscheidet sich signifikant von Meerwasser. Laugen aus dem Toten Meer enthalten ca. 51% MgCl_2 , 14% CaCl_2 , 30% NaCl und 4% KCl . Die Lauge enthält auch eine geringe Menge an Sulfat sowie eine relativ hohe Menge an Bromid. Der pH-Wert der Salzlösung beträgt $\text{pH} \approx 6$.

3. Sanierung des Deiches

3.1 Schadensbild

Den Anlass für die Sanierung bildete eine vermehrte und ansteigende Schadenseintrittshäufigkeit. So wurden zahlreiche Risse entlang der Deichschultern und der Deichkrone sowie Piping und Tagbrüche beobachtet.

Das ursprüngliche Deichdesign basierte auf einer gering durchlässigen, innenliegenden Kernabdichtung. Dieser Kern sollte die stark wasserdurchlässige 1. Salzsicht absperren. Die alternierenden Salzsichten sind jedoch sehr porös. Aufgrund der großvolumigen, miteinander verbundenen Porenräume war der Dichtungskern einer rückschreitenden Erosion unterworfen. Infolge der Erosion und der damit verbundenen Verringerung der Dichtwirkung waren abstromseitig stetig anwachsende, großflächige Sickerwasser-austritte zu verzeichnen.

3.2 Sanierungskonzept

Die Deichsanierung erfolgte nach einem Konzept von Wittke Consulting Engineers Aachen (WBI) als zweistufige Lösung [1]. Im ersten Schritt wurden die Risse und Hohlräume im Deichkörper mittels dynamischer Intensivverdichtung geschlossen. Das Projekt wurde in der Zeitspanne von 08/2009 bis 05/2011 durchgeführt. Hierfür wurden speziell ausgerüstete Liebherr-Trägergeräte HS895 in Kombination mit 30t schweren Fallgewichten eingesetzt. Die Fallgewichte wurden aus einer Höhe von 25 m im Freifall eingesetzt (s. Abb. 4). Die insgesamt verdichtete Gesamtfläche betrug ca. 350.000 m^2 .

Der Einfluss der Verdichtung konnte über die gesamte Tiefe des Deichkörpers nachgewiesen werden. Weitergehende Informationen sind [1] zu entnehmen.



Abbildung 4: Dynamische Intensivverdichtung

Der zweite Schritt der Sanierung bestand in der Ausführung einer 18,2 km langen und bis zu 34,2 m tiefen Schlitzwand. Diese Schlitzwand wurde als "Zweiphasen-Dichtwand mit eingestellter Spundwand" konzipiert und deckt sowohl die anstehenden kritischen Lastfälle (z.B. Erdbeben) als auch die Abdichtung gegen Sickerwasser ab.

4. Ausführung der Schlitzwandarbeiten

4.1 Allgemeines / Besonderheiten

Der Projektort befand sich in der Negev Wüste. Die Projektbedingungen zeichnen sich durch besondere und teils extreme Umweltbedingungen aus:

- Salzlauge (Dichte $\rho \approx 1,25 - 1,30 \text{ t/m}^3$), in welcher die Arbeiten auszuführen sind,
- sehr hohe Umwelt- und Salzlaugetemperaturen im Sommer von bis zu $T = 55^\circ\text{C}$,
- teilweise sehr starke Stürme und Regenfälle im Winter, die einhergehen mit nächtlichen Temperaturen nahe des Gefrierpunktes.

