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

Schriftenreihe

Herausgeber: R. Cudmani

Heft 61

# Beiträge zum 16. Geotechnik-Tag in München

# Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis

31.03.2017

München 2017

ISBN: 978-3-943683-44-8

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

Herausgegeben von Prof. R. Cudmani

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

# Inhaltsverzeichnis

**Vorwort des Herausgebers** 1

**Wann werden Bauwerkssetzungen zum geotechnischen Problem?** 3

*Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Fross, Assistenzprofessor i.R. der Technischen Universität Wien*

**Was sind und zu welchem Ende führen wir in der Geotechnik Berechnungen durch?** 31

*Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. D. Kolymbas, Universität Innsbruck*

**Zur Anwendung geogitter-bewehrter Tragschichten in verformungsarmen Konstruktionsschichten des Verkehrswegebaus** 41

*Dr.-Ing. L. Vollmert, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Espelkamp*
*Univ.-Prof. Dr.-Ing. N. Meyer, Technische Universität Clausthal*
*Prof. em. Dr.-Ing. Dr. h. c. H. Klapperich, Bergakademie Freiberg*

**Neue Technische Vertragsbedingungen – ATV DIN 18300; ZTV E-StB 17 – zur Minderung des Baugrund- und Kalkulationsrisikos bei Erdarbeiten** 59

*Dr.-Ing. Dirk Heyer, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität München, Arbeitsgruppe 5 „Erd- und Grundbau“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln*

**Großbohrpfahlversuch am Austria Campus in Wien** 67

*Hon. Prof. DI. Dr. Lothar Martak, martak-geo, A – 2123 Schleinbach im Weinviertel, Niederösterreich*

**Ein neues System zur FDVK für Oszillationswalzen – „von der Forschung zur Marktreife“** 89

*Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam,*
*Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Pistrol, TU Wien, Institut für Geotechnik, Wien*

**Kopenhagen Metro: Maßnahmen zur Gebäudesicherung während der Planung und Ausführung der Tiefbauarbeiten** 99

*Dipl.-Ing. Andreas Koester, Metroselskabet og Hovedstadens Letbane, Kopenhagen, Dänemark*

**Bedeutende Aspekte, die bei dem Großprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke München aus hydrogeologischer, geotechnischer und bautechnischer Sicht zu betrachten sind** 111

*Dipl.-Ing. (FH) Markus Kretschmer, M.Sc. Helena Loga*
*DB Netz AG, München*

**Geotechnische und verfahrenstechnische Herausforderungen beim Bau des Tunnel Rastatt** 125

*Dipl.-Ing. Alexander Schleith, Dr.-Ing. Heiko Neher*
*Ed. Züblin AG Zentrale Technik, Direktion Tief- und Tunnelbau*

**DAX Konzern 2% rauf – Tankkomplex schafft endlich die Trendwende! - Soilfrac®-Projekt in widrigstem Umfeld** 145

*Dipl.-Ing. Steffan Binde, Keller Grundbau GmbH – Bereichsleiter Süd*

**Tiefenverdichtung eines Spülfeldes in Cuxhaven mit begleitender Qualitätskontrolle** 151

*Dr.-Ing. Michael Beuße, Ingenieurges. Dr.-Ing. Michael Beuße mbH*
*Ing. ETP, M.S.c. Jean-Luc Chaumeny, BVT DYNIV GmbH*
*Dipl.-Ing. Tobias Reitmeier, BVT DYNIV GmbH*

**Hardgelinjektionen zur Herstellung von Fußgängertunnels unter laufendem Verkehr** 163

*Marcel Douaihy, Bauer International Qatar Ltd.*
*Roland Kleina, Bauer Spezialtiefbau GmbH*

**Kombilösung Karlsruhe**
**Bergmännischer Lockergesteinsvortrieb im vorvergüteten Baugrund mit Druckluftwasserhaltung** 179

*Dipl.-Ing.(TU) Frank Nenninger, KASIG, Karlsruhe*
*Dipl.-Geol. (TU) Markus Feneberg, FenCon Kirchseeon*

**Verzeichnis der Schriftenreihe** 193

# Vorwort des Herausgebers

Nachdem das Zusammenwirken zwischen Forschung und Praxis in der Geotechnik auf viel Interesse bei den Teilnehmern des Geotechnik-Tages 2016 gestoßen ist, haben wir auch 2017 dieses Motto beibehalten. Es ist uns wieder gelungen, exzellente Vortragende zu gewinnen, die über spannende Entwicklungen aus der Welt der Forschung und technisch anspruchsvolle Projekte und Innovationen aus der Praxis berichten.

Manfred Fross geht anhand von Fallbeispielen auf die Zuverlässigkeit von Setzungsprognosen ein. Was kann man in der Geotechnik berechnen? Wie können wir die Treffsicherheit unserer Berechnungen beurteilen? Was kann und soll hierzu die Forschung leisten? Mit diesen Fragen beschäftigt sich Dimitrios Kolymbas in seinem Beitrag. Anhand von experimentellen Ergebnissen zeigen uns Lars Vollmert, Norbert Meyer und Herbert Klapperich in Ihrem Beitrag, dass, anders als in der klassischen Betrachtung üblicherweise angenommen, sich die Bewehrung bei geogitter-bewehrten Böden schon bei kleinen Dehnungen stabilisierend auswirkt. Dirk Heyer berichtet über die Erfahrungen mit der Anwendung der neuen DIN 18300 bei Erdbauarbeiten und die daraus resultierenden Anforderungen an die Erkundung, Beschreibung und Charakterisierung des Baugrunds. Im Fokus des Beitrags von Lothar Martak steht die Durchführung, Auswertung und Bewertung von Druck-Zug-Probebelastungen an Großbohrpfählen im Rahmen des Bauvorhabens Austria Campus - einem 6 Hektar großen Geschäftsviertel mit Büroimmobilien, Tiefgaragen, einem Hotel und einem Kongresszentrum in Wien. Dietmar Adam und Johannes Pistrol berichten über ein von ihnen entwickeltes und validiertes innovatives Verfahren für die flächendeckende Verdichtungskontrolle (FDVK) bei der Verdichtung mit Oszillationswalzen, ein Paradebeispiel für den Transfer von Innovation von der Forschung in die Praxis. Die vielfältigen geotechnischen Erfahrungen, die bei der Sicherung der bestehenden Bebauung während der Tiefbauarbeiten für die neue Metrolinie „Cityringen“ in Kopenhagen gewonnen wurden, bilden den Kern des Beitrags von Andreas Köstner. Über das bedeutendste aktuelle Infrastrukturprojekt der Stadt München und die besonderen geotechnischen, hydrogeologischen und bautechnischen Aspekte dieses Projekts berichten Markus Kretschmer und Helena Loga in ihrem nicht nur für Einheimische spannenden Beitrag. Alexander Schleith und Heiko Neher berichten über die Planung und die Ausführung einer verfahrenstechnisch beeindruckenden Bodenvereisung unter einem bestehenden Bahndamm sowie andere spannende geotechnische Fragestellungen beim Bau des DB-Tunnels Rastatt. Der Beitrag von Steffan Binde befasst sich mit der Anwendung des Soilfrac-Verfahrens für die Sanierung von Setzungsunterschieden bei einer laufenden Chemieanlage unter schwierigen Randbedingungen. Michael Beuße, Jean-Luc Chaumeny und Tobias Reitmeier berichten über den kombinierten Einsatz von Drucksondierungen und Pressiometerversuchen für die Kontrolle des Verdichtungserfolgs bei einer Bodenverbesserungsmaßnahme mit dem DYNIV-Verfahren in Cuxhaven. Marcel Douaihy und Roland Kleina zeigen die Anwendung von Hartgelinjektionen für die temporäre Sicherung und Abdichtung der Baugrube für eine Straßenunterführung in Qatar. Markus Feneberg und Frank Nenninger berichten über die besonderen geotechnischen und tunnelbautechnischen Herausforderungen beim bergmännischen Vortrieb eines innenstädtischen Tunnels in grobkörnigen Böden mit dem Druckluftverfahren.

Die Beiträge demonstrieren eindrucksvoll, dass die in der Praxis zu bewältigenden geotechnischen Aufgabenstellungen stets komplexer werden. Forschung und Praxis sind gleichermaßen gefordert, geotechnische Probleme ingenieurmäßig zu analysieren und technische und wirtschaftliche Lösungen zu entwickeln. Dies und eine partnerschaftliche Zusammenarbeit von Auftraggebern und Auftragsnehmern sind insbesondere in der Geotechnik dringend erforderlich, um den hohen bautechnischen Anforderungen des modernen Bauingenieurwesens gerecht zu werden.

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

München im November 2017, Roberto Cudmani

# Wann werden Bauwerkssetzungen zum geotechnischen Problem?

Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Fross
Assistenzprofessor i.R. der Technischen Universität Wien

## 1 Kurzfassung

In einer kurzen Einführung werden die wichtigsten Begriffe zum Thema Bauwerkssetzungen sowie die häufigsten Ursachen von Bauwerkssetzungen genannt, die gängigen Methoden der Prognosemöglichkeiten nur überblicksmäßig behandelt und kurz über eigene Erfahrungen des Verfassers hinsichtlich der Verlässlichkeit dieser Prognosen berichtet.
Weiters wird auf die in der Fachliteratur und in einschlägigen Regelwerken, (z.B. im EUROCODE 7, Teil 1) angegebenen Grenzwerte der zulässigen Größe von Bauwerkssetzungen, von Setzungsunterschieden und von Schiefstellungen von Bauwerken oder von Bauwerksteilen eingegangen.
Den Hauptteil des Beitrags bilden mehrere Fallbeispiele, wobei sowohl Setzungsprobleme an historischen und an älteren Bauwerken als auch an neueren unterschiedlichster Widmung und Bauweise behandelt werden, an denen bereits während der Bauerrichtung so große Setzungen aufgetreten waren, dass bei einigen dieser Fälle geotechnische Sanierungsmaßnahmen, insbesondere Fundamentverstärkungen, Unterfangungen und Nachgründungen mittels Spezialtiefbaumaßnahmen erforderlich wurden.
Den Abschluss bilden eine kurze Zusammenfassung und der Versuch der Beantwortung der Frage, welche Lehren und allgemeingültigen Schlüsse aus derartigen Problem- oder Schadensfällen zufolge von Bauwerkssetzungen gezogen werden können.

## 2 Allgemeines

### 2.1 Begriffsbestimmungen

Unter Setzungen sollen hier vornehmlich vertikale, nach unten gerichtete Bewegungen von Bauwerken (Baukonstruktionen) jeglicher Art verstanden werden, egal, aus welchen Baustoffen diese hergestellt wurden, die auf Formänderungen des Baugrundes, auf dem diese Bauwerke errichtet, d.h. fundiert wurden, zurückzuführen sind. Es wird hier als bekannt vorausgesetzt, dass in der Geotechnik zwischen Sofortsetzungen und zeitabhängigen Setzungen, den Konsolidationssetzungen unterschieden wird. Die Konsolidationssetzungen unterteilt man in primäre und sekundäre Setzungen, letztere nennt man auch Kriechsetzungen (siehe Bild 2.1.1). Allgemein betrachtet könnte es sich auch um aufwärts gerichtete Bauwerksbewegungen handeln, also um Bauwerkshebungen. Derartige Phänomene werden in diesem Beitrag bewusst nicht behandelt, da sie einen eigenen Problemkreis darstellen und gesondert in einem eigenen Beitrag betrachtet werden müssten.

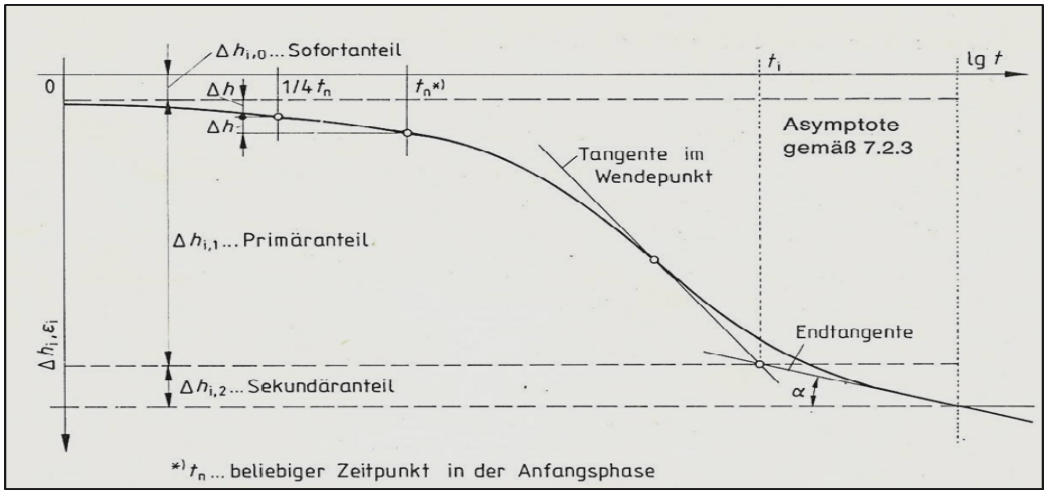



**Bild 2.1.1:** Zeitlicher Verlauf der Zunahme von Zusammendrückungen im Kompressionsversuch im Labor und von Bauwerkssetzungen, im logarithmischen Zeitmaßstab dargestellt [Quelle: Bild 7b aus ÖNORM B 4420:1989]

## 2.2 Ursachen von Bauwerkssetzungen

Als wichtigste Ursachen von Bauwerkssetzungen sind zu nennen:

- die Einwirkungen aus dem Bauwerk über dessen Fundierung in den Baugrund, und zwar ständige, veränderliche, statische und dynamische Einwirkungen,
- die Baugrundeigenschaften, seine Verformbarkeit, vor allem seine Zusammendrückbarkeit,
- zeitlich veränderliche Baugrundeigenschaften, z.B. Wassergehaltsänderungen,
- sämtliche Wirkungen des Grundwassers,
- äußere natürliche Einflüsse wie Erdbeben, Witterung und Klima, sowie
- anthropogene Einflüsse, z.B. Baumaßnahmen unter oder neben bestehenden Bauwerken (z.B. Bergbau, Tunnel oder Stollen sowie Baugruben).

Als besondere Ursachen von Setzungen an bereits bestehenden Bauwerken sind zu nennen:

- spätere, äußere Einflüsse wie z.B. pulsierende Belastungen, Erschütterungen durch Verkehr oder benachbarte Baumaßnahmen (Rammungen, Tiefenverdichtung etc.),
- das Altern von Fundamentbaustoffen, z.B. abmorschende Holzpfähle, und
- besondere Wassergehaltsänderungen im Baugrund unter Fundamenten, z.B. das Sacken von Löss-Schichten durch Wasserzutritte, das Schrumpfen, verstärkt durch den Wasserentzug durch Bäume, oder das Quellen feinkörniger, tonreicher Baugrundschichten, das zu ungleichmäßigen Hebungen führen kann.

## 2.3 Methoden der Setzungsvorhersage

Zu den Methoden der Vorhersage („Vorabschätzung“), d.h. welche Bauwerkssetzungen einigermaßen vorausberechenbar sind, können folgende grundsätzliche Hinweise gegeben werden:

- Heute sind Regelwerke, z.B. der Eurocode 7-2, europäische und nationale Normen, (DIN oder ÖNORM) für Baugrunderkundungen (Bohrungen und Schürfe) und geotechnische Untersuchungsmethoden in-situ (z.B. Ramm- und Drucksondierungen)

und im Laboratorium sowie Computer-Rechenprogramme zur Abschätzung und Prognose von Setzungen verfügbar.

- Kombinationen verschiedener Methoden, ergänzt mit Erfahrungswerten, vor allem von Ergebnissen von Setzungsmessungen, erhöhen die Verlässlichkeit der Prognosen, wobei besonders darauf zu achten ist, dass die für den jeweiligen Fall am besten geeigneten Erkundungs-, Mess- und Prüfmethoden zur Anwendung kommen.

## 2.4 Zulässige Werte von Setzungen und Setzungsunterschieden

Angaben zur zulässigen Größe von Setzungen und Setzungsunterschieden wurden schon von TERZAGHI & PECK vor mehr als einem halben Jahrhundert wie folgt angegeben:
Für gewöhnliche Bauwerke sind 2 cm Setzungsunterschied verträglich und einhaltbar, wenn man die größten Einzelfundamente so bemisst, dass sie sich höchstens um 2,5 cm setzten.
In jüngerer Vergangenheit wurden solche Grenzwerte auch genormt, z.B. im EUROCODE 7-1, Anhang H. In diesem Anhang H gibt es Definitionen und Grenzwerte, z.B. dass Winkelverdrehungen bis zu 1/300 für Mauerwerk verträglich sind, dass 1/150 zu einem Grenzzustand der Tragfähigkeit führt und normale Bauwerke mit Einzelfundamenten Setzungen bis zu 50 mm vertragen, oder auch mehr, wenn diese gleichmäßig sind.
Sehr anschaulich ist die Darstellung von Winkelverdrehungen in Bild 2.4.1. Der Schwankungsbereich reicht von 1/1000 bis 1/10, z.B. 1/500 als Grenzwert zur Vermeidung jeglicher Risse, 1/250 als Sichtgrenze für die Schiefstellung hoher, starrer Bauwerke (Türme), bis zu einem sehr kritischen, existenten Größtwert von 1/10 für den „Schiefen Turm von Pisa“, der weltweit als das Paradebeispiel schlechthin für große und ungleichmäßige Setzungen und für eine weithin sichtbare und bei manchen Betrachtern Unbehagen auslösende Schiefstellung gilt.

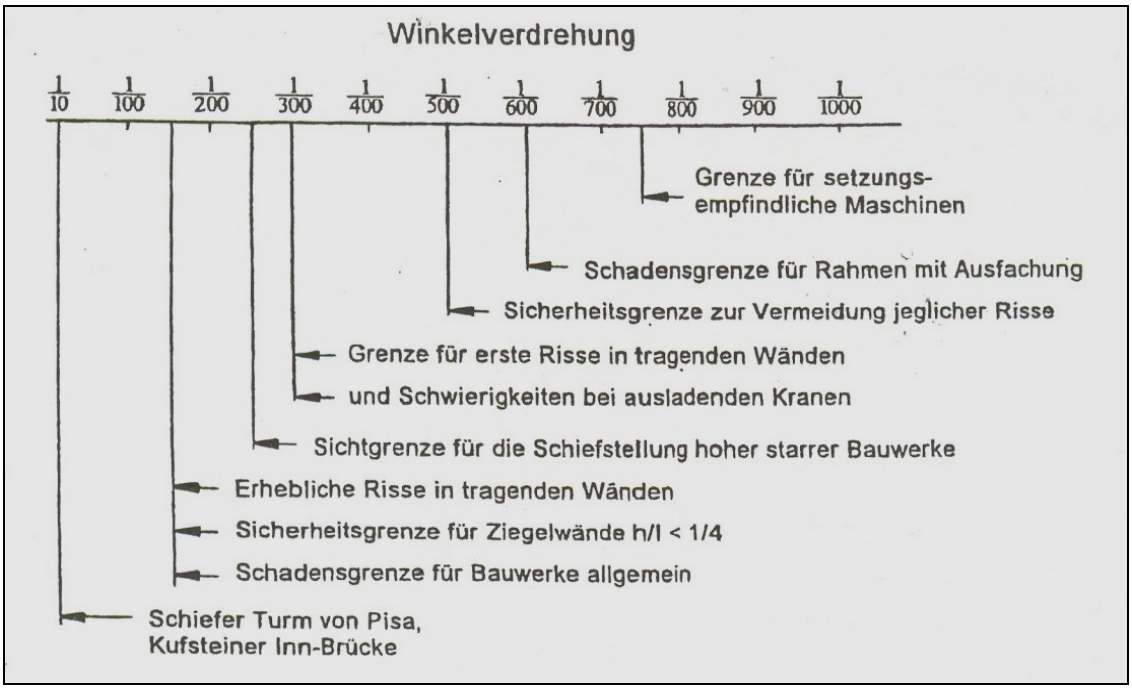



**Bild 2:4.1:** Winkelverdrehungen von Gründungen und Fundamenten (nach KRAMER)
[Quelle: frühere Studien-Unterlagen der TU Wien von emer. Univ.-Prof. Dr. Heinz BRANDL]

# 3 Fallbeispiele

## 3.1 Allgemeines

Die im Titel dieses Beitrages vom Verfasser gestellte Frage kann nach dessen Ansicht am ehesten durch konkrete Fallbeispiele aus der Praxis beantwortet werden. In den folgenden Unterabschnitten werden daher einige sehr unterschiedliche Fallbeispiele von Setzungsproblemen vorgestellt, die aus einer Zeitspanne von mehr als 40 Jahren stammen. Es werden hier also auch ältere und historische Fallbeispiele behandelt. Verständlicherweise kann dabei aber jeweils nur auf die wichtigsten Fakten eingegangen werden. Die Fallbeispiele sind annähernd nach dem Alter der Bauwerke, aber nicht exakt chronologische gereiht.