Die Ausführung von Schlitzwänden ist für den europäischen Raum in der EN 1538 geregelt. Da Israel über keinen vergleichbaren Standard verfügt, wurde die EN 1538 - soweit anwendbar - als Basis gewählt. Aufgrund der sehr speziellen Baugrund- und Grundwasserverhältnisse und der spezifischen Materialanforderungen mussten in vielen Bereichen neue Methoden und Verfahren entwickelt werden, die z.T. deutlich von den bekannten Standards abweichen. Weiterhin ist zu betonen, dass in der EN 1538 weder eine "Zweiphasen-Dichtwand mit eingestellter Spundwand" beschrieben ist, noch, dass

Erfahrungen auf dem Gebiet einer beidseitig einer Spundwand zu betonierenden Schlitzwand existierten – sodass auch hier neue Verfahrensweisen kreiert werden mussten. Aufgrund der beschriebenen Besonderheiten wurden bauseitig laborative Eignungsprüfungen durchgeführt. Ferner wurde vor Beginn der eigentlichen Bauarbeiten ein Testfeld vor Ort ausgeführt, in welchem die vorgesehene Maschinentechologie, die Bauverfahren und Baustoffe über einen Zeitraum von mehreren Wochen überprüft und optimiert werden konnten.

4.2 Baumaterialien

4.2.1 Allgemeines

Aufgrund des Trinkwassermangels in der Negev-Wüste war die Verwendung von Salzlauge als Anmachwasser für die Stützsuspension und den Schlitzwandbeton vorgesehen. Zur deutlichen Abgrenzung dieser Materialien von üblichen Standardbaustoffen werden in der Folge die Begriffe "Phase I-Material" und "Phase II-Material" verwendet.

4.2.2 Phase I-Material

Das Phase I-Material - welches in Analogie zu einer Bentonit-Stützsuspension fungiert - muss während des Aushubzustandes die Lamellenwandungen stützen, aber auch über erhebliche Entfernungen pumpbar sein. Das Material besteht im Wesentlichen aus Salzlauge aus dem Toten Meer und Lime Carbonate. Anhand von Standsicherheitsberechnungen am offenen Schlitz wurde die einzuhaltende Suspensionsdichte zu $\rho = 1,4 - 1,5 \text{ t/m}^3$ festgelegt. Diese Werte sind wesentlich höher als die Dichte üblicher Bentonitsuspensionen ($\rho < 1,10 \text{ t/m}^3$), die z.B. in EN1538 aufgeführt sind.

Das Phase-I-Material wird während des Schlitzwandfräsaushubes mit Boden aufgeladen und zur Entsandungsanlage gepumpt, in welcher das Bodenmaterial möglichst separiert wird. Standard-Entsandungsanlagen verfügen über einen Trennschnitt von $60 \mu\text{m}$. Demnach konnte die im Baugrund vorhandene Schlufffraktion nur ungenügend abgetrennt werden und die vertragliche einzuhaltende Dichteobergrenze von $\rho = 1,5 \text{ t/m}^3$ wurde bereits nach kurzer Prozesszeit erreicht. Ferner erwiesen sich die im Baugrund vorhandenen Steine als problematisch, da sie im Verbund mit den anfangs schwierig zu händelnden rheologischen Eigenschaften der Suspension zu einem erheblichen Verschleiß an den Anlagen führten. Im Ergebnis umfangreicher Tests und Prozessoptimierungen war es möglich, das Phase I-Material so zu konditionieren, dass stabile und homogene Suspensionen mit ähnlichen rheologischen Eigenschaften wie herkömmliche Bentonit-Suspensionen aufbereitet werden konnten. Die Einsatzdauer unterschied sich hiernach nicht mehr von herkömmlichen Suspensionen. Der qualifizierte Umgang mit dem Phase I-Material erwies sich als einer der Hauptaspekte des Projekts.

4.2.3 Phase II-Material

Das Phase II-Material füllt die Schlitzwandlamellen aus und schützt die Spundbohlen vor Korrosion. Der Baustoff bestand aus einem Spezialzement, Salzlauge und Wadi Gravel, welcher in Kiesgruben in der Nähe der Baustelle gewonnen wurde (s. Abb. 5).



Abbildung 5: Zuschlagsgewinnung

In umfangreichen Labor- und Feldversuchen wurde ein Baustoff entwickelt, welcher

- eine ausreichende Verarbeitbarkeit in frischem Zustand aufweist,
- zu einem dauerhaften, erosionsbeständigen Material erhärtet und
- einen ausreichenden Dichteunterschied zum Phase I-Material garantiert.