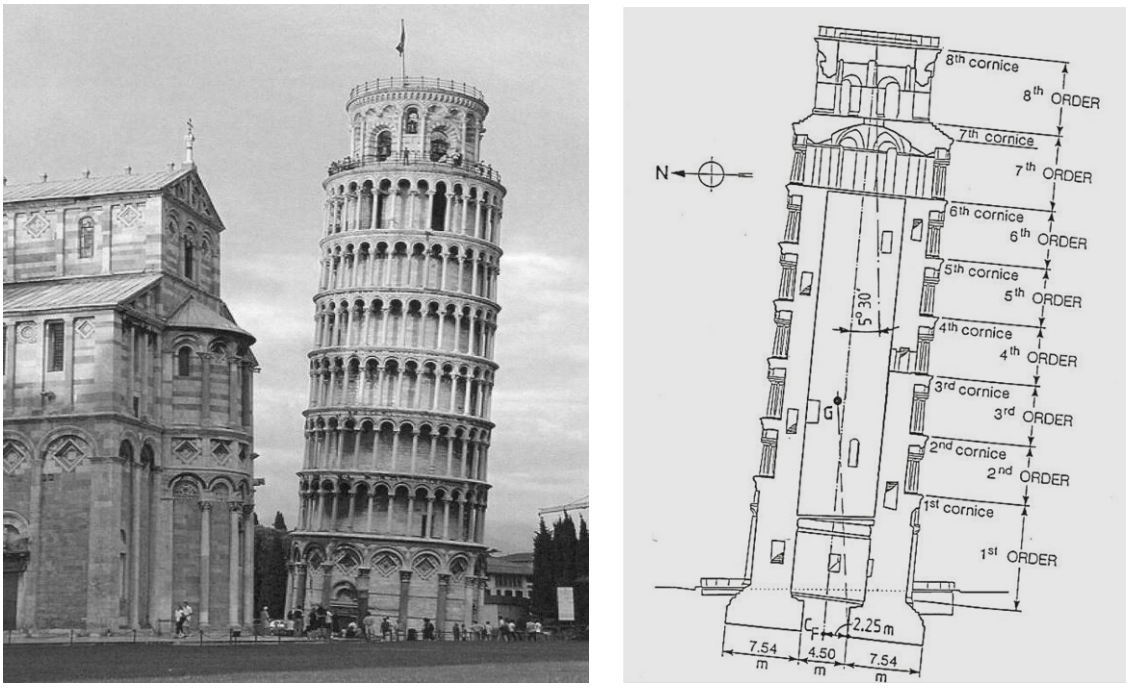



**Bild 3.1.1:** Der „Schiefe Turm von Pisa“ mit einer Neigung von 1/10, nach den Stabilisierungsmaßnahmen vor dem Jahr 2000 [Quelle: Eigene Unterlagen und Foto M. FROSS]

Der „Schiefe Turm von Pisa“ mit einem Foto und seinem Querschnitt in Bild 3.1.1 wird hier einleitend nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Dieser besondere Fall wird als weitestgehend bekannt vorausgesetzt, da sehr umfangreiche Fachliteratur dazu verfügbar ist.
Das Luftbild des alten Zentrums von Stockholm in Bild 3.1.2 soll hier deshalb gezeigt und erläutert werden, weil hier vor Jahrzehnten in der historischen Altstadt „Gamla Stan“ an zahlreichen Häusern in den äußeren Bereichen außerhalb des annähernd dreieckförmigen, ältesten Stadtkerns, die auf geschüttetem Baugrund gegründet worden waren, enorme geotechnische Probleme aufgetreten waren, wie ein Foto von gravierenden Setzungsschäden zeigt, die hauptsächlich durch abgemorschte Holzpfähle verursacht wurden. Diese Häuser wurden aber zwischenzeitlich weitestgehend nachgegründet und saniert.
In Stockholm beeinflusste die seit der letzten Eiszeit immer noch andauernde Landhebung von ca. 4 mm/Jahr die Schädigung der Holzpfähle und damit den Schadensverlauf. Derartige Probleme mit alten Tiefgründungen auf Holzpfählen, die zwischenzeitlich durch Schädlingsbefall im Pfahlkopfbereich ihre Tragfähigkeit eingebüßt haben, gibt es auch in Österreich.

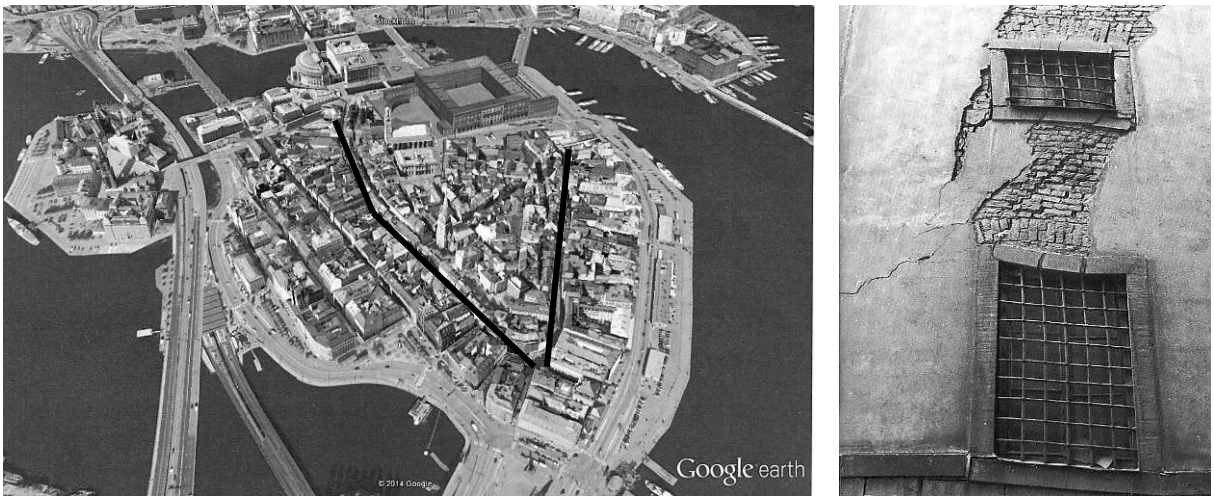



**Bild 3.1.2:** Das historische Stadtzentrum von Stockholm „Gamla Stan“ mit gravierenden Setzungsschäden durch abgemorschte Gründungspfähle aus Holz
[Luftbild: Google Earth, Foto: H. BOHM & U. STJERNGREN]

## 3.2 Beispiel 1: Der Prunksaal der Österreichischen Nationalbibliothek in Wien

Das erste eigene Beispiel des Verfassers dieses Beitrages betrifft ein besonders wertvolles, barockes Gebäude in Wien, den Prunksaal-Trakt der Österreichischen Nationalbibliothek am Josefsplatz, Teil der Wiener Hofburg, bei dessen Bau bzw. bei seiner Fundierung vor knapp 300 Jahren gravierende konstruktive Fehler begangen worden waren.

Dieser Trakt grenzt an den Redoutensaal-Trakt an und ist nicht weit von der Spanischen Hofreitschule entfernt (siehe Bild 3.2.1 oben). Dieses ebenerdige, tief unterkellerte Gebäude war ursprünglich ein langgestrecktes Rechteck (ca. 20 m x 80 m), die Fundamente 12 m unter dem Niveau des Josefsplatzes, ursprünglich als Reithalle für die Lipizzaner-Pferde geplant und wurde von 1681 bis 1713 errichtet (siehe Bild 3.2.1 Mitte).

Das Habsburg-Kaiserhaus wollte darüber eine neue Bibliothek für die ständig wachsende Büchersammlung erbauen lassen und betraute Bernhard FISCHER von ERLACH 1722 mit der Planung, der in der Mitte dieses Traktes im Obergeschoss einen im Grundriss elliptischen Kuppelsaal errichtete, welcher das bisherige rechteckige, nur ebenerdige und tief unterkellerte Bauwerk beiderseits um mehrere Meter überragt und daher in der Mitte nachträgliche, vorspringende An- und Umbauten erforderlich machte (siehe Bild 3.2.1 unten).

Wegen geplanter neuerer Umbauten zog die Burghauptmannschaft in Wien im Jahr 1996 den Verfasser dieses Beitrages gemeinsam mit einem Statiker bei und übergab diverse historische Pläne und Unterlagen zu diesem Bauwerk. Aus diesen ging hervor, dass bereits 1730 sehr starke Risse in der damals neuen Kuppel aufgetreten waren, die sogar ihren Einsturz befürchten ließen. Man vermutete damals fälschlicherweise den Gewölbeschub als Ursache für die schweren Setzungsrisse, nicht die zu seichten Fundamente.

Dem Vorschlag, die Fundierung der beiderseitigen Vorsprünge genauer zu untersuchen, wurde sofort entsprochen. Die Ergebnisse waren sehr ernüchternd (siehe Bild 3.2.2):

Die beiden Vorsprünge waren um 6,0 m bzw. um 7,5 m seichter gegründet als das ältere, tiefe Kellergeschoss und noch dazu in jüngeren, weichen Lehm-Deckschichten, der ältere Teil in den darunter anstehenden Grobschichten der eiszeitlichen „Stadtterrasse“. Setzungsnachrechnungen ergaben für den Zustand um 1730 große Werte von Setzungsunterschie-

den bis über 20 cm. Es ist bis heute nicht bekannt, wer damals diesen fast fatalen Fehler begangen hatte, diese vorspringenden Zubauten (Mittelrisalite) nicht genauso tief wie das schon bestehende, unterkellerte Bauwerk, also in der grobkörnigen „Stadtterrasse“ aus sandigen Fein- bis Grobkiesen zu fundieren.

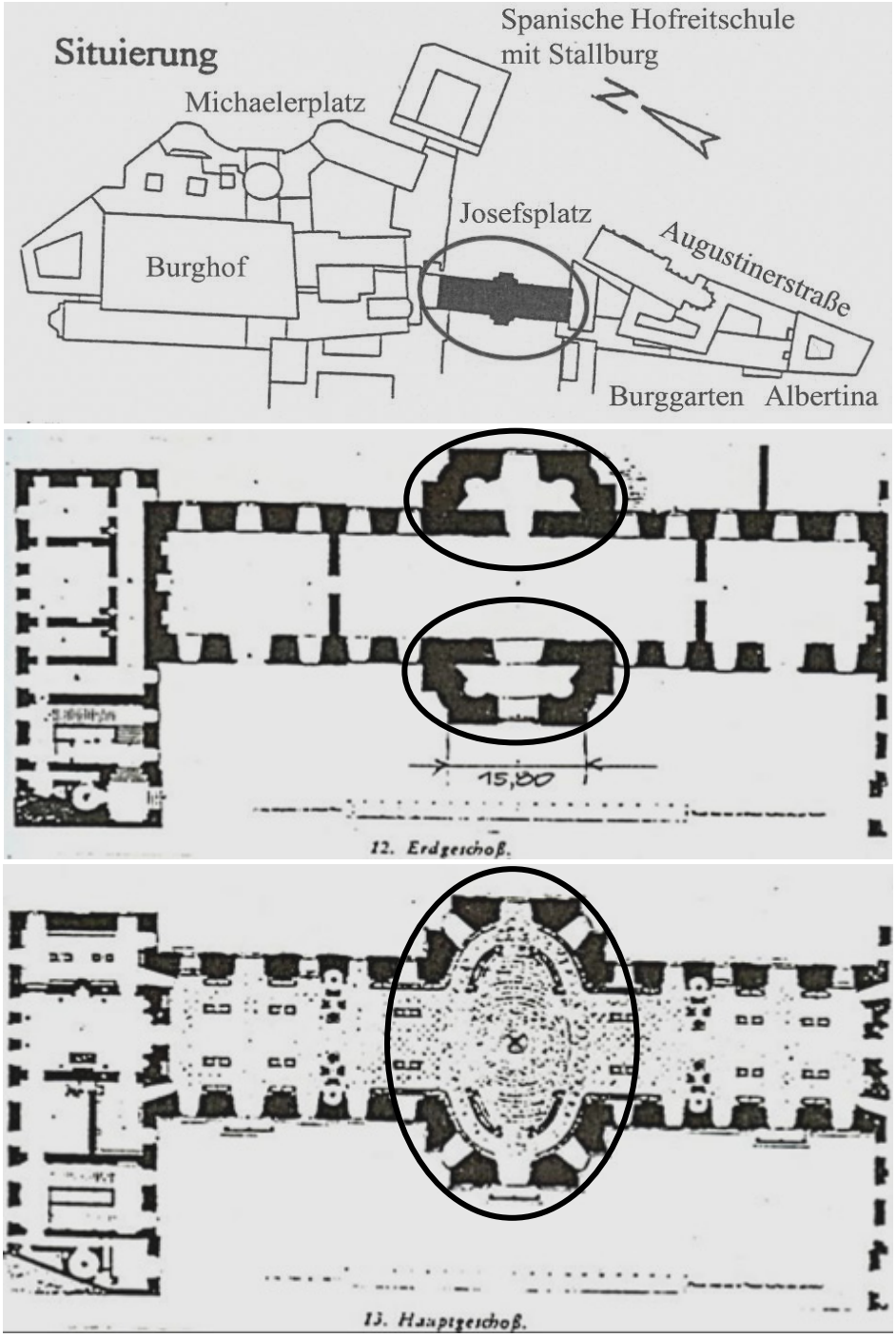



**Bild 3.2.1:** Situierung des Prunksaal-Traktes der Österreichischen Nationalbibliothek am Josefsplatz (oben), das ursprünglich rechteckige Gebäude (Keller und Erdgeschoss) mit nachträglichen, vorspringenden Einbauten in der Mitte (mittleres Bild) und das darüber errichtete „Hauptgeschoss“ (Obergeschoss) mit einem im Grundriss elliptischen Kuppelsaal [Quelle: Pläne der Burghauptmannschaft in Wien und eigene Unterlagen M. FROSS ]

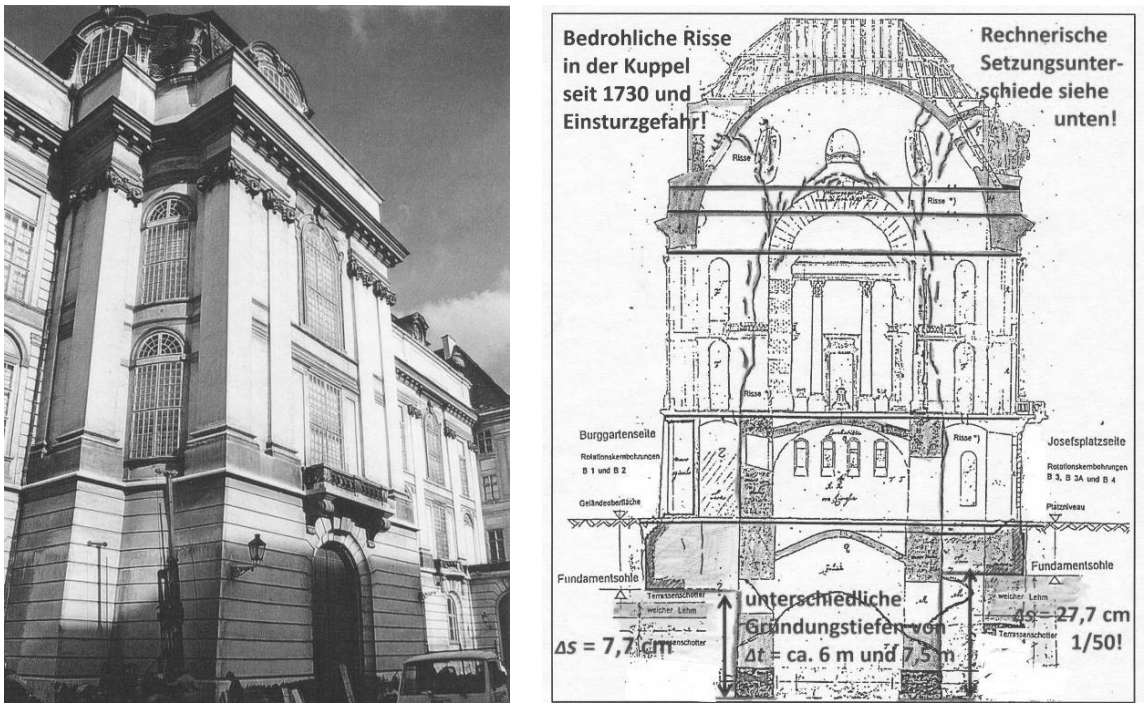



**Bild 3.2.2:** Der Prunksaaltrakt der Österreichischen Nationalbibliothek, Teil der Wiener Hofburg am Josefsplatz mit schweren Setzungsrissen bald nach der Errichtung um 1730 [Quelle: Burghauptmannschaft Wien und eigene Unterlagen M. FROSS]

Die 1730 ausgeführten Rettungsmaßnahmen war ein Korsett aus geschmiedeten Eisenschließen rund um den Fuß der Kuppel sowie Verstärkungsbögen und Ausmauerungen von Öffnungen unter dem Kuppelsaal. Eine nachträgliche Vertiefung, eine „Unterfangung“ der Fundamente, hätte man damals, vor fast dreihundert Jahren, nicht ausführen können, dies hätte höchstwahrscheinlich dann tatsächlich zum Einsturz der Kuppel geführt.
Der dringenden Empfehlung des Verfassers dieses Beitrages für eine Nachgründung der Vorsprünge mit dem Düsenstrahl-Verfahren wurde seitens der Burghauptmannschaft bedauerlicherweise nicht entsprochen, vielleicht aus Geldmangel oder wegen Protesten seitens des Bundesdenkmalamtes. Es besteht daher hier wegen der Eisenschließen noch immer ein gewisses Risiko, vor allem dann, wenn im Dachraum ein Feuer ausbrechen sollte, wie dies vor fast 25 Jahren, im November 1992, im direkt angrenzenden Redoutensaal-Trakt der Wiener Hofburg der Fall war. Im prächtigen Deckenfresko von Daniel GRAHN in der Kuppel, das erst später, 1769 von Franz Anton MAULPERTSCH restauriert wurde, sind heute die damaligen, später übermalten Risse und kleinere neue Risse für das geübte Auge noch immer gut erkennbar.

### 3.3 Beispiel 2: Das PASQALATI-Haus auf der Mölkerbastei in Wien

Dieses Beispiel betrifft das sogenannte PASQUALATI-Haus auf der Mölkerbastei gegenüber der Universität Wien an der Ringstraße, eines von vielen BEETHOVEN-Wohnhäusern in einer geschichtsträchtigen Gegend im Wiener Stadtzentrum.
Dieses historische Haus, teils mit einem, teilweise mit zwei Kellergeschossen, in dem nicht nur Ludwig van BEETHOVEN wohnte und hier wichtige Werke komponierte, die auf einer Gedenktafel neben dem Haustor aufgezählt sind, sondern später auch der bekannte Dichter

Adalbert STIFTER – für beide wurden museale Gedenkräume in diesem Haus eingerichtet – war in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts teils auf der Stadtmauer, teils auf deren nicht verdichteten, sehr heterogenen Hinterfüllung errichtet und fundiert worden. Durch das Gebäude zogen sich etwa diagonal zahlreiche, starke Setzungsrisse mit einem Höhenversatz in der Fassade von ca. 10 cm Setzungsunterschied.
Wegen einer geplanten Generalsanierung dieses Hauses kam nach entsprechenden Baugrund- und Fundamentuntersuchungen im Jahr 1987 ein Jahr später eine bereichsweise Nachgründung mit dem Düsenstrahlverfahren unter der Leitung des Verfassers dieses Beitrages zur Ausführung, wobei die Arbeiten damals gerätebedingt nur von außen erfolgten.
Hinter dem PASQUALATI-Haus befindet sich übrigens das „Dreimäderl-Haus“, in welchem Franz SCHUBERT ein- und ausging und das aus ähnlichen Ursachen, einer Fundierung auf der Bastei-Hinterfüllung, heute eine deutlich sichtbare Neigung von ca. 1/45 aufweist.

**Bild 3.3.1:** Fotos des PASQUALATI-Haues in Wien vor der Fundamentsanierung und Generalrenovierung aus dem Jahr 1987 [Fotos: M. FROSS 1987]

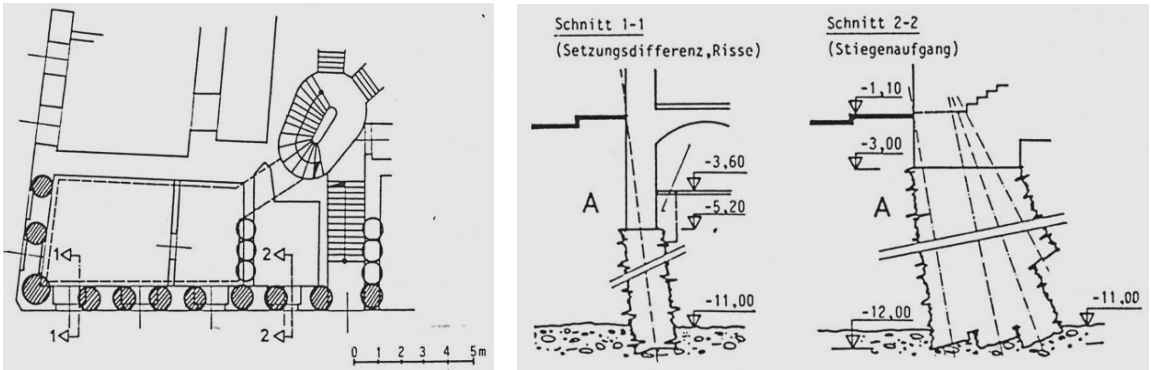



**Bild 3.3.2:** Grundriss und Schnitte 1-1 und 2-2 der Fundament-Nachgründung des PASQUALATI-Hauses in Wien mit dem Düsenstrahlverfahren (Juni 1988)
[Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

### 3.4 Beispiel 3: Einige im 19. Jahrhundert auf Holzpfählen fundierte Häuser in Wien

Dass es nicht nur in Stockholm, Venedig oder Amsterdam, sondern auch in Wien zahlreiche Bauwerke gibt, die auf gerammten Holzpfählen gegründet worden waren, und zwar in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhundert nach der ersten Donauregulierung („Donau-Durchstich“) von 1875, und diese Holzpfähle kaum hundert Jahre später durch den sinkenden Grundwasserspiegel zu Problemfällen geworden waren, soll dieser Ausschnitt aus dem Stadtplan von Wien zeigen. In den schraffierten Bereichen wurden vom Verfasser dieses Beitrags derartige Tiefgründungen auf Holzpfählen festgestellt und es sind hier einige Fälle (Adressen) von Fundamentsanierungen und Nachgründungen eingetragen, an denen er maßgeblich mitgewirkt hat.

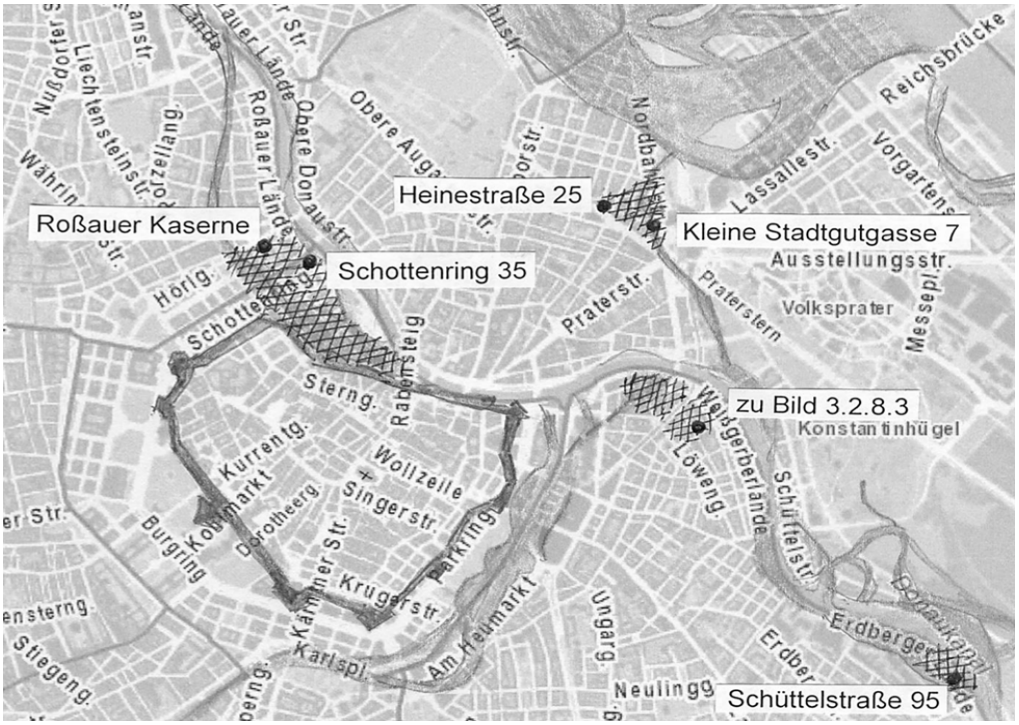



**Bild 3.4.1:** Ausschnitt aus dem Stadtplan des Zentrums von Wien, ergänzt um die früheren Stadtmauern und um die vor 1875 noch nicht regulierten Flussläufe, sowie Beispiele sanierter Holzpfahlgründungen [Quelle: Planungsgrundlagen der Stadt Wien und M. FROSS]

**Bild 3.4.2:** Typische Setzungsschrägrisse (links), verursacht durch abgemorschte Holzpfahlgründungen, rechtes Foto Reste eines Holzpfahles [Fotos: M. Fross, 2010]

Die Fotos in Bild 3.4.2 zeigen schräge Setzungsrisse und Reste eines abgemorschten Holzpfahles in Wien-Leopoldstadt nahe dem Praterstern. Als eines von vielen Fallbeispielen sei die Fundierung eines Hauses in der Schüttelstraße am Donaukanal genannt, die nach den Vorgaben des Verfassers dieses Beitrages als Ertüchtigung für einen Dachgeschoss-ausbau mit 64 Düsenstrahl-Säulen Ø = ca. 1,0 m vollständig nachgegründet wurde, wobei alle Spezialtiefbauarbeiten vom Niveau des Kellergeschosses aus durchgeführt wurden.

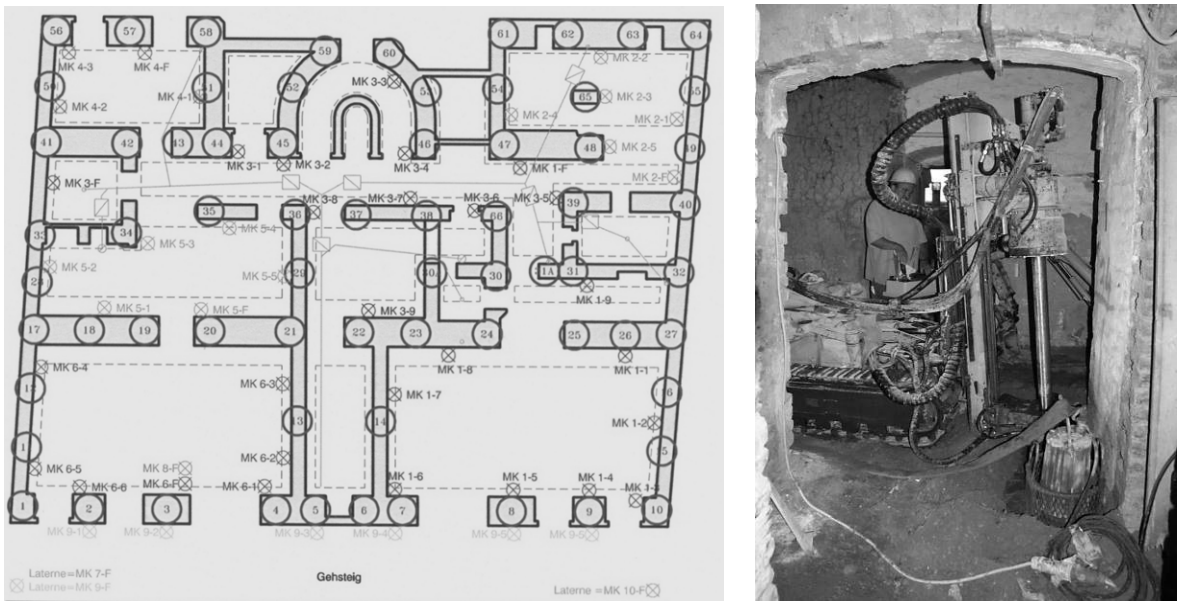



**Bild 3.4.3:** Austeilungsplan für die Nachgründung des Hauses Schüttelstraße 95 in Wien 2, Leopoldstadt, mit 64 Düsenstrahl-Säulen Ø = ca. 1,0 m wegen abgemorschter Holzpfähle [Quelle: KELLER-Grundbau GmbH, Foto: M. FROSS, 2010]

### 3.5 Beispiel 4: Der auf Holzpfählen fundierte Pfarrhof in Pitten in Niederösterreich

Dieses Beispiel behandelt einen Fall, bei dem abgemorschte Gründungspfähle aus Holz in Österreich nicht nur in Wien, sondern auch in Niederösterreich zu ernsten Bauschäden führten, und zwar am klosterartigen Pfarrhof der Marktgemeinde Pitten knapp 60 km südlich von Wien, an einem historischen Vierkanthof, teils im Renaissance-, teils Barockstil erbaut, nicht unterkellert, mit einem zweigeschossigen Arkaden-Innenhof.

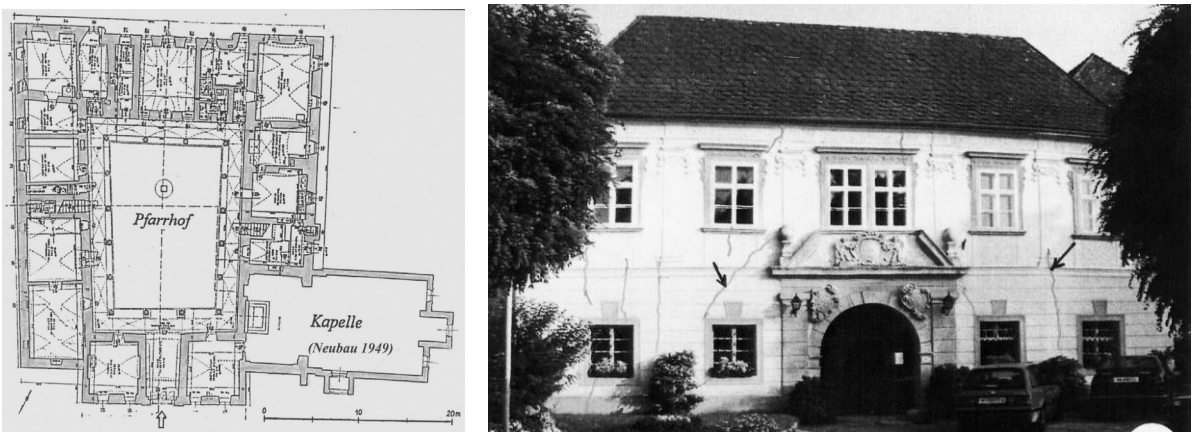



**Bild 3.5.1:** Grundriss und Vorderansicht des historischen Pfarrhofes in Pitten/NÖ, ca. 60 km südlich von Wien [Grundrissplan: Bauamt der Erzdiözese Wien, Foto: M. FROSS, Juni 1993]

Als das Bauamt der Erzdiözese Wien zu St. Stephan den Verfasser dieses Beitrages gemeinsam mit einem Statiker um Hilfe rief, waren die Bauwerksrisse bereits Besorgnis erregend. Im Inneren fielen Stuckverzierungen von den Gewölben, der „Prälaten-Saal“ im Obergeschoss war bereits gepölzt und nicht mehr benutzbar. Nur der neuere Kapellenanbau aus dem Jahr 1949 (in Bild 3.5.1 links im Grundrissplan rechts) war schadensfrei geblieben.
Die Baugrund- und Fundamentuntersuchungen unter der Leitung des Verfassers dieses Beitrages und einige historische Schriftstücke lieferten sehr rasch die Ursachen, nämlich sukzessives Versagen einer historischen, Jahrhunderte alten Tiefgründung auf gerammten Holzpfählen, von denen im Pfahlkopfbereich nur mehr spärliche Reste übrig waren.
Das Erzbischöfliche Bauamt folgte dem dringenden Rat des Verfassers dieses Beitrages und stimmte 1994 einer vollständigen Nachgründung aller Fundamente mit dem Düsenstrahl-Verfahren zu, ausgenommen die Fundamente der neueren Kapelle.
Der schöne Bewuchs aus „Wildem Wein“ im Arkadenhof ging bei den Düsenstrahl-Arbeiten zur Nachgründung der besonders schadhaften Säulenfundamente leider zugrunde und wurde nach der Generalrenovierung durch Topfpflanzen ersetzt.

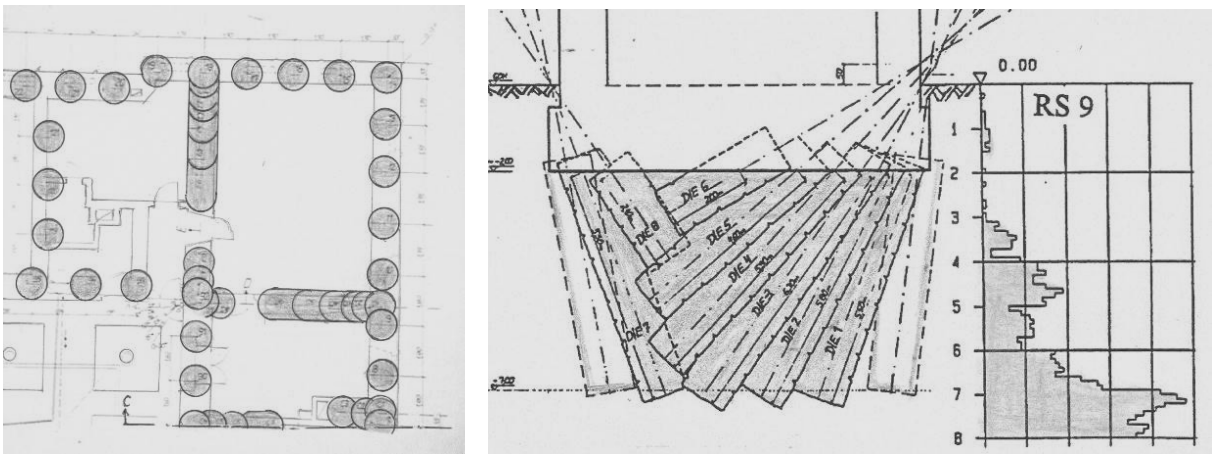



**Bild 3.5.2:** Ausschnitte aus dem Grundrissplan und ein Schnitt für die vollständige Nachgründung aller Fundamente des Pfarrhofes Pitten mit dem Düsenstrahlverfahren im Jahr 1994 [Quelle: KELLER-Grundbau GmbH]

**Bild 3.5.3:** Die Ausführung der Düsenstrahl-Nachgründungsarbeiten am Pfarrhof Pitten/NÖ im Jahr 1994 [Fotos: M. FROSS, Mai 1994]

### 3.6 Beispiel 5: Setzungen an Kirchen in Niederösterreich durch Löss-Sackungen

Im nordöstlichen Niederösterreich, vor allem entlang und nördlich der Donau, aber auch im südlichen Bayern, gibt es größere Gebiete, die von jüngeren, nacheiszeitlichen Löss-Sedimenten charakterisiert sind. Wenn Gebäude direkt auf derartigem Baugrund fundiert wurden, kommt das Problem von Löss-Sackungen oft dann zum Tragen, wenn es in diesen Löss-Schichten zu Wasserzutritten kommen kann. Es soll hier auf die Sackungsversuche im Kompressionsgerät im Laboratorium und auf das Sackungskriterium von ABELEW hingewiesen werden, welches eine kritischen „relative Sackung“ $i_{krit} = \Delta e/(1 + e_1) \geq 0{,}02$ definiert, bekanntlich zu finden in A. KEZDI: Handbuch der Bodenmechanik, Band 3 von 1973.

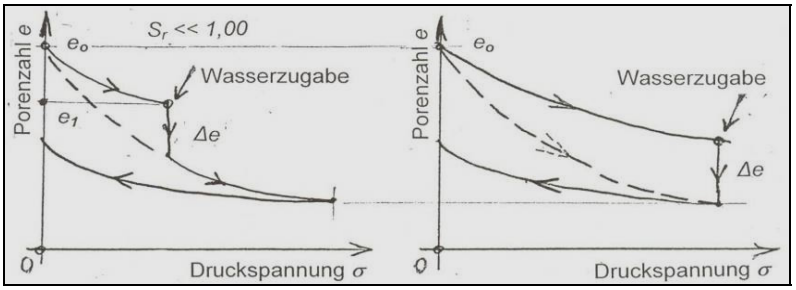



**Bild 3.6.1:** Skizzenhafte Darstellung der Ergebnisse von Sackungsversuchen an Löss-Proben im Kompressionsgerät im Laboratorium mit unterschiedlichen Zeitpunkten der Wassersättigung [Quelle: M. FROSS eigene Unterlagen]

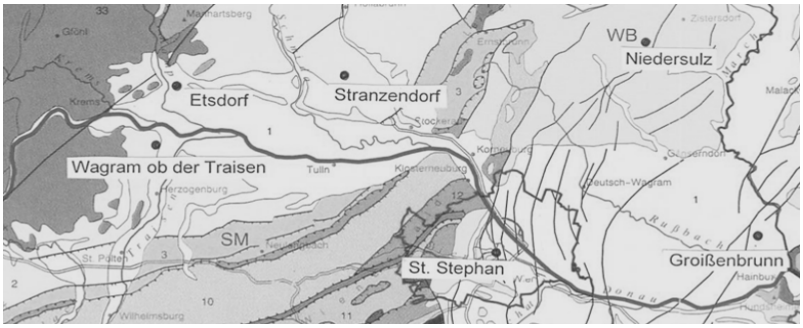



**Bild 3.6.2:** Ausschnitt aus der Karte „Tektonische Übersicht von Niederösterreich“ mit Kirchenstandorten, die Setzungsschäden zufolge Löss-Sackungen aufwiesen [Quelle: aus „Tektonische Übersicht von Niederösterreich“, eigene Unterlagen M. FROSS]

Hier wird kurz auf fünf Fälle von älteren Kirchenbauten eingegangen, deren alte Bausubstanz zufolge von Löss-Sackungen im Laufe des zwanzigsten Jahrhunderts durch schwere Setzungsrisse stark in Mitleidenschaft gezogen worden waren und wo unter Mitwirkung des Verfassers dieses Beitrages verschiedene Maßnahmen zu deren Stabilisierung ergriffen wurden. Setzungsmessergebnisse lagen in keinem Fall vor, für die Zukunft wurden aber Setzungsmessungen empfohlen. In einem Fall in Wagram ob der Traisen (5.1, 1977) war der Abtrag und Neubau eines Kirchturms, der bereits einzustürzen drohte, die einzig machbare Lösung, in einem Fall in Etsdorf (5.2, 1998) wurde eine Nachgründung mit dem Düsenstrahlverfahren, in einem weiteren in Groißenbrunn (5.3, 1985) die Nachgründung mit Mikropfählen und in zwei Fällen in Stranzendorf (5.4) und in Niedersulz (5.5) nur die Fassung und sichere Ableitung der Dachwässer von den Kirchengebäuden möglichst weit weg gewählt, um weitere Wasserzutritte in den Löss zu unterbinden (Nummerierung siehe Bild 4.1).