Die Kriterien für das Ausbreitmaß im frischen Zustand wurden zu $a = 55-62$ cm definiert. Das frische Material kann das vergleichsweise schwere Phase-I-Material während der Betonage ausreichend verdrängen. Die relativ geringe Fließgrenze des Phase I-Materials, die auf dem Niveau bekannter Bentonit-Suspensionen liegt, wirkte sich hier positiv aus. Die einaxiale Festigkeit des Phase II-Materials erreichte $q_u = 5-10$ MN/m² nach 28 Tagen.

Der Salzgehalt des Anmachwassers bewirkte eine Verzögerung der Hydratation des Zementanteils. Dies wirkte sich positiv auf die Verarbeitungszeit des frischen Materials aus. Als willkommener Nebeneffekt konnte auf die Zugabe von Kühlmitteln auch bei hohen Außentemperaturen verzichtet werden. Bei niedrigen Temperaturen führte der Effekt hingegen zu Verzögerungen in der Produktion, da die ausreichende Steifigkeit für den Anschnitt folgender Lamellen erst zu einem späteren Zeitpunkt erreicht wurde.

4.2.4 Spundwände und Stopends

Das Sanierungskonzept bestand in der Verwendung eines dünnwandigen Spundwandprofils, welches mittig in die Schlitzwandlamellen eingestellt wurde. Die wasserdichte und kraftschlüssige Verbindung zwischen benachbarten Lamellen wurde über ein verloreres Stopend (dünnwandiges Rohr) erreicht, an welchem beidseitig Spundwandschlösser angeschweißt waren. Die Spundwandbohlen und die vorgefertigten Stahlrohre wurden bauseitig zur Verfügung gestellt.

4.3 Baustellenlogistik

4.3.1 Allgemeines

Die Baustelle wurde als Linienbaustelle konzipiert. Dabei wurden sowohl die Dammkrone als auch die Bermen in die Bauprozesse einbezogen.

Die Baustelle wurde in einer 6-Tage-Arbeitswoche rund um die Uhr betrieben. Bei dem gleichzeitigen Betrieb von fünf Schlitzwandfräseinheiten bestand die Herausforderung darin, die maßgeblichen Materialflüsse zu identifizieren und so zu organisieren, dass Konflikt- und Verwechslungsquellen minimiert wurden. Im Rahmen der Logistikplanung wurde zwischen zentralen und dezentralen Einheiten unterschieden.

Zentrale Einheiten:

Die Aufbereitung des Phase II-Materials erfolgte in einer zentralen Mischeinheit, bestehend aus vier Betonwerken (s. Abb. 6).