## 3.7 Beispiel 6: Große Setzungsprobleme in einem Freischwimmbad in Tirol

In diesem und dem nächsten Beispiel geht es um das besondere bodenmechanische Problem von Torfschichten im Baugrund, die zu großen und sehr lang andauernden Bauwerkssetzungen und zu großen Setzungsdifferenzen führen können.
Dieses Bespiel stammt aus Tirol aus einem Hochtal südlich des Inntales bei Wörgl, der Wildschönau, nur ca. 80 km Luftlinie von München entfernt. Als auf Grund eines gerichtlichen Beweissicherungsauftrages in dem im Jahr 1978 errichteten, öffentlichen Freibad der Gemeinde Wildschönau im Juni 1979 eine erste Besichtigung stattfand, konnte man mit freiem Auge große Setzungsunterschiede in den beiden Schwimmbecken erkennen, nämlich zum Wasserspiegel nicht parallele Beckenränder, diagonal verlaufende Beulfalten in den Böden der beiden Edelstahl-Schwimmecken und eine deutliche, einseitige Neigung des Restaurant- und Kabinengebäudes (links in Bild 3.7.1).

**Bild 3.7.1:** Das Freischwimmbad Wildschönau in Tirol im Juni 1979,
ein Jahr nach der Baufertigstellung [Foto: M. FROSS, 1979]

Was war hier im wahrsten Sinn des Wortes schief gelaufen? Aussagen der am Bau Beteiligten ergaben, dass es keine Baugrunderkundungen gegeben hatte und sie berichteten, „*dass man das hier immer so mache und nach dem Humusabtrag und Voraushub auf einer grobkörnigen Schüttung gebaut habe. Dann seien Setzungen aufgetreten, die sich noch immer nicht beruhigt hätten*“. Die Ergebnisse der vom Verfasser dieses Beitrages daraufhin im gesamten Areal des Bades angeordneten sechs Erkundungsbohrungen und Laborversuche lieferten die Lösung und die Bestätigung seines Verdachts aufgrund der Langzeitsetzungen: Es wurden wassergesättigte, nicht bis mäßig zersetzte Torfschichten unterschiedlicher Dicken und großer Zusammendrückbarkeit erbohrt, die bis in Tiefen von mehr als 10 m unter die Geländeoberfläche reichten.
In den Bildern 3.7.2 und 3.7.3 sind die Ergebnisse der schon ab Juli 1978, ab dem Ende der Bauzeit, durchgeführten Setzungsmessungen dargestellt. Die weiter zunehmenden Setzungen des Hochbaus und der beiden Schwimmbecken hatten bis Mitte 1979 bereits Größtwerte von 24 cm, 22 cm und 30 cm erreicht.
Das Hauptproblem der Setzungen dieser Schwimmbecken war, dass die vollständige Wasserumwälzung zur Filterung mit einem Überlauf entlang der horizontal geplanten Beckenränder und Rückgabe des sauberen Wassers durch Düsen in den Beckenböden nicht mehr funktionierte. Der Badebetrieb musste daraufhin im Sommer 1979 eingestellt werden.

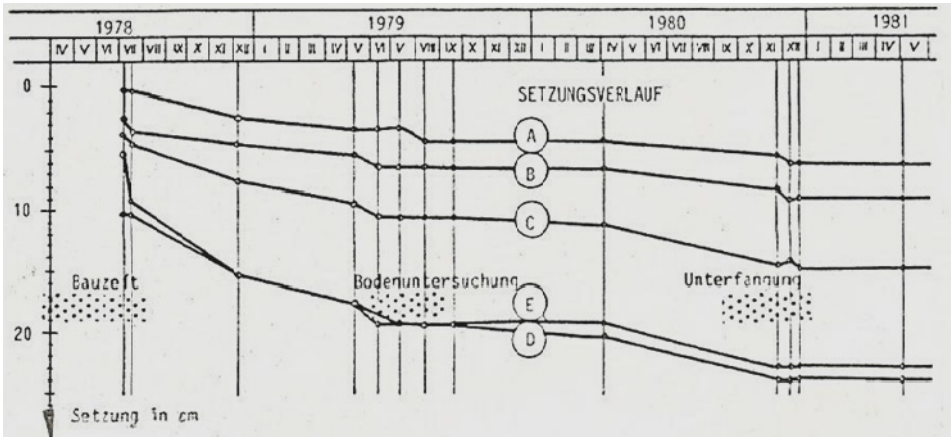



**Bild 3.7.2:** Zeitlicher Setzungsverlauf des Restaurant- und Kabinentraktes im Freibad Wildschönau in Tirol von Mitte 1978 bis Mai 1981 [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

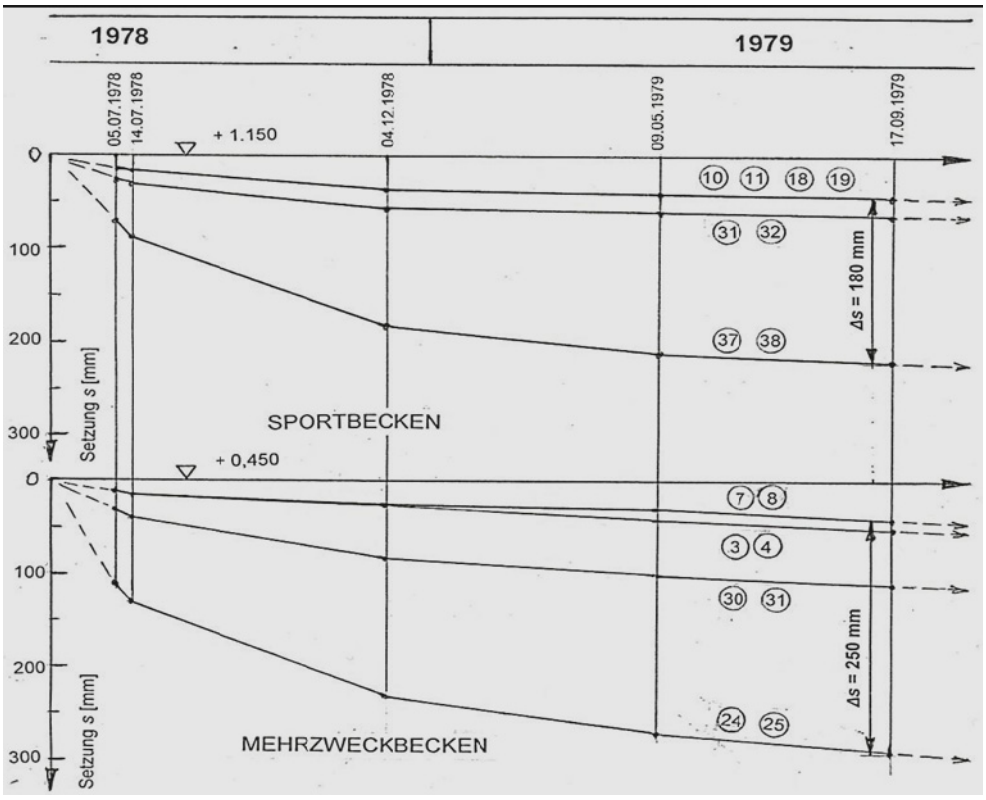



**Bild 3.7.3:** Zeitlicher Setzungsverlauf des Sport- und des Mehrzweckbeckens im Freibad Wildschönau in Tirol bis Herbst 1979 mit Setzungsunterschieden von 18 cm und 25 cm [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

Bei weiterer Zunahme der Setzungen bestand die Gefahr, dass die Schweißnähte in den Edelstahl-Becken reißen könnten. Es sei hier besonders erwähnt, dass die grobkörnigen Schüttungen, die nicht nur unter den Bauwerken, sondern auch seitlich rund um diese ausgeführt wurden, die Setzungen wesentlich verstärkt hatten, wie Setzungsnachrechnungen des Verfassers dieses Beitrags zeigten, da diese schwerer als die gefüllten Becken selbst waren. Der Generalunternehmer, die BERNDORF-Gruppe, Abteilung Bäderbau, aus Niederösterreich, beauftragte daraufhin den Verfasser dieses Beitrages mit der Ausarbeitung eines Sanierungskonzeptes, welches in den Wintermonaten 1980/81 erfolgreich ausgeführt

wurde. Der Restaurant- und Kabinentrakt wurde mit von innerhalb und von außerhalb des Gebäudes gebohrten GEWI-Pfählen nachgegründet.
Die beiden Edelstahl-Schwimmbecken mussten vollständig demontiert werden. Hier kam eine Nachgründung mit gerammten Stahlbeton-Fertigteilpfählen von ca. 15 m Einbindetiefe (sogenannte NGT-Pfähle) zur Ausführung. DUKTIL-Pfähle, die optimal geeignet gewesen wären, waren damals ver-mutlich noch nicht verfügbar.

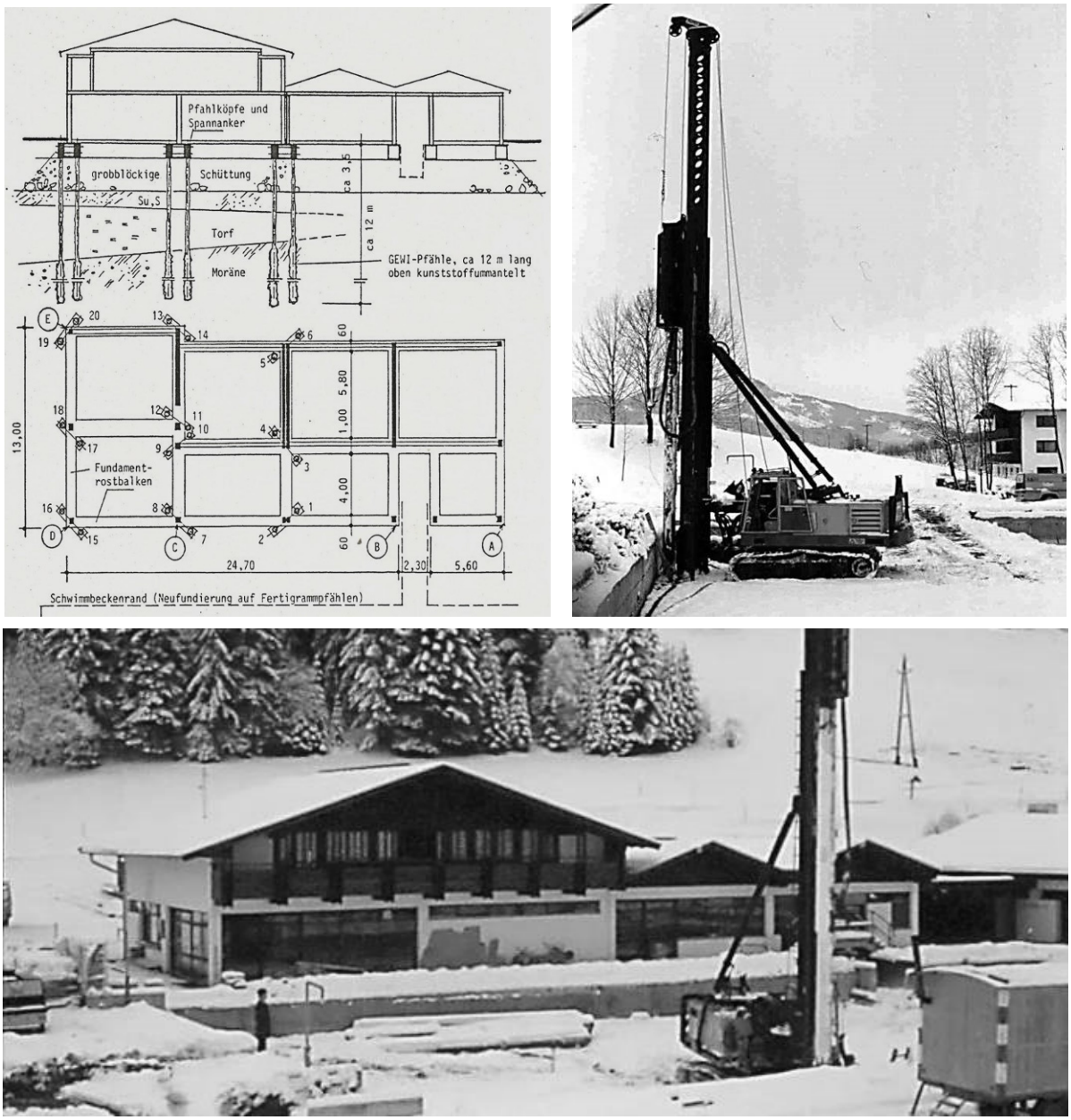



**Bild 3.7.4:** Nachgründung des Restaurant- und Kabinentraktes mit gebohrten GEWI-Pfählen (links oben) und der beiden Schwimmbecken mit Fertigteil-Rammpfählen im Winter 1980/81 [Quellen: Eigene Unterlagen M. FROSS, Fotos: M. FROSS, November 1980]

Das Bergbad in der Wildschönau besteht bis heute, wurde um eine Wasserrutsche ergänzt und wird heute in den Medien beworben. Die Sanierungskosten von 1980/81 betrugen damals übrigens fast zehn Mio. alte österreichische Schilling oder mehr als 1 Mio. alte DM.

### 3.8 Beispiel 7: Schiefstellungen eines Bungalows an einem Moorsee bei Kitzbühel

Schon fünf Jahre davor war der Verfasser dieses Beitrages zu einem ähnlichen Fall, mit gleicher Ursache und ebensolcher Vorgehensweise, also Verzicht auf eine Baugrunderkundung, ebenfalls nach Tirol geholt worden, wo damals Baugrunderkundungen offensichtlich häufig noch ein Fremdwort waren. Die rechte Hälfte eines Doppel-Bungalows hatte sich einseitig um ca. 30 cm (Punkt B in Bild 3.8.1) gesetzt bzw. geneigt.
Die nur einseitig vorhandene Torflinse im Baugrund hätte man vor Baubeginn mit einer Bagger-Probeschürfung sehr einfach feststellen und sich viel Ärger, vielleicht auch Mehrkosten ersparen können. Hier waren vom Verfasser dieses Beitrages Mikropfähle (Typ „Wurzelpfähle“) zur Nachgründung vorgeschlagen und im Winter 1975 von der Firma HELD & FRANKE ausgeführt worden.

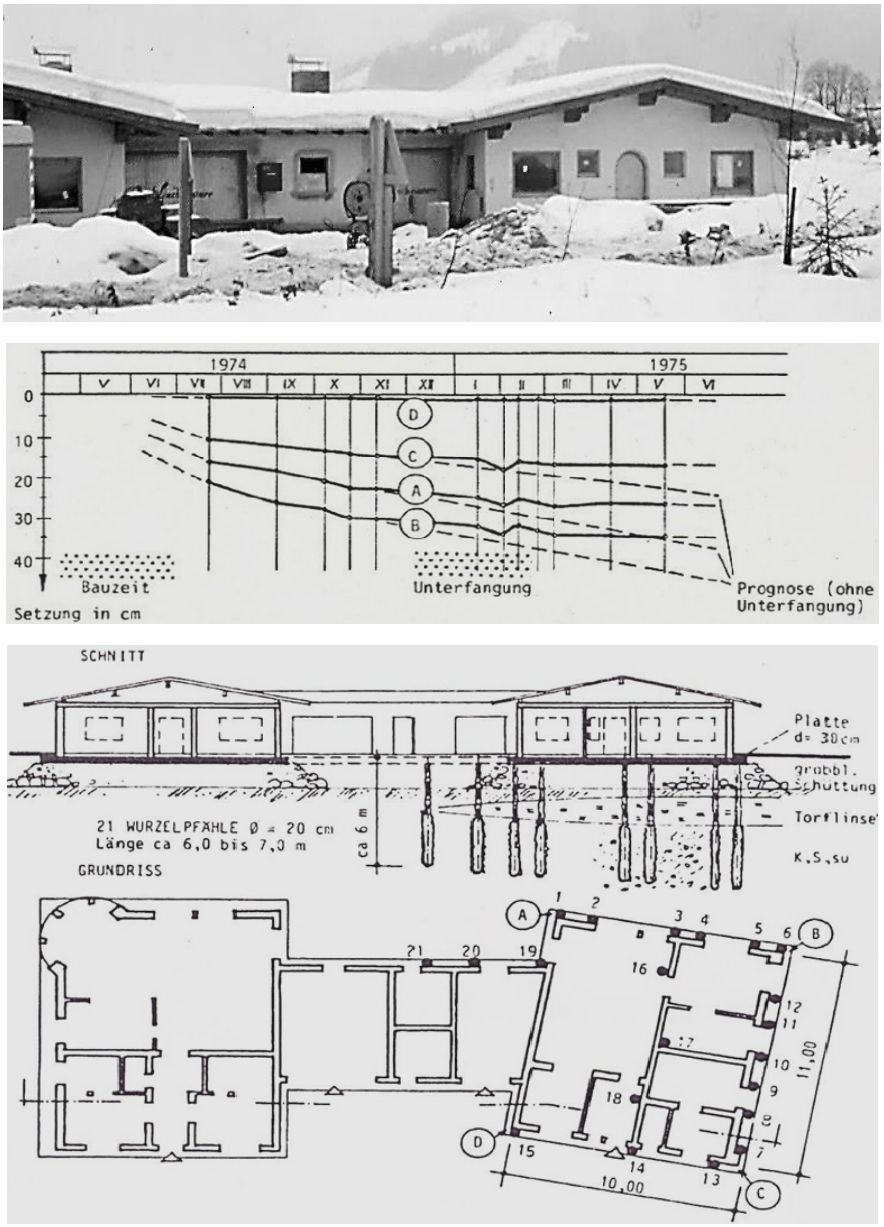



**Bild 3.8.1:** Ansicht des Doppel-Bungalows (oben), zeitlicher Setzungsverlauf der rechten Gebäudehälfte 1974/75 sowie Schnitt, Grundriss und schematische Darstellung der Nachgründung mit Mikropfählen [Quelle: Eigene Unterlagen, Foto: M. FROSS, Winter 1975]

### 3.9 Bespiel 8: Gefährliche Setzungen in einer neuen Kokerei-Batterie in Linz

Bei diesem Beispiel handelt es sich um einen schwierigen und gefährlichen Schadensfall aus dem Industrieanlagenbau zufolge ungleichmäßiger Setzungen, der sich zwischen 1982 und 1984 in der Kokerei der „Voestalpine AG“ in Linz/Oberösterreich ereignet hatte.
Die für die geotechnischen Belange dieses Projekts zuständige Stelle in Linz empfahl im Oktober 1981 richtigerweise eine Tiefgründung einer geplanten, neuen Kokerei-Batterie einschließlich der Maschinenbahn und der etwa gleich schweren Nebenanlagen auf Ortbeton-Rammpfählen. Im geotechnischen Bericht wurde eine Flächengründung in den oberen, weichen Baugrundschichten ohne Baugrundverbesserung wegen des Risikos zu großer Setzungen als nicht empfehlenswert eingestuft. Eine Bodenverbesserung mittels „Schottersäulen“ wurde darin hingegen als möglich bezeichnet, wobei warnend auf eine längere Konsolidierungszeit des weichen Schluffbodens hingewiesen wurde.
Der Generalplaner aus Essen und der Bauherr entschieden sich damals gemeinsam mit der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft für die Fundierung der Unterbaukonstruktion der Kokerei-Batterie (20 Stück drei-stielige Stahlbetonrahmen mit je 2,20 m Achsabstand) auf einer biegesteifen Fundamentplatte (Größe ca. 43 m x 13,5 m) und für eine „Rüttelstopfverdichtung“, deren „Schottersäulen“ bis in den „gewachsenen Sand-Kies“ einbinden.

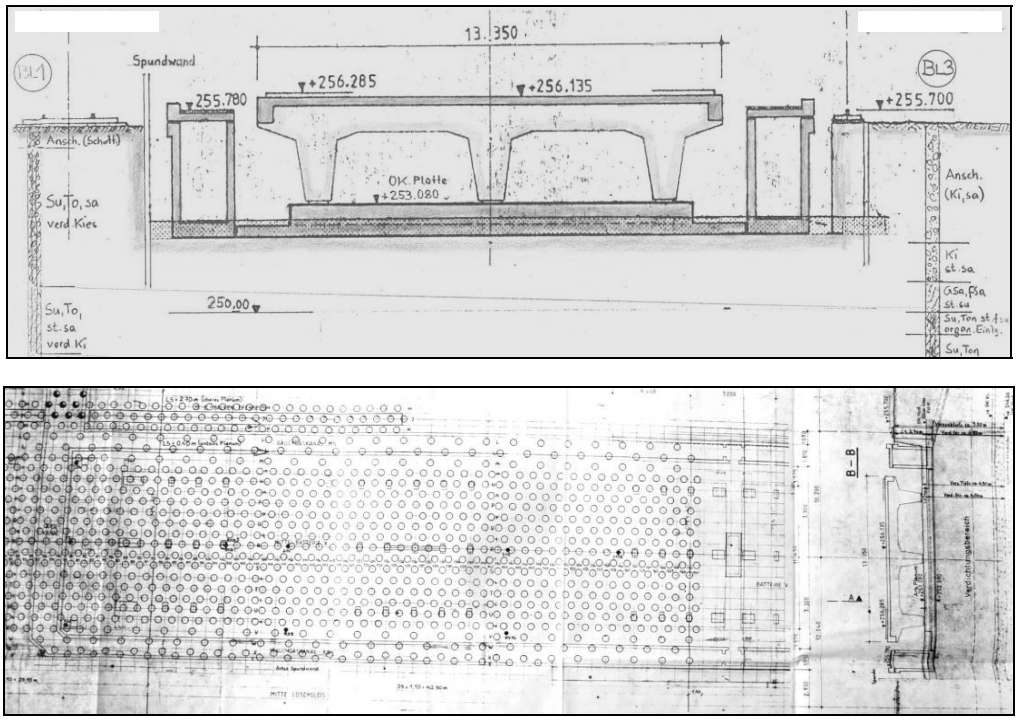



**Bild 3.9.1:** Tisch-Konstruktion als Unterbau der neuen Kokerei-Batterie in Linz (oben) und Austeilungsplan für eine Rüttelstopfverdichtung des Baugrunds unter der Fundamentplatte [Quelle: KELLER Grundbau GmbH und eigene Unterlagen M. FROSS]

Während der Bauzeit von April 1982 bis zur Inbetriebnahme Ende 1983 traten sehr ungleichmäßige Setzungen auf, die auch danach noch weiter zunahmen. Der Generalplaner schaltete das Erdbaulaboratorium Essen ein, um die Ursachen der Setzungen zu ergründen, wobei aber keine wirklich schlüssigen Ergebnisse erzielt wurden. In Bild 3.9.2 sind links die Messergebnisse ausgewählter Setzungsmesspunkte dargestellt, der Größtwert von 80 mm bei Punkt 9 war damals, Ende Juli 1984 noch nicht das Setzungsmaximum.

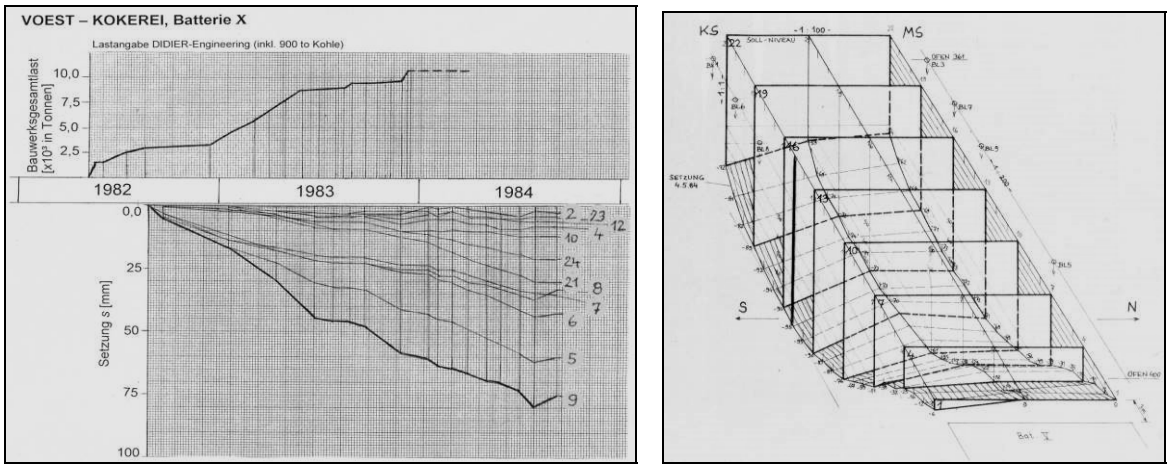



**Bild 3.9.2:** Zeit-Setzungsdiagramm und Verlauf der Bauwerkslastzunahme 1982 – 1984 und axonometrische Darstellung der Setzungsmulde mit maximal 95 mm Setzung im Mai 1984 [Quelle: KELLER Grundbau GmbH und eigene Unterlagen M. FROSS]

Bild 3.9.2 rechts zeigt eine stark überhöhte, axonometrische Darstellung der bis Anfang Mai 1984 entstandenen Setzungsmulde bzw. Verformung der Fundamentplatte der neuen Kokerei-Batterie mit einem Setzungsmaximum von 95 mm. Es bestand nun bereits große Gefahr, dass die Zellen-Trennwände des Kokerei-Ofens über der Tischkonstruktion undicht werden könnten und es drohte sogar eine Explosion des in Betrieb befindlichen Ofens.
Die Spezialtiefbaufirma, die die Rüttelstopfverdichtung ausgeführt hatte, deren Wirkung nun von den Projektbeteiligten in Frage gestellt worden war, zog den Verfasser dieses Beitrages als Unterstützung und andererseits zur Ausarbeitung eines Beweissicherungsgutachtens bei und arbeitete ihrerseits einen Stabilisierungsvorschlag mit Hilfe von gezielten Aufsprenginjektionen nach dem „Soilfracturing-Verfahren“ aus, der im Sommer 1984 zur Ausführung kam und schließlich das Ärgste und die befürchteten weiteren Setzungszunahmen verhinderte.

Vorlaufend zu den Injektionsbohrungen im Untergeschoss unterhalb der Tischkonstruktion der Kokerei-Batterie waren vom ausführenden Spezialtiefbauunternehmen vier zusätzliche Aufschließungsbohrungen ausgeführt und vom Verfasser dieses Beitrages beurteilt worden. War bisher in den Expertisen immer nur von organischen Verunreinigungen in den weichen Schluffschichten die Rede gewesen, so ergaben die neuen Bohrungen und Laboruntersuchungen, dass hier Torfschichten bis zu 1 m Dicke mit hohen organischen Anteilen, nämlich Glühverlusten von bis zu 30 % und Steifemoduln von nur 0,63 MN/m² bis max. 4,4 MN/m², im Mittel ca. 2 MN/m², vorlagen und für die großen Setzungen verantwortlich waren.
Die Stabilisierung dieser Kokerei-Batterie mittels „Soilfracturing“ war erfolgreich und brachte, die Setzungen bis Anfang September 1984 zum Stillstand. Sie führte sogar zu einer ersten Rückhebung um bis zu 5 mm.

Hier lag der Fall vor, dass bei den Vorerkundungen und in-situ-Untersuchungen mittels Pressiometer-Tests die im Baugrund vorhandene Torfschicht nicht richtig erkannt und daher unterschätzt wurde und dadurch anstatt der empfohlenen Tiefgründung auf Rammpfählen eine technisch nicht gleichwertige Lösung, eine flächige Plattengründung auf einer Baugrundverbesserung, und zwar eine Tiefenverdichtung mittels Rüttelstopfverdichtung, zur Ausführung bestimmt worden war.

## 3.10 Beispiel 9: Setzungsdifferenzen einer Drehstandantenne trotz Pfahlgründung

Dieses Beispiel stellt einen nicht ganz alltäglichen Fall aus dem Anlagenbau dar, bei dem es trotz Tiefgründung der Anlage auf Ortbeton-Bohrpfählen zu unerwarteten Setzungen kam.
Dieser Fall betrifft die 1981/82 errichtete Drehstand-Antenne in der Kurzwellen-Sendeanlage des Österreichischen Rundfunks (ORF) in Moosbrunn, ca. 20 km südlich von Wien. Im Jahr 1979 wurden unter der Leitung des Verfassers dieses Beitrages im Auftrag der ORF-Bauabteilung Baugrunderkundungen durchgeführt und gemeinsam mit dem statisch-konstruktiven Planer für den Ringträger von ca. 80 m Durchmesser und für das Mittelfundament der Drehachse eine Tiefgründung auf Bohrpfählen empfohlen und für diese Pfähle auch Tragfähigkeitsnachweise geliefert.
Der Grund für die Wahl einer Tiefgründung war der sehr seichte Grundwasserspiegel nur ca. 1,0 m bis 1,5 m unter Gelände. Der Baugrund ist hier gut tragfähig, er besteht bis in größere Tiefen aus mitteldicht bis dicht gelagerten sandigen Kiesen der sog. „Mitterndorfer Senke“. Die Fotos in Bild 3.10.1 zeigen diese Sendeanlage heute, mehr als 35 Jahre später. Ende des Jahres 1983, mehr als 2 ½ Jahre nach Baubeginn, teilte der statisch-konstruktive Planer dem Verfasser dieses Beitrages mit, dass an der Drehstand-Antenne Setzungen aufgetreten seien und übermittelte dann jahrelang bis 1990 tabellarische Setzungsmessprotokolle.

Bild 3.10.2 zeigt die grafische Darstellung der gemessenen Setzungen entlang der Ringträger OK. Über einzelnen Pfählen hatte sich die Stahlbeton-Ringträger OK aus 6 Kreis-Segmenten, jedes auf fünf Pfählen fundiert, bis ins Jahr 1990 örtlich um maximal 64 mm gesetzt, für eine Gründung auf Bohrpfählen von 90 cm Durchmesser und ca. 10 m Einbindetiefe wohl eindeutig zu viel. Die Senkungen der Schienen OK hatte man zwischenzeitlich durch Stahlblech-Unterlagsplatten soweit nachjustiert, dass der Betrieb weiterhin mehr oder weniger problemlos möglich war. Den Projektbeteiligten stellte sich nun die Frage nach den Ursachen dieser unerwarteten und ungleichmäßigen Setzungen.

**Bild 3.10.1:** Die Drehstandantenne eines Kurzwellensendeanlage in Moosbrunn, ca. 20 km südsüdöstlich von Wien [Fotos: M. FROSS, Februar 2014]

Der Verfasser dieses Beitrages schlug dem Bauherrn eine nachträgliche Baugrund- Kontrolluntersuchung mittels Rammsondierungen im Bereich jener Bohrpfähle vor, die sich besonders stark gesetzt hatten, jeweils knapp neben einem Pfahl innerhalb (Sondierung C) und außerhalb des Ringträgers (Sondierung A) und eine dritte rund 3 m von der Pfahlachse entfernt situiert (Sondierung B), wie in Bild 3.10.3 links dargestellt ist.

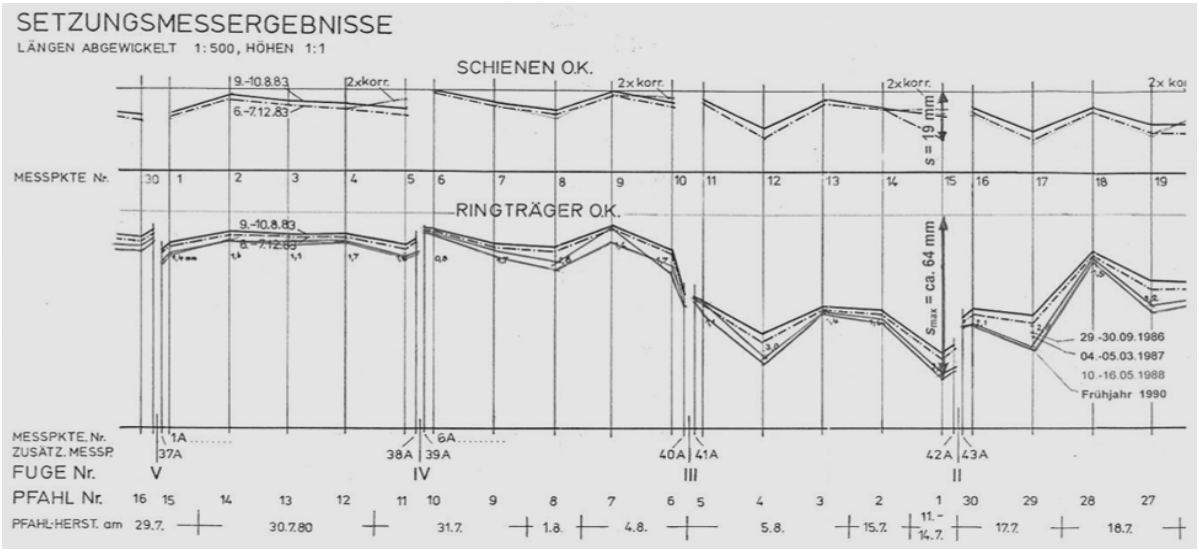



**Bild 3.10.2:** Ergebnisse der Setzungsmessungen bis zum Frühjahr 1990 entlang der Ringträger OK (Ausschnitt) mit einem Setzungsmaximum von 64 mm bei Pfahl Nr. 1
[Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

Die nachträglichen Sondierungen A und C zeigten jeweils niedrige $N_{10}$-Werte, also lockere Lagerung, die B-Sondierungen 3 m von der Pfahlachse entfernt, ergaben hingegen drei- bis fünfmal so hohe $N_{10}$-Werte, also sehr dichte Lagerung. Die Sondiergebnisse (Rammdiagramme bei Pfahl Nr. 29 siehe Bild 3.10.3 rechts) bestätigten den vom Verfasser dieses Beitrages sofort gehegten und auch dem Bauherrn mitgeteilten Verdacht, dass es bei der Pfahlherstellung Ausführungsfehler gegeben haben musste, nämlich Bodenentzug, Auflockerungen und Sandauftriebe, z.B. durch Sogwirkung des Bohrwerkzeuges und mangelnde Wasserauflast innerhalb der Verrohrung, und dass es hier auch zu lange, auch tagelange Wochenendpausen zwischen dem Abbohren und dem Betonieren der Pfähle gegeben hatte.

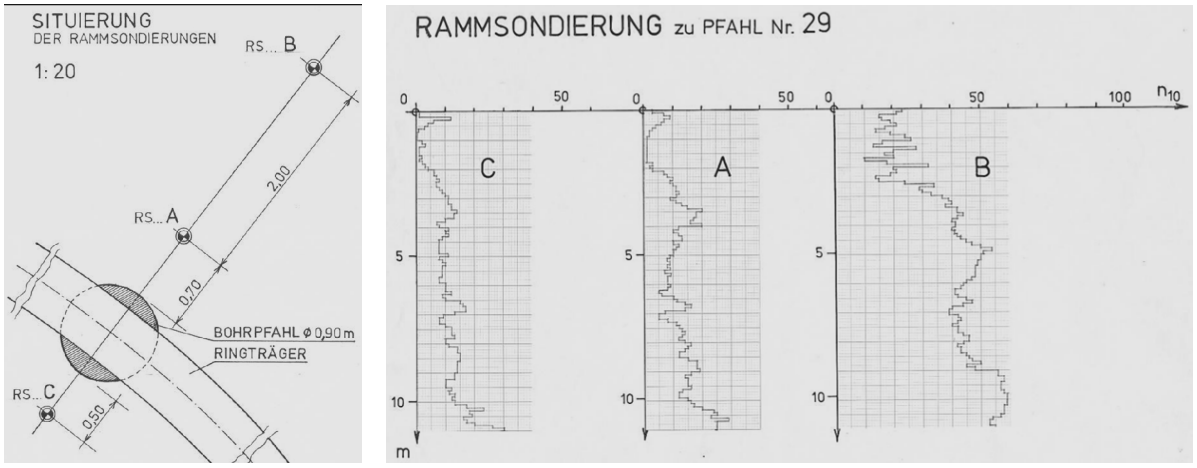



**Bild 3.10.3:** Ergebnisse von Rammsondierungen (Typ DPH, frühere SRS 15) neben Pfahl Nr. 29 inner- und außerhalb des Ringträgers (A und C) und in 3 m Entfernung (B )
[Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

Weiters zeigte eine genaue Überprüfung der Pfahlausführungsprotokolle und der Herstellungsreihenfolge, dass nur die ersten Pfähle nach Bohrbeginn große Setzungen erlitten, d.h.

dass die Fehler im weiteren Verlauf der Arbeiten erkannt wurden, es wohl einen Lerneffekt in der Bohrmannschaft beim Pfahlbohren gegeben hatte.
Die Pfahlfirma wies aber trotz dieser eindeutigen Ergebnisse jedes Verschulden an den Setzungen unter Hinweis auf das bauherrnseitige Baugrundrisiko in Anwaltsbriefen an den Bauherrn kategorisch zurück. Dieser Fall war vermutlich ein Schadensfall ohne Folgen für den Verursacher, der mit Fertigrammpfählen vielleicht hätte vermieden werden können.

### 3.11 Beispiel 10: Schiefstellung von zwei Zementsilos trotz Bohrpfahlgründung

Dieser Fall liegt nur ca. 12 km vom vorhergehenden Fall entfernt und zwar in Mannersdorf am Fuß des Leitha-Gebirges nahe der Landesgrenze von Niederösterreich zum Burgenland. Dabei geht es um den Bau einer Siloanlage im Jahr 1986 im Werk Mannersdorf der ehemaligen PERLMOOSER Zementwerke AG, die heute LAFARGE Zementwerke GmbH heißen. Es wurde seitens der Planer eine neue Bauweise von zwei Doppelsilos mit konzentrischen Zylindern von je 21,5 m Außendurchmesser und je 53,5 m Höhe gewählt, unmittelbar daneben ein Förderturm und darüber Verbindungsbrücken mit Förderbändern zur Befüllung (siehe Bild 3.11.1) Die hier anstehenden, sehr feinkörnigen, tertiären Meeressedimente, „Pannon-Tegel“, steife bis halbfeste Schluffe und Tone, zum Teil feinsandig, ähnlich wie im Süden von Wien oder im Bereich des Neusiedlersees, sowie die besondere Silo-Bauweise erforderten eine Tiefgründung der gesamten Siloanlage mittels 25 m tiefen Bohrpfählen.