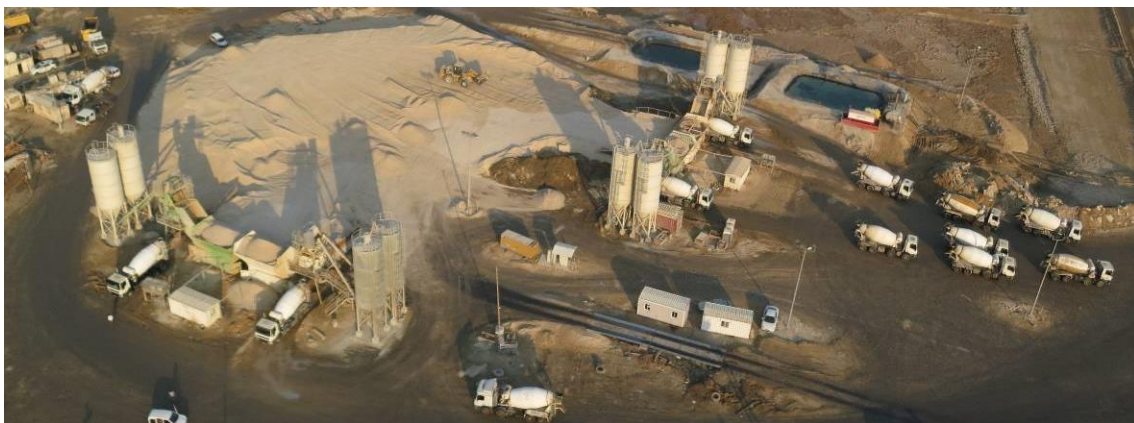


Abbildung 6: Zentrale Betonmischanlage

Um den durchschnittlichen Tagesbedarf von ca. 2.500 t Wadi-Gravel und 400 t Zement zu decken, war eine zielgerichtete Logistik und eine beachtliche Truckflotte erforderlich. So mussten allein für die Bereitstellung des Wadi-Gravels täglich 15 Trucks inklusive Anhängern zwischen den Kiesgruben und der Baustelle rotieren.

Dezentrale Einheiten:

Die Schlitzwandarbeiten wurden dezentral in eigenständigen Einheiten durchgeführt. Maschinen und Personal wurden den einzelnen Einheiten zugeordnet. Jeder einzelnen Einheit wurde ein diskreter Abschnitt des Deichs zugewiesen. Eine Einheit bestand aus:

- einem Tieflöffelbagger für Voraushub,
- einer Schlitzwandfräse inklusive Entsandungsanlage,
- einer Anlage zur Konditionierung und Bevorratung des Phase I-Materials,
- einem Servicekran sowie verschiedene Hilfs- und Erdbaumaschinen.

Wegen des begrenzten Platzangebotes wurde die Deichkrone nur für Schlitzwandarbeiten und limitierte Materiallagerung verwendet. Die An- und Abfahren der Fahrmischer und alle Arten von Anlieferungen und Entsorgung geschahen auf der 1. und 2. Berme. Während der Einsatz der Schlitzwandfräsen und Servicekrane auf der Dammkrone erfolgte, wurden die Entsandungsanlagen und die Anlagen zur Konditionierung und Bevorratung des Phase I-Materials auf der ersten Berme errichtet (s. Abb. 7).



Abbildung 7: Schlitzwandfräseinheit inkl. Entsandungsanlage und Vorratsbehältern

Die Herstellung der Schlitzwand wurde in folgenden Schritten vorgenommen:

- Herstellung der Leitwände,
- Voraushub mit Tieflöffelbagger und Endaushub mit Schlitzwandfräse,
- Einbau der Spundwandelemente, Stopends und Schutzprofile,
- Betonage und
- Aufbau der Tonkappe.

4.4 Aushubmethode

Neben dem Handling des Phase I-Materials bestand eine wesentliche Herausforderung in der Etablierung einer Aushubmethode, die den sehr heterogenen Baugrundbedingungen Rechnung trug. So galt es, sowohl den teils mit Findlingen versetzten Wadi-Gravel des Deichkörpers, als auch die unterlagernden harten Salz- und sehr weichen Ton-schichten zu durchhörern. Grundsätzlich war der Aushub mit Schlitzwandgreifern im Wadi Gravel möglich und wurde auch teilweise durchgeführt. In einem früheren Testfeld im Jahr 2008 wurden zudem Versuche durchgeführt, die Salzsichten mit Schlitzwandgreifern zu durchhörern. Dies erwies sich jedoch als äußerst zeitaufwendig und verschleißträchtig und wurde daher im Weiteren verworfen.

Im Interesse einer vereinfachten maschinellen Ausrüstung und Logistik wurde lediglich ein ca. 4-5 m tiefer Voraushub mit Tieflöffelbaggern durchgeführt und die restliche Lamelle mit Schlitzwandfräsen abgeteuft (s. Abb. 8).



Abbildung 8: Schlitzwandfräse

Die hohe Abrasivität des Wadi-Gravels in Verbindung mit der allgegenwärtigen Salzlauge stellten eine Herausforderung für den Fräs-, Förder- und Entsandungsprozess dar. Abb. 9 zeigt eine Aufnahme des vom Grobsieb separierten Materials. Insbesondere die Kalk- und Flintsteine verursachten einen hohen Verschleiß an den Fräsrädern, Pumpenteilen und Rohrleitungen.



Abbildung 9: Auswurf Grobsieb

Während des Sommers waren die Maschinen Luft- und Laugetemperaturen bis $T \approx 55^\circ\text{C}$ ausgesetzt. Um den Kühlansprüchen gerecht werden zu können, wurden die Trägergeräte mit modifizierten Kühlsystemen ausgestattet. Diese Systeme wurden speziell für die Dead-Sea-Bedingungen entwickelt und behielten auch unter extremen Hitzebedingungen

gen ihre hohe Leistung bei. Das Phase I-Material erreichte im Sommer ebenso die o.g. Temperaturen. Dies führte zu einem erheblichen Kühlbedarf der Hydraulikmotoren in den Schlitzwandfräsen und allen sonstigen Pumpen. Ferner mussten alle Maschinenteile, die mit der Salzlauge in Berührung kamen, kontinuierlich mit Trinkwasser gereinigt werden.

4.5 Einbau der Spundwände und Stopends

Im Anschluss an den Lamellenaushub und die entsprechenden QS-Tests wurden die Spundwandbohlen, Stopend-Elemente und Schutzprofile installiert. Die Handhabung der dünnwandigen Spundwandelemente und der Schutzprofile erforderten spezielle Kabeltraversen, um die Biegemomente beim Anheben/Aufrichten zu minimieren. Abb. 10 zeigt beispielhaft das Aufrichten eines "Connection profiles". Derartige Profile wurden zum Toleranzausgleich verwendet.



Abbildung 10: Aufrichten eines Spundwandelementes

4.6 Betonage und Aufbau der Tondichtung

Im letzten Schritt der Schlitzwandherstellung wurde das Phase-II-Material eingebaut. Hierfür mussten auf beiden Seiten der Spundwand Betonierrohre installiert werden, um ein gleichmäßiges Ansteigen des Materials zu gewährleisten und somit Durchbiegungen des dünnwandigen Spundwandprofils zu minimieren. Zu diesem Zweck wurden spezielle Verteilertrichter konzipiert, die das gleichmäßige und gleichzeitige Befüllen von zwei Betonierrohren ermöglichten (s. Abb. 11).



Abbildung 11: Betonage beidseitig der Spundwände

Nach dem Aushärten des Phase II-Materials wurden die Leitwände entfernt und die Tonabdichtung sukzessive aufgebaut (s. Abb. 12).



Abbildung 12: Aufbau der Claycap

Literatur:

[1] Deiche und Schutz der Hotelanlagen im Bereich eines 75 km² großen Verdunstungsbeckens im Süden des Toten Meeres, Israel, Prof. Wittke et al., Tagungsband Bau-Grundtagung München, 2010

[2] Dikes 5/8 and 4/8, Specifications and scope of work, Construction of Cut-off, Dead Sea Works Ltd, 2011 (unveröffentlicht)

Autorenverzeichnis

Dr.-Ing. Dimiter Alexiew
Geokunststoffe & Geotechnik
Consultant Geosynthetics & Geotechnics
Weningshof 5
48712 Gescher
d.alexiew@alexiew-geo.com

Dr.-Ing. Inge Bantz
Umweltamt Landeshauptstadt
Düsseldorf
Gewässerschutz und Altlasten
Brinckmannstraße 7
40225 Düsseldorf
inge.dr_bantz@duesseldorf.de

Dipl.-Ing. Bettina Bastian
Ed. Züblin AG
Technisches Büro Tiefbau
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
bettina.bastian@zueblin.de

Dipl.-Ing. Björn Böhle
Keller Grundbau GmbH
Mausegatt 45-47
44866 Bochum
b.boehle@kellergrundbau.com

Dipl.-Ing. Sebastian Böhm
Implenia Spezialtiefbau GmbH
Schnabelstraße 1
45134 Essen
sebastian.boehm@implenia.com