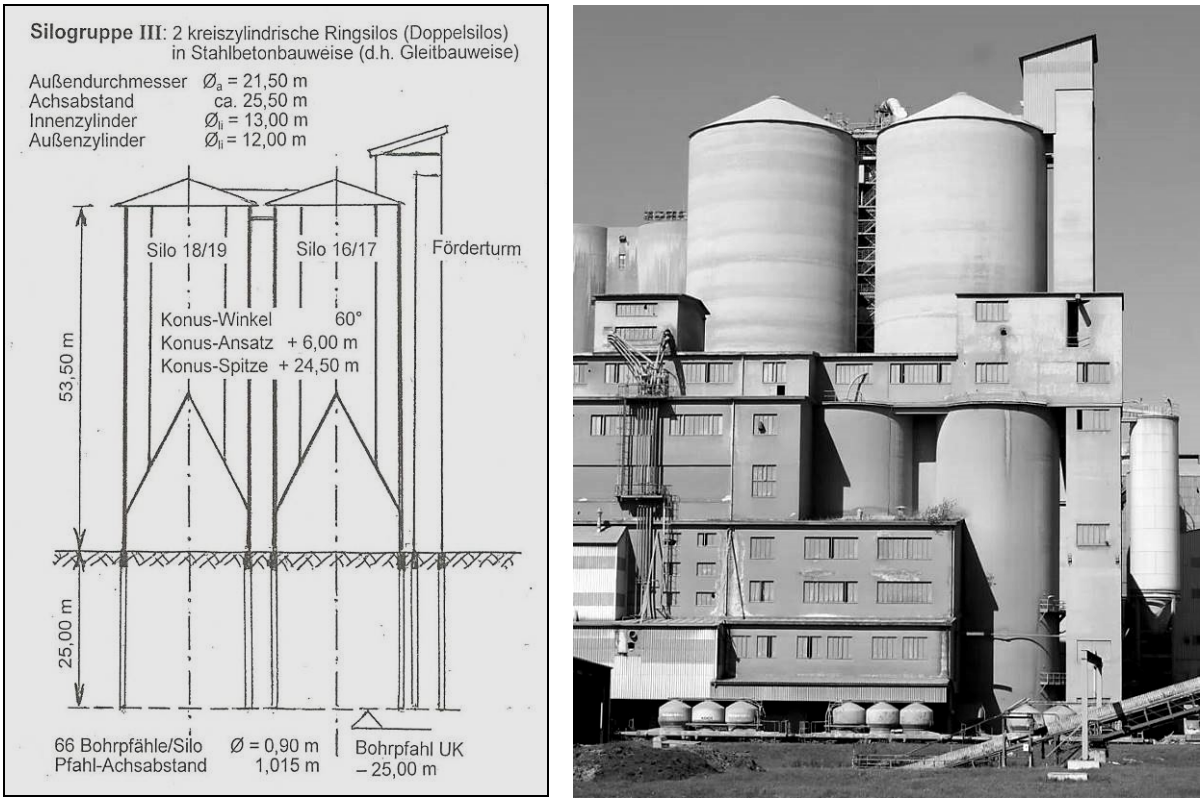



**Bild 3.11.1:** Querschnitt der Siloanlage im Werk Mannersdorf am Leithagebirge und derzeitiger Zustand [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS, Foto: M. FROSS, Februar 2014]

Mitte 1987 erhielt der Verfasser dieses Beitrages vom statisch-konstruktiven Planer die Ergebnisse von Setzungsmessungen in Tabellenform, die in Bild 3.11.3 grafisch dargestellt

sind, und zwar links als Zeit-Setzungsdiagramm mit einer Prognose bis Ende 1987 für Silo 18/19 und die Verbindungsbrücke zu Silo 16/17 mit einem Maximum von 135 mm Setzung.

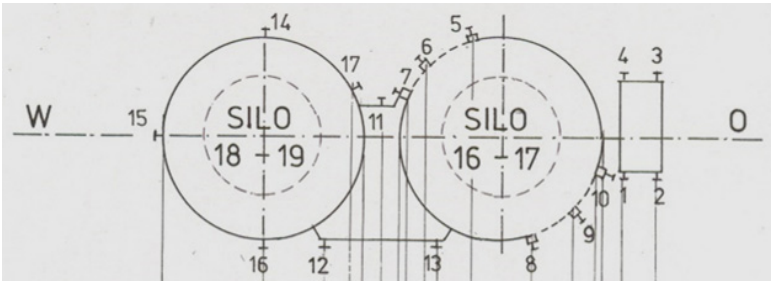



**Bild 3.11.2:** Schematische Grundrissdarstellung der beiden Doppel-Silos 16/17 und 18/19 und der insgesamt 16 Setzungsmesspunkte [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

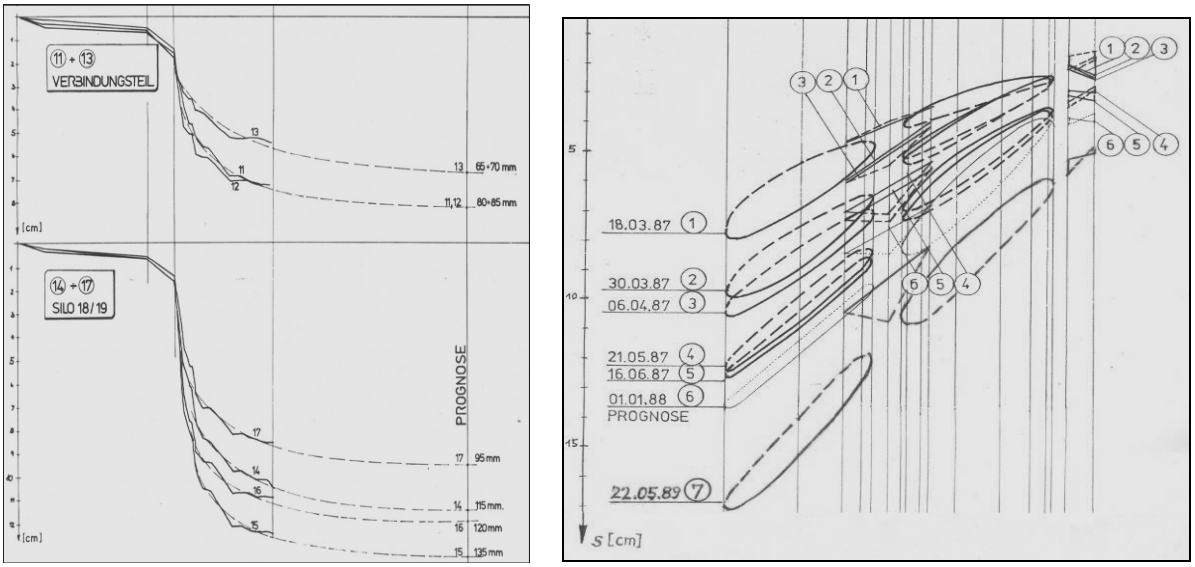



**Bild 3.11.3:** Zeitlicher Verlauf der Setzungszunahmen und Schiefstellungen, rechtes Bild 500-fach überhöht [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

Wie ersichtlich, hatte sich die gesamte Siloanlage mit den beiden Doppelsilos demnach unerwarteter Weise geneigt. Um diese Neigung und das gesamte, zeitliche Setzungsverhalten besser zu verdeutlichen, wurden diese Setzungen rechts im Bild 3.11.3 in einem Schnitt dargestellt, jedoch ca. 500-fach überhöht. Die Winkelverdrehung betrug bis Mitte 1989 nur ca. 1/435, ist also deutlich kleiner als 1/250, die Sichtgrenze für die Schiefstellung hoher, starrer Bauwerke gemäß Bild 2.4.1 dieses Beitrages. Es gab nur konstruktive Schäden an den Stahlteilen und Anschlüssen der Verbindungsbrücken.

Welche Ursachen dieser quasi irreversiblen Schiefstellung konnten schließlich festgestellt werden? Die betrieblichen Vorgaben des statisch-konstruktiven Planers für eine möglichst gleichmäßige und langsame Erstfüllung aller Silozellen wurden von der Werksleitung ignoriert und völlig missachtet, Silo 18/19 nicht nur anfänglich, sondern langfristig viel höher belastet als Silo 16/17, nämlich mit der 2,1- bis fast 2½ -fachen Füllmenge beschickt. Trotz dieser Neigung sind die beiden Silos bis heute in Betrieb, es mussten damals nur die Verbindungskonstruktionen der Schiefstellung angepasst und repariert werden.

### 3.12 Beispiel 11: Sehr geringe Setzungen eines neuen Getreidesilos bei St. Pölten

Dass es bei Silobauten auch sehr geringe Setzungen geben kann, die zu keinerlei geotechnischen Problemen Anlass geben, soll ein ganz aktueller Fall (Rohbau im Jahr 2016) zeigen.

**Bild 3.12.1:** Ansicht eines in den Jahren 2016/17 im Rohbau errichteten, neuen Getreidesilos (ganz links) in Schildberg in NÖ; Bezirk St. Pölten [Foto: M. FROSS, Oktober 2016]

Dieser neue Getreidesilo in einem Mühlenbetrieb, nur ca. 8 km östlich des Stadtzentrums von St. Pölten, der Hauptstadt des Bundeslandes Niederösterreich gelegen, wurde in Gleitbauweise errichtet. Er hat eine Grundfläche von ca. 8 m x 45 m und eine Gesamthöhe von fast 55 m. Er wurde auf einer Stahlbeton-Fundamentplatte flächig gegründet. Die mittlere Sohlpressung im Endzustand bei Vollfüllung aller 8 Zellen wird ca. 500 kN/m² betragen. Der Standort dieses Silos liegt in der Molasse-Zone im nördlichen Alpenvorland. Der Untergrund besteht hier aus Wechsellagen dicht gelagerter Feinsande und zu Sandstein gut verkitteter Feinsande. Die Setzungen bis zur Rohbaufertigstellung Ende des Jahres 2016 mit knapp 250 kN/m² mittlerer Sohlpressung betrugen bisher nur ca. 4 mm bis 5 mm und werden langfristig bei Vollfüllung aller Silozellen wahrscheinlich weniger als 20 mm betragen, da die ständigen und die vollen veränderlichen Einwirkungen annähernd gleich groß sind.

### 3.13 Beispiel 12: Langzeitsetzungen einer Dreifeldbrücke östlich von Krems/Donau

Dieses letzte und neuere Beispiel stammt aus dem Brückenbau, bei dem es wegen einer zu einer Tiefgründung auf Bohrpfählen nicht gleichwertigen, alternativen Fundierungslösung zu größeren Setzungen, Setzungsunterschieden und Langzeitsetzungen kam.

Dieses Fallbeispiel stammt gleichfalls aus Niederösterreich, allerdings von nördlich der Donau und betrifft einen Brückenbau. Es handelte sich um eine Dreifeldbrücke im Knoten Nord bei Jettsdorf beim Ausbau der S33 „Kremser Schnellstraße“ mit dem Neubau einer Donaubrücke bei Traismauer östlich von Krems. Diese Dreifeldbrücke sollte wie alle anderen Brücken im Baulos Nord laut Ausschreibungsprojekt und laut den Vorgaben des Verfassers dieses Beitrages auf Ortbeton-Bohrpfählen von 1,20 m Durchmesser gegründet werden.

**Bild 3.13.1:** Bauzustand der Dreifeldbrücke im Knoten Nord von S33 und S5 östlich von Krems, das Widerlager Ost (rechts) ist in Arbeit [Foto: M. FROSS, August 2008]

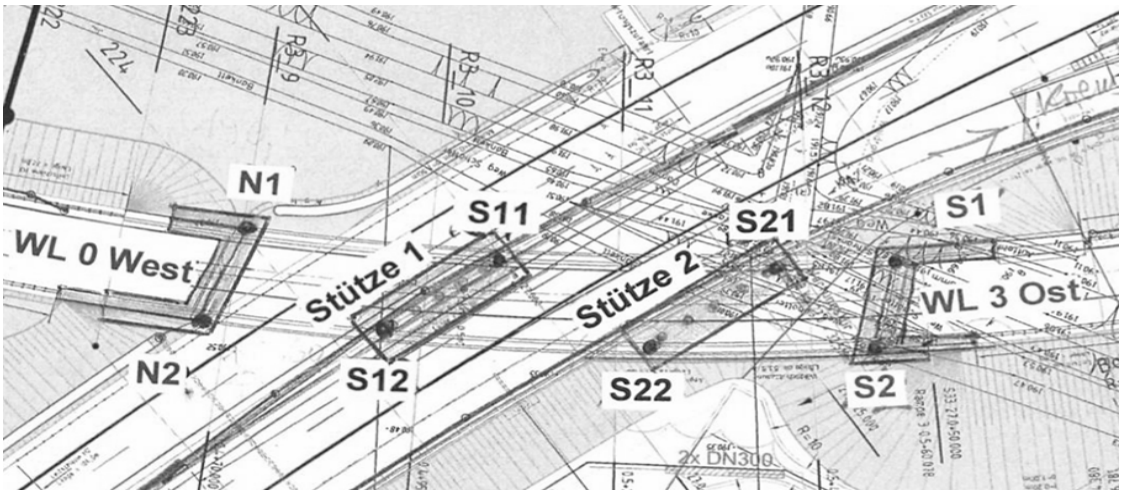



**Bild 3.13.2:** Grundriss der Dreifeldbrücke mit neuen Setzungsmesspunkten nach der Betonierung des Tragwerks im Februar 2009 [Eigene Unterlagen M. FROSS]

Ein Alternativ-Angebot der Baufirmen-Arbeitsgemeinschaft Baulos Nord mit einer Umplanung der Brücke und einer Flächengründung auf einer Baugrundverbesserung, vor allem der oberflächennahen, weichen Aubodenschichten mittels IMPULS-Verdichtung, wurde vom Bauherrn, der ASFINAG, wegen eines geringen Kostenvorteils gegenüber den Bohrpfählen angenommen. Für die Setzungsabschätzung waren hohe Widerlager und dahinter bis zu 10 m hohe Anschlussdämme sowie größere Schütthöhen auch unter der Brücke zu berücksichtigen. Baubeginn war Anfang 2008.

Ende 2008, knapp vor der Betonierung des Tragwerks – Lehrgerüst und Schalung dafür waren bereits fertig und die Bewehrung wurde schon verlegt – wurden größere, unterschiedliche Setzungen der Widerlager und der beiden Stützen von etwa 30 mm bis 75 mm gemessen, deutlich mehr als prognostiziert, und es gab Krisenstimmung bei allen Projektbeteiligten. Das Tragwerk wurde neu bemessen und verstärkt, für doppelt so hohe zulässige Setzungsdifferenzen als bisher, nun ± 20 mm statt bisher ± 10 mm, und es wurden auch weitere Setzungsmessungen an neuen Messpunkten vorgeschrieben.

Die Setzungen nahmen, wie erwartet, nach der Betonierung des Tragwerks weiter zu, auch nach der Inbetriebnahme der neuen Strecke im Oktober 2010, und zwar bis Mitte 2011 um 22 mm bis knapp 50 mm, mit weiterhin deutlich zunehmender Tendenz. Eine vom Verfasser dieses Beitrages erstellte Langzeitprognose für die nächsten sechs Jahre, also bis Mitte 2017, ergab maximal mehr als 70 mm (siehe Zeit-Setzungsdiagramme in Bild 3.13.3 unten).

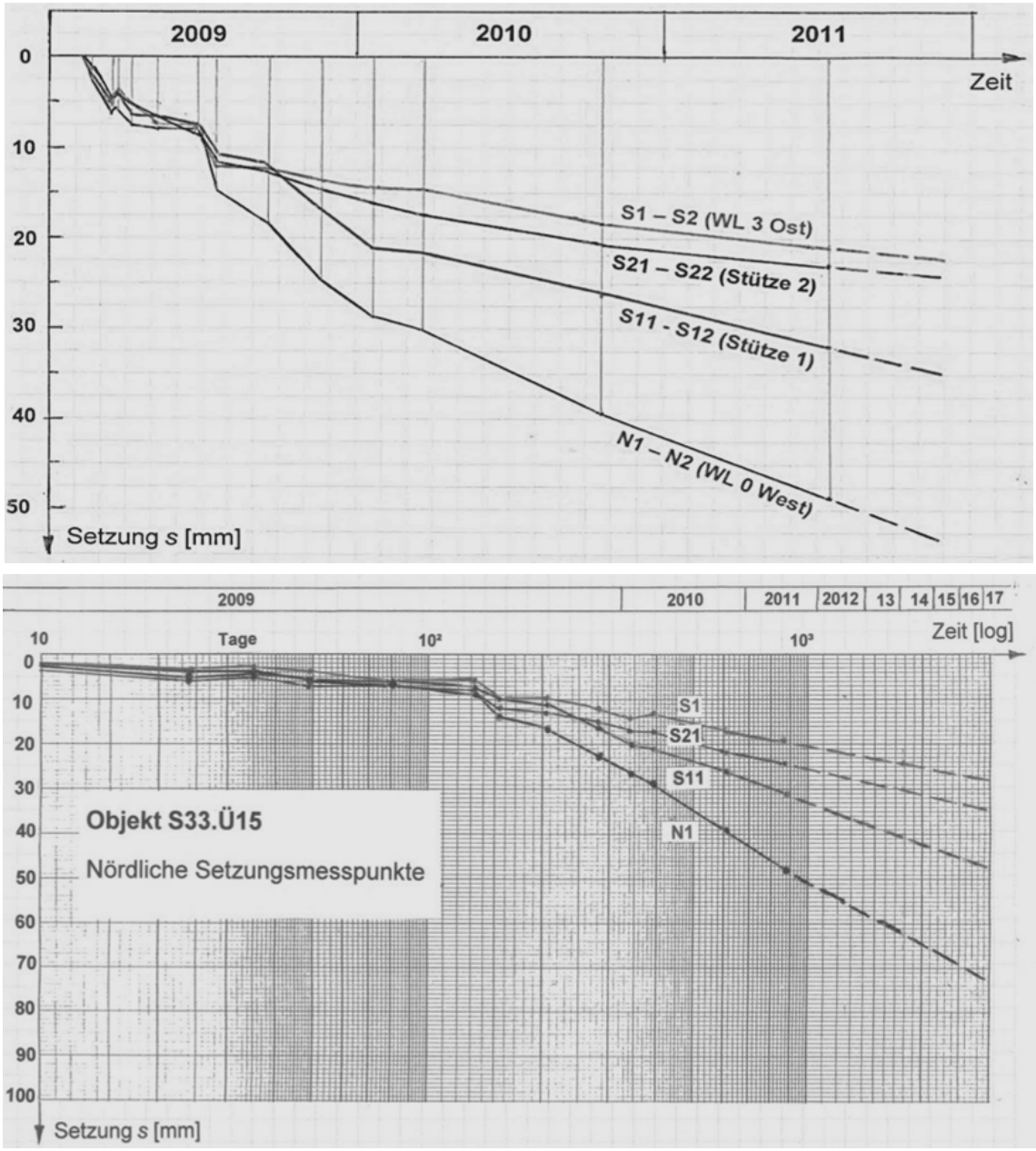



**Bild 3.13.3:** Zeitlicher Setzungsverlauf der Dreifeldbrücke im linearen (oben) und im logarithmischen Zeitmaßstab (unten) [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

**Bild 3.13.4:** Die fertige und für den Verkehr freigegebene Dreifeldbrücke, Blick nach Nordosten [Foto: M. FROSS, Februar 2014]

Eine weitere Langzeitprognose für die nächsten 25 Jahre ab Tragwerksherstellung bis 2033, ergab ein Setzungsmaximum von fast 10 cm und die Warnung, dass nach ca. 20 Jahren, also 2028, der zulässige Setzungsunterschied von ± 20 mm an einer Stütze wahrscheinlich überschritten werden wird. Die fünfjährige Gewährleistungsfrist endet übrigens Ende 2017. Das Resümee des Verfassers dieses Beitrags zu diesem letzten Fallbeispiel lautete:
Die Flächengründung dieser Dreifeldbrücke auf einer Baugrundverbesserung mittels IMPULS-Verdichtung in den weichen Aubodenschichten aus schluffigen Fein- und Mittelsanden hat sich bei dieser Brückenfundierung nicht bewährt.

## 4 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen

Welche Schlussfolgerungen und Lehren können aus diesem Dutzend von Fallbeispielen setzungsbedingter Probleme und Schadensfälle aus verschiedenen Gegenden Österreichs (siehe Übersichtskarte in Bild 4.1) gezogen werden?

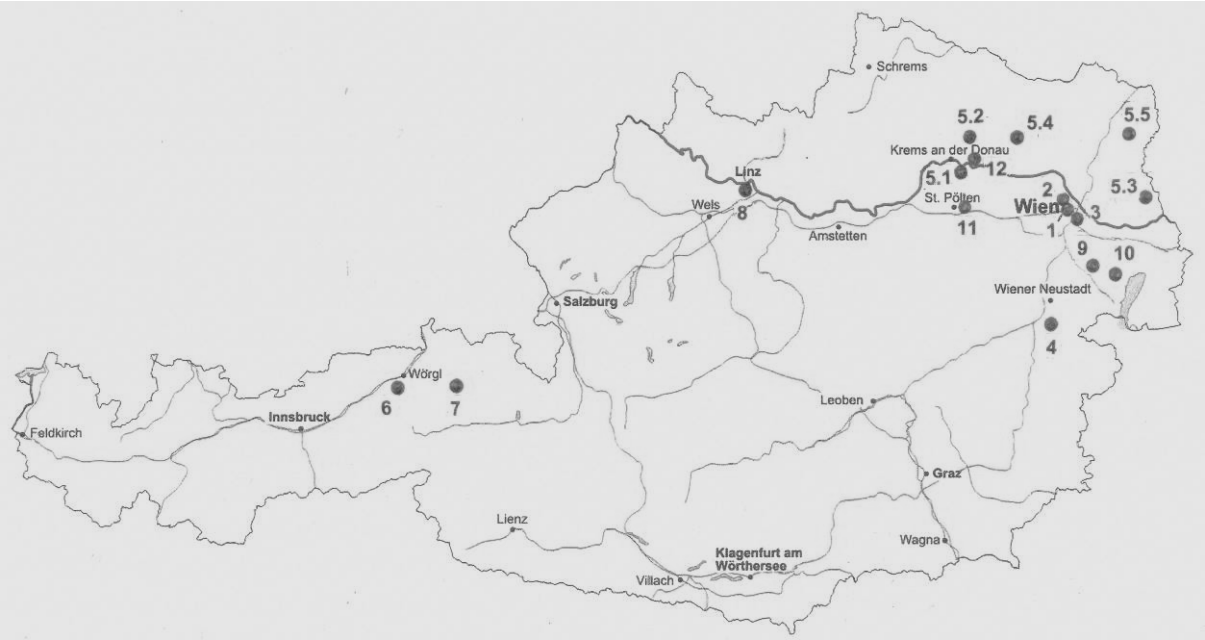



**Bild 4.1:** Die Übersichtskarte von Österreich der Standorte sämtlicher zwölf Fallbeispiele [Quelle: Eigene Unterlagen M. FROSS]

Hinsichtlich der Ursachen für das Auftreten von Setzungsproblemen und Setzungsschäden ist zusammenfassend festzustellen, dass bei alten und auch historisch wertvollen Gebäuden häufig entweder konstruktive Fehler im Fundamentbereich, Alterungsprozesse von Baustoffen oder Veränderungen im Baugrund, zumeist in Form stärkerer Wassergehaltsänderungen in fein- oder gemischtkörnigen Bodenschichten verantwortlich sind, dass vor Jahrzehnten, in der Zeit des Baubooms, häufig noch mangelhafte oder gänzlich fehlende Baugrunderkundungen und Baugrunduntersuchungen sowie fehlende oder nicht gut geeignete geotechnische Vorarbeiten verantwortlich waren.

Mit weiteren Beispielen sollte gezeigt werden, dass es aber auch bei mehr oder weniger ordnungsgemäßen geotechnischen Vorarbeiten zu Setzungsproblemen kommen kann, ent-

weder durch Ausführungsfehler, Missachtung von Vorgaben hinsichtlich Bauwerksnutzung oder infolge Anwendung nicht gleichwertiger, alternativer Fundierungslösungen.
Man sollte niemals auf eine Baugrunderkundung und Baugrunduntersuchung mit den für den jeweiligen Fall am besten geeigneten Methoden verzichten, was jedem Geotechniker als Selbstverständlichkeit erscheinen mag, aber in der Praxis auch heute noch häufig negiert wird, vor allem von privaten Bauwerbern oder privaten Investoren.
Die Sanierungskosten zur Behebung von Bauwerksschäden auf Grund geotechnischer Ursachen sind zumeist wesentlich höher als die sogenannten „Sowieso-Kosten“ einer von vornherein richtigen Fundierung, z.B. einer Tiefgründung.
Manche Schadensfälle durch große Bauwerkssetzungen treten aber unerwartet auf, lassen sich also nicht immer vorhersagen, geschweige denn vorausberechnen.
Geotechnische Schadensfälle zufolge von Bauwerkssetzungen sind „Individuen“, kaum ein Fall gleicht einem anderen und es gibt eigentlich keine allgemein gültigen Grenzwerte für zulässige Setzungen und Setzungsunterschiede und daher auf die im Titel dieses Beitrages gestellte Frage auch keine eindeutige Antwort.
Fallbeispiele von geotechnischen Schadensfällen sind nach Ansicht des Verfassers dieses Beitrags äußerst wichtig für das Verständnis der oft sehr komplexen Zusammenhänge in der Geotechnik, ganz besonders im Fall von Setzungsproblemen und Setzungsschäden.

TERZAGHI hatte die Bedeutung des Zusammenwirkens von Forschung und Praxis in der Geotechnik schon vor fast siebzig Jahren erkannt und betont, als er 1948 in einem Beitrag schrieb: „Well documented case histories should be given as much weight as ten ingenious theories!“ [Quelle: Géotechnique Nr. 1, 1948].

## 5 Literatur


BOHM, H. & STJERNGREN, U.: Combatting Subsidence of the old Town of Stockholm, Swedish Council for Building Research, Stockholm 1981

BRANDL, H.: Studienunterlagen zur Lehrveranstaltung Grundbau und Bodenmechanik an der Technischen Universität Wien von 1981 bis 2007

FROSS, M.: Lössartige Böden im Raume Wien und ihre bautechnische Bedeutung, Proceedings der 6. Donau-Europäischen Konferenz in Varna/Bulgarien im September 1980

FROSS, M.: Unterfangungen mit Kleinbohrpfählen, Erfahrungen von 1971 bis 1981, Proceedings der 10. Grundbautagung in Brno/ ČSSR mit internationaler Beteiligung, Oktober 1982

FROSS, M.: Baupraktische Erfahrungen mit Unterfangungen nach dem HDBV-Verfahren, Beiträge zur 17. Grundbautagung in Brno/ČSSR mit internationaler Beteiligung, Oktober 1989

FROSS, M.: Setzungsschäden an historischen Gebäuden, Notwendigkeit und Problematik von Fundamentsanierungen, Beiträge zum 13. Christian Veder-Kolloquium an der TU Graz, April 1998

FROSS, M.: Analyse und Sanierung von Schadensfällen aus der Sicht des geotechnischen Gutachters, Beispiele aus 3 Jahrzehnten, Vortrag bei der VÖBU-Fortbildungsveranstaltung „Schäden im Grundbau“ in Salzburg am 29.04.2004

FROSS, M: Thirtyfive years of applications of micropiles in Austria, Vortrag beim 7th International Workshop on Micropiles (7thIWM), 03. bis 06.05.2006 in Schrobenhausen/Deutschland

FROSS, M.: The extension of S33 Kremser Schnellstraße as part of the “Regional Highway Ring“ around Vienna – Special geotechnical works in the south and in the north of the new Danube River Bridge Traismauer (Lower Austria), Proceedings der 15. Donau-Europäischen Konferenz

für Geotechnik (50 Jahr-Jubiläumskonferenz), 9. bis 11.09.2014 an der TU Wien (Vortrag am 10.09.2014 in englischer Sprache).

FROSS, M.: Über Bauwerkssetzungen, über ihre Ursachen, ihre Folgen, ihre Messung, über die Problematik ihrer Vorhersage und über die Behebung von Setzungsschäden, 392 Seiten, 575 Bilder und 6 Tabellen, herausgegeben im Eigenverlag der VÖBU – Vereinigung österreichischer Bohr-, Brunnenbau- und Spezialtiefbauunternehmungen, Wien, 2015

KEZDI, A.: Handbuch der Bodenmechanik, Band 1: Bodenphysik und Band 3: Bodenmechanisches Versuchswesen, Akadémiai Kiadó, Budapest 1969 und 1973

KLEINER, S.: Grundrisse des Prunksaales der Wiener Hofbibliothek, Wien, 1737

ÖNORM B 4400 ff, die Reihe der nationalen, österreichischen Geotechnik-Normen, 1973 bis dato, insbesondere

ÖNORM B 4420:1989-01-01 „Erd- und Grundbau, Untersuchung von Bodenproben, Grundsätze für die Durchführung und Auswertung von Kompressionsversuchen“,

ÖNORM B 4431-1:1983-09-01: „Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrunds – Setzungsberechnungen“ und

ÖNORM B 4431-2:1986-03-01: „Erd- und Grundbau – Zulässige Belastungen des Baugrunds – Setzungsbeobachtungen“

ÖNORM EN 1997-1:2013 „EUROCODE 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“, Teil 1: Allgemeine Regeln, Anhang H

SCHULTZE, E. & MUHS, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag, Berlin/ Göttingen/Heidelberg, 2. Auflage 1967

TEICHL, R.: Die Rettung des Prunksaales der Wiener Hofbibliothek durch Nicolas von PACASSI (ohne Jahreszahl)

TERZAGHI, K. & PECK, R. B.: Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/ Heidelberg, 1961

VAN IMPE, W.: The Leaning Tower of Pisa – Geotechnical considerations and remedial works, „Vienna Terzaghi Lecture“ im Rahmen der 2. Österreichischen Geotechnik-Tagung im ÖIAV in Wien, 22. und 23.02.1999, sowie ÖIAZ – Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 144. Jahrgang, Heft 2/1999, S. 42 bis 65.

# Was sind und zu welchem Ende führen wir in der Geotechnik Berechnungen durch?

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. D. Kolymbas
Universität Innsbruck

Es wird auf die Grundlagen der Berechenbarkeit eingegangen (wieso können wir überhaupt Berechnungen in der Geotechnik anstellen?) sowie auf die Frage, ob wir wirklich alles berechnen können und sollen. Ferner wird untersucht, inwiefern wir die Treffsicherheit unserer Berechnungen erfassen können, was sind die noch offenen Fragen, was kann/soll die Forschung noch leisten und was sollten wir noch auf diesem Gebiet anstreben?

## 1 Berechnungen im Bauingenieurwesen

Berechnungen sind eines der Produkte von Bauingenieuren. Als Schüler war ich sehr beeindruckt von einem Bauingenieur, der mir stolz erklärte, dass er einen Ordner mit Berechnungen für ein Wohnhaus gefüllt hatte. Das war nicht immer so. Die Cheops-Pyramide, der Parthenon und die Karlsbrücke in Prag wurden ohne Berechnungen gebaut.Es herrscht die Meinung vor, dass wenn eine Konstruktion 'berechnet' ist, dann wird sie halten. Dahinter steht der kartesische Glaube an eine berechenbare Welt.
Gewiss, für linear elastische Konstruktionen sind die Berechnungen genau. Ihre Ergebnisse werden nicht angezweifelt, sie werden auch selten überprüft, denn sie müssen gelten. Das Problem ist eindeutig, und daher ist seine Lösung nicht anzuzweifeln.

## 2 Berechnungen in der Lehre

Berechnungen haben einen ausgesprochen propädeutischen Charakter. Bodenmechanik und zum großen Teil auch Grundbau werden im Wesentlichen durch Berechnungen gelehrt. In vielen Universitäten (nicht in Innsbruck) besteht die Prüfung ausschließlich in der Durchführung von Berechnungen. Man soll z.B. eine Spundwand anhand des auf sie wirkenden Erddrucks dimensionieren. Dass für die Wahl des Spundwandprofils meist die Rammbarkeit entscheidend ist, wird oft übersehen.

Der besondere Stellenwert der Berechnungen in der Lehre ist nicht anzuprangern, stellen diese doch ein rationales Durchdringen des beobachteten physikalischen Effektes dar. Der nächst höhere Grad der mentalen Beherrschung ist die Intuition, die aber nur durch langjährige Erfahrung und jedenfalls nicht im Studium vermittelt werden kann.

## 3 Grundlagen der Berechenbarkeit

Um die Bahn eines Geschosses oder eines Planeten zu berechnen, benutzt man geometrische Begriffe, die recht evident sind. Wie ist es aber, wenn wir die Verformung oder die Festigkeit eines festen Stoffes erfassen wollen? – Wir müssen seine kleinsten Bestandteile betrachten, um herauszufinden, ”was diesen Stoff im Innersten zusammenhält”. Diese Betrachtung des Kleinen erfolgt radikal, indem man einen sog. Grenzübergang zum unendlich Kleinen macht. Man nimmt dabei an, dass der betrachtete Stoff ein Kontinuum ist. Seine Bestandteile sind also Punkte, und an diese werden Begriffe wie Spannungen und Dehnungen geknüpft.

Eine wesentliche (und meist stillschweigende) Annahme ist, dass die Spannung an einem Punkt nur von der Dehnung an eben diesem Punkt und von ihrer Geschichte abhängt. Dies ist die Annahme des sog. einfachen Stoffs, und daraum beruht das ganze Prozedere in der Bodenmechanik: Man entnimmt Proben aus dem Untergrund, führt Versuche und mit ihren Ergebnissen Berechnungen durch.

Übrigens, es gibt Versuche, beide Annahmen fallen zu lassen: Im Rahmen der Kontinuumsmechanik werden auch nicht-einfache Stoffe (wie z.B. COSSERAT-Stoffe) betrachtet, und man geht auch dazu über, den Boden nicht als Kontinuum, sondern als eine Ansammlung von einzelnen Körnern zu betrachten. Diese Untersuchungen stellen aber nur Experimente dar, sie haben keine Anwendung in den gängigen Berechnungen gefunden.

## 4 Das Wesen unserer Berechnungen

Man verwendet Gleichungen, die die Erhaltung von Masse, Energie und Impuls, also Bilanzen ausdrücken. Solche Gegenüberstellungen von Aktiva und Passiva stimmen bis auf den letzten Cent, sind also exakt. Sie reichen aber nicht aus (bzw. nur für sog. statisch bestimmte Systeme).

Man braucht also weitere Gleichungen, die das Verhalten des betrachteten Stoffes ausdrücken und die weniger exakt sind. Man kann das anhand eines volkswirtschaftlichen Beispiels verstehen. Man versucht, das Verhalten der Konsumenten vorauszusagen in der Frage: Wie ändern sich die Steuereinnahmen, wenn man die Benzinsteuer um 1% erhöht? Das lässt sich nicht ohne Weiteres beantworten, denn eine Steuererhöhung verringert die Menge des gekauften Benzins. (Um wie viel?) In der Geotechnik handelt es sich um Gleichungen, die das Verhalten des Bodens beschreiben, man nennt sie Stoffgesetze.

Stoffgesetze, Bilanzgleichungen und Randbedingungen ergeben ein System von Gleichungen, deren exakte Lösung sehr selten gefunden werden kann. Meist macht man Ansätze für die vermutete Bewegung. Zum Beispiel betrachtet man sog. Bruchmechanismen, die in etwa die Kinematik beim Versagen beschreiben. Diese Ansätze haben freie Parameter, die durch die o.g. Gleichungen bestimmt werden. Das ist z.B. das Wesen der sog. Finite- Element-Berechnungen. Man führt schlussendlich das Problem auf ein lineares Gleichungssystem zurück. Und die Computer können eigentlich nichts anderes, als lineare Gleichungssysteme lösen. Es ergeben sich so Systeme mit bis zu einigen Tausend Unbekannten. In der Anfangszeit der FEM war die – damals – beschränkte Leistung der Computer das

Hauptproblem, die FEM war lediglich eine Übung im Herumschieben der Daten durch die wenigen Speicherplätze. Die Frage nach dem passenden Stoffgesetz war damals völlig untergeordnet, sie wurde gar nicht erwähnt. Es wurde halt irgendein Stoffgesetz verwendet, im Zweifelsfall das linear-elastische Stoffgesetz. Daraus ist die 'Tradition' erwachsen, auf das jeweils verwendete Stoffgesetz gar nicht einzugehen. In der Bodenmechanik ist man aber doch dahinter gekommen, dass jetzt, wo die Leistungsfähigkeit der Computer kein Problem mehr ist, das Wichtigste ist, ein realistisches Stoffgesetz zu verwenden.

Da nun Stoffgesetze Verhaltensgleichungen sind, können sie keinen absoluten Wahrheitsanspruch haben. Sie gelten nur näherungsweise. Es gibt gute und schlechte Stoffgesetze, und auch die guten Stoffgesetze können weiterhin verbessert werden. Ein Stoffgesetz für Boden muss eine riesige Palette von Ansprüchen erfüllen. Es muss dichten und lockeren Boden bei verschiedenen Druckniveaus und bei vielfältigen Deformationen beschreiben unter Berücksichtigung seiner Scherfestigkeit, Dilatanz und Hysterese. Die vielen dafür vorgeschlagenen Stoffgesetze sind extrem komplex und kaum durchschaubar. Sie werden daher gerne als sog. black box verwendet, meist sind sie in einem Programmpacket implementiert, und der Benutzer glaubt bzw. hofft, sich nicht den Kopf darüber zerbrechen zu müssen.

## 5 Berechnungen in der Geotechnik

Bauingenieure lieben so sehr Berechnungen, dass selbst Terzaghi, der Vater der Bodenmechanik, von der Illusion sprach, dass alles berechnet werden soll und kann:

> *. . . the illusion that everything connected with engineering should and can be computed.*

Betrachten wir zum Beispiel den Nachweis der Sicherheit gegen Geländebruch. Es werden dabei Gleitkreise untersucht. Die mobilisierbare Reibung entlang der Gleitfuge hängt von der (unbekannten!) Verteilung der Normalspannung ab. Das Problem ist hochgradig statisch unbestimmt, und man versucht, ihm durch viele Komplikationen beizukommen. Die naivste davon ist, möglichst viele Lamellen zu betrachten. Es existiert ein Glaube an Belohnung: Je komplizierter eine Berechnung ist, umso genauer bzw. vertrauenswürdiger seien ihre Ergebnisse.

Werden unsere Berechnungsmethoden hinterfragt? Oder kommt es auf ihre Ergebnisse nicht an? Wann wurde z.B. die Erddrucktheorie von Coulomb oder die Grundbruchformel validiert? Die Bauindustrie scheint nicht nach besseren Berechnungen zu schreien, sie hat viele andere Probleme. Kurzum, in der Geotechnik sind die Berechnungen nicht von zentraler Bedeutung wie z.B. in der Raumfahrt. Oder besser gesagt, wir haben gelernt, mit der Ungenauigkeit unserer Berechnungsergebnisse zu leben. Genauso, wie wir es gelernt haben, mit dem wenig vorhersagbaren Wetter zu leben, auch wenn die Meteorologie die größten Computer für seine Vorhersage heranzieht.