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Baustofftechnik
Universitätsstraße 150
44801 Bochum
rolf.breitenbuecher@rub.de

Dipl.-Ing. Joachim Broch
Umweltamt Landeshauptstadt
Düsseldorf
Gewässerschutz und Altlasten
Brinckmannstraße 7
40225 Düsseldorf
joachim.broch@duesseldorf.de

Rainer Brög, M.Eng
geoteam Ingenieurgesellschaft mbH
Brandschachtstraße 2
44149 Dortmund
r.broeg@geo-team.info

Dr.-Ing. Oliver Detert
HUESKER Synthetic GmbH
Fabrikstraße 13-15
48712 Gescher
detert@huesker.de

Dipl.-Ing. Gerald Hegemann
BAUER Spezialtiefbau GmbH
BAUER-Straße 1
86529 Schrobenhausen
gerald.hegemann@bauer.de

Dipl.-Ing. Thomas Edelmann
Herrenknecht AG
Tunnelvortriebstechnik
Schlehenweg 2
77963 Schwanau-Allmannsweier
edelmann.thomas@herrenknecht.de

Dr.-Ing. Markus Herten
Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Geotechnik
Referat Grundbau
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe
markus.herten@baw.de

Dipl.-Ing. Claudia Fierenkothen
Bergische Universität Wuppertal
Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
fierenkothen@uni-wuppertal.de

Dr. Stephan Hüttmann
Sensatec GmbH
Friedrichsorter Straße 32 D
24159 Kiel
s.huettmann@sensatec.de

Dr. Michael Gass
AAV - Verband für Flächenrecycling und
Altlastensanierung
Werksstraße 15
45527 Hattingen
m.gass@aav-nrw.de

Dr.-Ing. Diethard König
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und
Felsmechanik
Universitätsstraße 150
44780 Bochum
diethard.koenig@rub.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Mike Gralla
Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Baubetrieb und Bauprozess-
management
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund
baubetrieb.bauwesen@tu-dortmund.de

Lisa Theresa Lenz, M.Eng.
Technische Universität Dortmund
Lehrstuhl Baubetrieb und Bauprozess-
management
August-Schmidt-Straße 8
44227 Dortmund
lisa.lenz@tu-dortmund.de

Georg Lottritz
Implenia Construction GmbH
Niederlassung West
Friedrichstraße 103
40217 Düsseldorf
georg.lottritz@implenia.com

Dr.-Ing. Britta Schößer
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau
und Baubetrieb
Universitätsstraße 150
44801 Bochum
britta.schoesser@rub.de

Dipl.-Ing. Joachim Meier
Implenia Spezialtiefbau GmbH
Schnabelstraße 1
45134 Essen
joachim.meier@implenia.com

Dr.-Ing. Christian Scholz
Wayss & Freitag Ingenieurbau AG
Langenbügelerstraße 31
42579 Heiligenhaus
christian.scholz@wf-ib.de>

Dipl.-Ing. Siegfried Nagelsdiek
Ed. Züblin AG
Technisches Büro Tiefbau
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart
siegfried.nagelsdiek@zueblin.de

Dipl.-Ing. Dirk Siewert
Hauptverband der deutschen Bauin-
dustrie
Kurfürstenstraße 129
10785 Berlin
dirk.siewert@bauindustrie.de

Ivan Popovic, M.Sc.
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau
und Baubetrieb
Universitätsstraße 150
44801 Bochum
ivan.popovic@rub.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes
Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Tunnelbau, Leitungsbau
und Baubetrieb
Universitätsstraße 150
44801 Bochum
TLB@rub.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Matthias Pulsfort
Bergische Universität Wuppertal
Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
pulsfort@uni-wuppertal.de

Dipl.-Ing. Sascha Winkler
Sensatec GmbH
Friedrichsorter Straße 32 D
24159 Kiel
s.winkler@sensatec.de

Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der
Ruhr-Universität Bochum

Herausgeber: H.L. Jessberger

- 1 (1979) **Hans Ludwig Jessberger**
Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 2 (1978) **Joachim Klein**
Nichtlineares Kriechen von künstlich gefrorenem Emschermergel
- 3 (1979) **Heinz-Joachim Gödecke**
Die Dynamische Intensivverdichtung wenig wasserdurchlässiger Böden
- 4 (1979) **Poul V. Lade**
Three Dimensional Stress-Strain Behaviour and Modeling of Soils
- 5 (1979) **Roland Pusch**
Creep of soils
- 6 (1979) **Norbert Diekmann**
Zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff
unter triaxialer Belastung
- 7 (1979) **Rudolf Dörr**
Zeitabhängiges Setzungsverhalten von Gründungen in Schnee, Firn und Eis
der Antarktis am Beispiel der deutschen Georg-von-Neumayer- und Filchner-Station
- 8 (1984) **Ulrich Güttler**
Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von
ungebundenen Mineralstoffen
- 9 (1986) **Peter Jordan**
Einfluss der Belastungsfrequenz und der partiellen Entwässerungs-
möglichkeiten auf die Verflüssigung von Feinsand
- 10 (1986) **Eugen Makowski**
Modellierung der künstlichen Bodenvereisung im grundwasserdurchströmten
Untergrund mit der Methode der finiten Elemente
- 11 (1986) **Reinhard A. Beine**
Verdichtungswirkung der Fallmasse auf Lastausbreitung in nichtbindigem
Boden bei der Dynamischen Intensivverdichtung
- 12 (1986) **Wolfgang Ebel**
Einfluss des Spannungspfades auf das Spannungs-Verformungsverhalten
von gefrorenem Schluff im Hinblick auf die Berechnung von Gefrierschächten
- 13 (1987) **Uwe Stoffers**
Berechnungen und Zentrifugen-Modellversuche zur Verformungsabhängigkeit
der Ausbaubeanspruchung von Tunnelausbauten in Lockergestein
- 14 (1988) **Gerhard Thiel**
Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung

- 15 (1991) **Mahmud Thaher**
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund,
Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche
- 16 (1992) **Rainer Scherbeck**
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten
bei ungleichförmiger Verformungswirkung
- 17 (1992) **Martin M. Bizialiele**
Torsional Cyclic Loading Response of a Single Pile in Sand
- 18 (1993) **Michael Kotthaus**
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen Pfählen in Sand
- 19 (1993) **Ulrich Mann**
Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen:
Versuchsmethodik und Berechnungsverfahren
- 20 (1992) **Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von
Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**
20 Jahre Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 21 (1993) **Stephan Demmert**
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im Rahmen der
Risikobetrachtung von Abfalldeponien
- 22 (1994) **Diethard König**
Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem Lockergestein
unter Berücksichtigung der Verformung im Boden
- 23 (1995) **Thomas Neteler**
Bewertungsmodell für die nutzungsbezogene Auswahl von Verfahren zur Altlastensanierung
- 24 (1995) **Ralph Kockel**
Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von Deponien
- 25 (1996) **Jan Laue**
Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen
- 26 (1996) **Gunnar Heibroek**
Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten
an der Basis von Deponien
- 27 (1996) **Thomas Siemer**
Zentrifugen-Modellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen Bauwerken
und Baugrund infolge stoßartiger Belastung
- 28 (1996) **Viswanadham V. S. Bhamidipati**
Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills
- 29 (1997) **Frank Trappmann**
Abschätzung von technischem Risiko und Energiebedarf bei Sanierungsmaßnahmen
für Altlasten
- 30 (1997) **André Schürmann**
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände
- 31 (1997) **Jessberger, H. L. (Herausgeber)**
Environment Geotechnics, Report of ISSMGE Technical Committee TC 5
on Environmental Geotechnics

Herausgeber: Th. Triantafyllidis

- 32 (2000) **Triantafyllidis, Th. (Herausgeber)**
Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrung und Forschungsergebnisse (Workshop)
- 33 (2002) **Christof Gehele**
Bruch- und Scherverhalten von Gesteinstrennflächen mit dazwischenliegenden Materialbrücken
- 34 (2003) **Andrzej Niemunis**
Extended hypoplastic models for soils
- 35 (2004) **Christiane Hof**
Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff
- 36 (2004) **René Schäfer**
Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von Schlitzwänden in weichen bindigen Böden
- 37 (2005) **Henning Wolf**
Zur Scherfugenbänderung granularer Materialien unter Extensionsbeanspruchung
- 38 (2005) **Torsten Wichtmann**
Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading
- 39 (2008) **Christoph M. Loreck**
Die Entwicklung des Frischbetondruckes bei der Herstellung von Schlitzwänden
- 40 (2008) **Igor Arsic**
Über die Bettung von Rohrleitungen in Flüssigböden
- 41 (2009) **Anna Arwanitaki**
Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und nichtbindigen Böden

Herausgeber: T. Schanz

- 42 (2009) **Yvonne Lins**
Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand
- 43 (2010) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Geotechnische Herausforderungen beim Umbau des Emscher-Systems
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2010
- 44 (2010) **Jamal Alabdullah**
Testing Unsaturated Soil for Plane Strain Conditions: A New Double-Wall Biaxial Device
- 45 (2011) **Lars Röchter**
Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen Verformungszustand
- 46 (2011) **Yasir Al-Badran**
Volumetric Yielding Behavior of Unsaturated Fine-Grained Soils
- 47 (2011) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 48 (2012) **Muhammad Ibrar Khan**
Hydraulic Conductivity of Moderate and Highly Dense Expansive Clays
- 49 (2014) **Long Nguyen-Tuan**
Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Analysis: Experimental and Back Analysis
- 50 (2014) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Ende des Steinkohlenbergbaus im Ruhrrevier: Realität und Perspektiven für die Geotechnik
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2014
- 51 (2014) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 52 (2014) **Houman Soleimani Fard**
Study on the Hydro-Mechanical Behavior of Fiber Reinforced Fine Grained Soils,
with Application to the Preservation of Historical Monuments
- 53 (2014) **Wiebke Baille**
Hydro-Mechanical Behaviour of Clays - Significance of Mineralogy
- 54 (2014) **Qasim Abdulkarem Jassim Al-Obaidi**
Hydro-Mechanical Behavior of Collapsible Soils
- 55 (2015) **Veselin Zarev**
Model Identification for the Adaption of Numerical Simulation Models -
Application to Mechanized Shield Tunneling
- 56 (2015) **Meisam Goudarzy**
Micro and Macro Mechanical Assessment of Small and Intermediate Strain
Properties of Granular Material
- 57 (2016) **Oliver Detert**
Analyse einer selbstregulierenden interaktiven Membrangründung für Schüttkörper
auf geringtragfähigen Böden
- 58 (2016) **Yang Yang**
Analyses of Heat Transfer and Temperature-induced Behaviour in Geotechnics

- 59 (2016) **Alborz Pourzargar**
Application of suction stress concept to partially saturated compacted soils
- 60 (2017) **Hanna Haase**
Multiscale Analysis of Clay-Polymer Composites for Geoenvironmental Applications
- 61 (2017) **Kavan Khaledi**
Constitutive modeling of rock salt with application to energy storage caverns
- 62 (2017) **Nina Silvia Müthing**
On the consolidation behaviour of fine-grained soils under cyclic loading
- 63 (2017) **Elham Mahmoudi**
Probabilistic analysis of a rock salt cavern with application to energy storage systems
- 64 (2017) **Negar Rahemi**
Evaluation of liquefaction behavior of sandy soils using critical state soil mechanics and instability concept
- 65 (2018) **Chenyang Zhao**
Numerical Modeling of Mechanized Tunnel Excavation:
Effects of Sub-systems and Advanced Process Simulation
- 66 (2018) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Innovationen im Spezialtiefbau und in der Umweltgeotechnik
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2018