Tunnelbau wurde lange ohne Berechnungen (dafür aber mit der blumigen Sprache des Bergbaus) betrieben, bis sich aus Deutschland die Einstellung durchsetzte, alles zu berechnen. FEM-Ergebnisse haben aber in diesem Bereich oft nur dekorativen Charakter.

Die Frage ist berechtigt: Welchen Bezug haben unsere Berechnungen zur Realität? Ist die unbekannte Inhomogenität des Bodens ein Hinderungsgrund für Berechnungen? – Wohl kaum, denn sie lässt sich durch Mittelwertbildung erfassen. Wie ist es aber bei den Berechnungen für Fels? Dort sind nämlich – spitz ausgedrückt – Berechnungen nur für Fälle möglich, wo man sie nicht braucht, also bei sehr kompetentem Fels, bei welchem man getrost elastisches Verhalten zugrunde legen kann. Hingegen kann man aus zersetztem oder stark geschiefertem Fels kaum Proben entnehmen, um irgendwelche Theorien zu kalibrieren und anzuwenden.

Das Bruchkriterium von HOEK und BROWN, das viele als gottgegebene Wahrheit für klüftigen Fels erachten, ist nichts als eine wenig begründete (und eigentlich kaum begründbare) Hypothese. Meine Träume hinsichtlich einer rationalen Felsmechanik haben sich zerschlagen, und ich fürchte, dass man die Mechanik beim Fels leider kaum anwenden kann. Man wird eher von Felskunde als von Felsmechanik sprechen müssen, und die heutige Entwicklung, welche mit empirischen Begriffen wie RQD, GSI usw. operiert und kaum mit Mechanik auszukommen versucht, spricht eher dafür.

## 6 Validierungen

Die Arbeitsgruppe ”Numerische Methoden in der Geotechnik” der DGGT [1] hat eine interessante Untersuchung durchgeführt: Ein Tunnel mit vorgeschriebenem Querschnitt und Randbedingungen, *vorgeschriebenem Soffgesetz und vorgeschriebenen Materialkonstanten* wurde von verschiedenen Teilnehmern berechnet. Während die Oberflächensetzungen keine nennenswerten Streuungen zeigten, schwankten die Normalkraft und die Biegemomente im Ausbau bis zu 300%!

Für eine Stützwand bei Hochstetten wurden Geotechniker eingeladen, die Verteilung von Erddruck, Biegemoment und Verschiebung aufgrund von Versuchsergebnissen vorauszusagen [2]. Die Schwankung der Voraussagen (Abb.1) ist enorm. Hat sich dieser Zustand nach den frühen 90er-Jahren (etwa durch Forschung) gebessert?

Ein ähnlicher Großversuch wurde kürzlich in Australien durchgeführt.[3] Die stark streuenden Prediktionen des Kraft-Verschiebungsverhaltens eines Einzelfundamentes im Ton werden demnächst in COMGEO veröffentlicht.

Warum gibt es solch einen Unterschied in der Genauigkeit bei Berechnungen der Bahnen von Raumschiffen oder Geschossen und der Verteilung des Erddruckes? – Abgesehen von der Streuung seiner Eigenschaften ist eben das mechanische Verhalten des Bodens höchst kompliziert, die Schwierigkeiten bei seiner Beschreibung wurden zu Recht mit denen bei der Erklärung des Big Bangs verglichen.

## 7 Messungen

Leute, die Theorien und Berechnungen misstrauen, stellen das Primat der Erfahrung (Empirie) heraus. Können uns aber Experimente die Wahrheit über das Verhalten des Bodens

offenbaren?– Nein, es zeigt sich, dass man ohne eine theoretische Vorstellung Experimente gar nicht interpretieren kann.

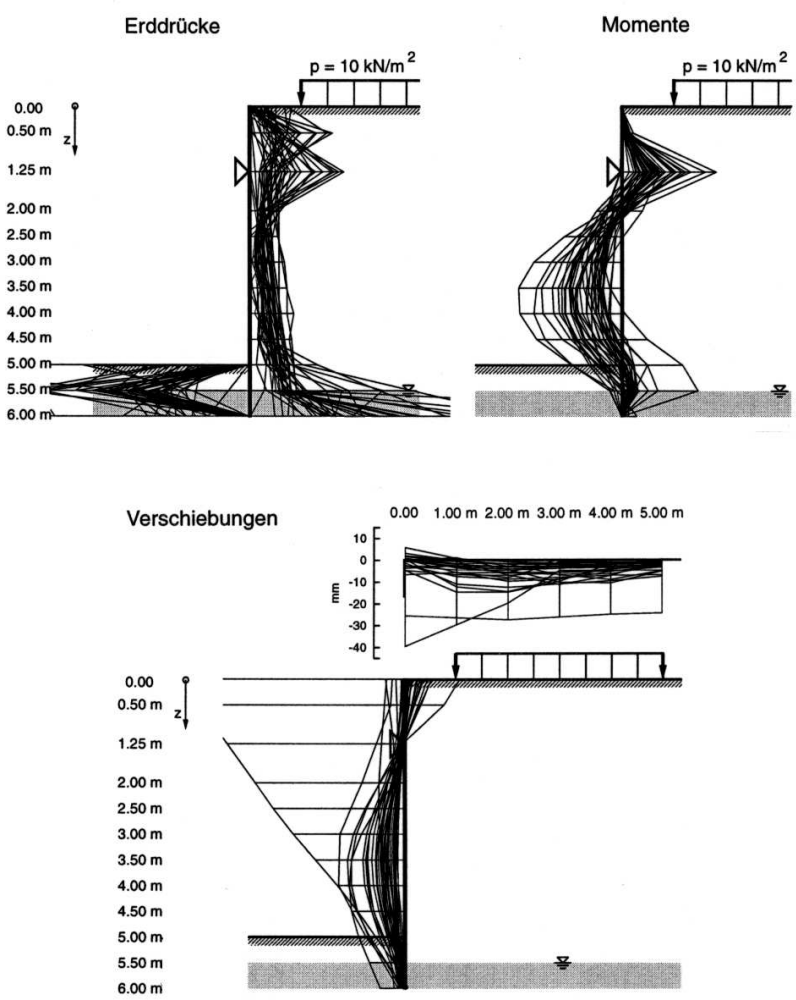



Abbildung 1: Voraussagen für Hochstetten

R. GLOSSOP sagte in seiner Rankine lecture (1968): ”If you do not know what you should be looking for in a site investigation, you are not likely to find much of value.” Dasselbe gilt für Versuche, die ohne eine vorangehende theoretische Frage durchgeführt werden. Darüber hinaus ist die Streuung von Versuchsergebnissen enorm. Leider gibt es viel zu wenige Ringversuche in der Bodenmechanik, ich weiß aber von einem Ringversuch mit Schluff, dessen Reibungswinkel mit Rahmenscherversuchen in verschiedenen Labors bestimmt wurde und eine Schwankung von ca. 10˚ aufwies. Nicht so schlimm, aber auch nicht beruhigend waren die Ergebnisse eines rezenteren Ringversuches, der von der TU Dresden koordiniert wurde. Ein wichtiges Ergebnis von Berechnungen sind Druckverteilungen, etwa an Fundamentplatten. Interessanterweise können wir Druckverteilungen kaum messen!

Die sog. Beobachtungsmethode soll dort helfen, wo man keine genauen Berechnungsergebnisse erwarten darf. Trotz eines weit verbreiteten Missverständnisses kommt aber die Beobachtungsmethode ohne Berechnungen nicht aus.

## 8 Operieren wir mit sinnvollen Größen?

Die Sicherheit (wie auch der Bettungsmodul) sind keine physikalischen Größen. Ein Balken hat ein Gewicht, eine Temperatur, eine Geschwindigkeit, aber keine Sicherheit. Die Aussage ”Dieser Balken hat die Sicherheit X” ist keine wissenschaftliche Aussage, denn sie kann nicht überprüft bzw. (nach POPPER) falsifiziert werden. Es gibt auch keine Möglichkeit, die Sicherheit zu messen (ohne den Balken kaputt zu machen).

MAX PLANCK sagte, dass alles, was nicht messbar ist, nicht existiert. Und, was nicht existiert, das ist ein Phantom. Es wäre auch nicht das erste Mal, dass sich Menschen mit etwas befassen, das nicht existiert. Dieses Phänomen hat die Philosophen stark beschäftigt, sodass ein ganzer Zweig der Philosophie, die Ontologie, entstanden ist. PARMENIDES schrieb:

> *Das Nicht-Seiende kannst du weder erkennen noch beschreiben.*
> *…*
> *Die das Nicht-Seiende und das Seiende als dasselbe erachten, werden von Verwirrung geplagt, sie sind blind, taub und unvernünftig.*

Also kann aus dem Nachjagen eines Phantoms große Konfusion entstehen

## 9 Sicherheit als Wahrscheinlichkeit

Als es darum ging, die europäischen Normen und insbesondere die einzelnen Auffassungen zu Sicherheit zu harmonisieren, ist man dahinter gekommen, dass die gemeinhin definierte Sicherheit keine physikalische Größe ist und dass der einzige objektive Begriff dafür die Versagenswahrscheinlichkeit ist. Das Drama ist aber nun, dass auch die Versagenswahrscheinlichkeit nicht objektiv angegeben werden kann, sondern allenfalls mit einer Wahrscheinlichkeit geschätzt werden kann. *Ist dies reell möglich?*

Lange ging das Gercht um, dass die NASA aus der Versagenswahrscheinlichkeit jeder einzelnen Schraube die Versagenswahrscheinlichkeit eines Raumfluges berechnen könnte. Anlässlich der Challenger-Katastrophe am 28.1.1986 fand aber der Nobelpreisträger RICHARD FEYNMAN heraus, dass dies keineswegs der Fall war.[4]
Auch in der Geotechnik hat man einsehen müssen, dass eine wahrscheinlichkeitstheoretische Sicherheitsdefinition nicht möglich ist.

Abbildung 2: R. Feynman

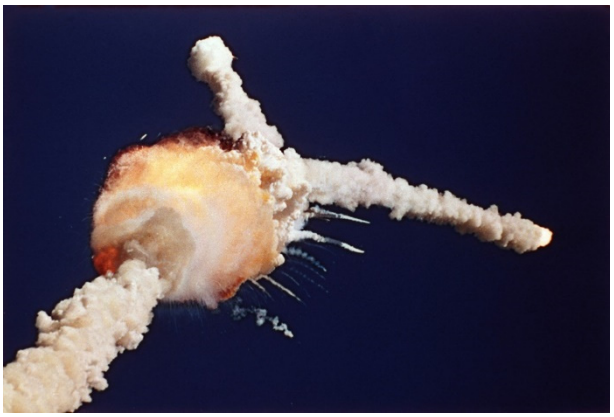


Abbildung 3: Challenger Katastrophe

Mit dem Phantom der Sicherheit hat man in der Geotechnik zunächst ganz gut gelebt, solange man sich in der wohlbehüteten Welt eines Binnenmarktes befand, wo anerkannte Autoritäten den Ton vorgaben, wie mit diesem Phantom umzugehen sei. Ganz ähnlich wie mit einer Religion, mit der man ganz gemütlich leben kann, solange man nicht in Kontakt mit fremden Völkern kommt, die andere Götter haben. Dann aber kam der Kontakt mit anderen Völkern, die Unschuld ward verloren, und man wusste nicht mehr, wie man mit den Phantomen umzugehen hat. Da hat man beschlossen, die einzelnen Phantome zu ”harmonisieren”. Dabei gehört ”Harmonisierung” zu den Wörtern, die eine so positive Konnotation haben, dass man es nicht wagt, irgendeinen Einwand zu erheben oder zu hinterfragen, was im Einzelfall genau gemeint ist. Auch andere Wörter wie z.B. ”Kooperation”, ”biologisch”, ”ökologisch” klingen so positiv, dass man sie nicht hinterfragen darf. Stellen Sie sich nun vor, was für eine Harmonisierung herauskommen würde, wenn die UNO beschließen würde, alle Religionen der Welt zu harmonisieren!

## 10 Bringschuld der Forschung

Meinen Sie, dass sich die Forschung bemüht, solche Lücken, wie sie das Projekt Hochstetten offenbarte, zu schließen? – Nein, getrieben durch den Zwang, in immer modernere Gefilde vorzustoßen, befasst sie sich heute mit Themen wie:

*Magnetohydrochemomechanische Kopplung von Multiscale-Effekten in Multiphysics.*

Eigentlich liegt die Schuld in der verfehlten Forschungsförderung, die die Forscher in einen Wettbewerbsrausch stürzt. Dies führt zu Polyphonie, Kakophonie, Geräusch, Taubheit.
Die Forschung soll helfen, Widersprüche zu überwinden, die wir gewohnt sind hinzunehmen, und dies auch unseren Studenten weiterzugeben:

- Zeitabhängige Phänomene wie Altern, Kriechen und Relaxation sind uns bekannt, aber richtig umgehen können wir damit noch nicht. Bei Anker- und Pfahlprüfungen und auch bei Laborversuchen registrieren wir Kriechen bei fast jeder Laststufe, was mit dem Konzept einer eindeutigen Kraft-Verschiebungskurve gar nicht passt. Man behilft sich mit irgendwelchen Regelungen, die das Problem eigentlich unter den Teppich kehren.

- Während sich in der Bodenmechanik almählich durchsetzt, den Boden als ein anelastisches Material zu betrachten, arbeiten die Bodendynamiker erfolgreich mit der linearen Elastizitätstheorie. Es klafft ein Graben zwischen diesen Anschauungen, der meist unbeachtet bleibt. Gewiss, neuere Stoffgesetze versuchen, den Bereich kleiner Dehnungen mit der Elastizitätstheorie abzudecken. Sie sind aber recht unhandlich und unübersichtlich, so dass sie nur von wenigen Spezialisten angewandt werden können. Zudem sind sie noch unvollständig.

## 11 Plastizitätstheorie als Bürde

Leider wird die Plastizitätstheorie von vielen als der einzige mathematische Rahmen zur Erfassung des irreversiblen mechanischen Verhaltens von Boden angesehen. So z.B. von den Protagonisten der Cam Clay Theorie, welche als erste versuchten, das mechanische Verhal-

ten von Boden mathematisch zu erfassen. Die Plastizitätstheorie wurde zunächst für Metalle entworfen, ihre Anwendung auf Böden wurde als selbstverständlich bzw. zwingend erachtet, was aber keineswegs der Fall ist. Die Instrumente der Plastizitätstheorie (i.W. Fließflächen im Spannungsraum) erweisen sich eher als eine Bürde sowohl für das Verständnis und die Fortsetzung der Forschung als auch für die numerische Implementation. Sie prägen das Denken dermaßen, dass die Wissenschaftler nur in den Kategorien von Fließflächen, etwa bei der Interpretation von Versuchen, denken. Dadurch verlieren sie sich immer mehr in ihrem Dickicht. Die Prägung durch die Plastizitätstheorie ist schier unglaublich: Allein schon wenn man das Wort ”Reibungswinkel” ausspricht, bekennt man sich zur Plastizitätstheorie mit Fließfläche nach MOHR-COULOMB! An neuere Vorschläge, wie Hypoplastizität und Barodesie, wagen sich nur wenige heran, die den Mut aufbringen, den mainstream zu verlassen. Die meisten geben sich mit der Plastizitätstheorie zufrieden, der Fortschritt lebt aber von denjenigen, die mit dem Erreichten unzufrieden sind.

## 12 Boden als gnädiges Material

Es mag verwundern, warum es angesichts von streuenden Berechnungen und der Verwirrung durch die Normen nicht zu mehr Schadensfällen in der Geotechnik kommt. Der Grund dafür liegt einerseits in der üblichen Überdimensionierung. Andererseits aber in der Güte des Bodens, der ein Nachgeben einer ihn stützenden Konstruktion meist verzeiht. Das liegt daran, dass der Erddruck (im Gegensatz zum Wasserdruck) verschiebungsabhängig ist: Bei Nachgeben der Stützwand wird der Erddruck reduziert. Das hat etwas mit Mobilisierung von Schubspannungen und mit Gewölbewirkung zu tun und wird in der Geotechnik teils bewusst, teils unbewusst ausgenutzt. Auf jeden Fall liegen ähnliche Verhältnisse vor, wie sie von asiatischen Kampfsportarten ausgenutzt werden: Nachgeben baut Druck ab.

Als Gegensatz zum Erddruck habe ich bereits den Wasserdruck genannt. Dieser ist verschiebungsunabhängig, daher leicht zu berechnen, aber dementsprechend auch unnachsichtig. Ist die Wechselwirkung des Bodens mit einer Stützwand von Prinzipien des Verzeihens und der Güte geprägt, so ist der Boden bei einer Wechselwirkung mit Wasser der klar Unterlegene. Das Wasser nützt gnadenlos jedes Nachgeben aus und erweist sich somit als der ärgste Feind des Bodens. Die Überlegenheit des Wassers ist allgemein bekannt. So schreibt etwa LAO-TSE:

> *Nichts auf der Welt*
> *ist so weich und nachgiebig wie das Wasser.*
> *Und doch bezwingt es das Harte und Starke.*

Die meisten Schäden in der Geotechnik sind tatsächlich auf die Einwirkung des Wassers zurückzuführen.

## 13 Berechnungen sind doch nützlich

Eine Berechnung ist oft ein Beleg dafür, dass man über etwas nachgedacht hat.
Es kommt nicht (nur) auf das Resultat an, sondern (vielmehr) auf die Erkundung von Beziehungen und Abhängigkeiten. Geotechnik hat auch hierin eine Ähnlichkeit zur Medizin. Der

Arzt macht Aussagen wie ”Wenn der Patient dieses Medikament einnimmt, dann wird er in einigen Tagen gesund werden”, ohne den Zeitpunkt der Genesung genau vorherzusagen. (Weitere Ähnlichkeiten sind zu finden in den verschiedenen Methoden der Erkundung eines schwer zugänglichen Körpers.) In dem Maße, wie die in der Geotechnik relevanten Größen durch Gleichungen verknüpft sind, sind Berechnungen die einzige Methode, ihre Beziehung zueinander aufzudecken.

## 14 Anforderungen an Berechnungen

- Klarheit (vgl. Entwicklungen mit Normen)
- Nachvollziehbarkeit
- Sinnhaftigkeit
- Einfachheit

Unglaubwürdige Berechnungen diskreditieren unseren Beruf und fördern das Misstrauen zwischen Theorie und Praxis. Und dies ist Gift für die Weiterentwicklung unseres Fachs.

## 15 Fazit

Es mag verwundern, dass ich als Stoffgesetzentwickler so viele Einwände gegen Berechnungen hege. Was ich aber will, ist, der Aufforderung von Sokrates nachzukommen, nämlich

> *zu unterscheiden zwischen dem, was man versteht, und dem, was man nicht versteht.*

Man muss danach trachten, Effekte und Prozesse zu verstehen, den Kreis des Verstehens zu erweitern. Geotechnik (oder, ich will lieber beim alten Wort ”Bodenmechanik” bleiben) ist vielleicht das spannendste Fach im Bauingenieurwesen oder gar der Physik (”Sand ist so kompliziert wie der Big Bang”). Sie hat mit einem faszinierenden Stoff, den Boden, zu tun und hat bereits bewundernswerte Methoden entwickelt. Aber wir sind noch nicht am Ziel. Zwar kommt die Praxis mit den vorhandenen, recht unvollständigen Methoden aus. Der Preis sind hohe (und zum großen Teil recht unbekannte) Sicherheitsmargen. Lehnen wir uns damit zurück und betrachten das Erreichte als zufriedenstellend, so verpassen wir die Chance, die begonnene Arbeit zu ihrem schönen und verdienten Ziel zu führen. Diesem Zweck soll auch meine o.a. Kritik dienen.

## 16 Literatur


[1] H.F. Schweiger, Results from two geotechnical benchmark problems. Proc. 4th Europ. Conf. Num. Methods in Geotechnical Engineering, A. Cividini (ed.), Springer 1998, 645-654

[2] P.A. von Wolffersdorff, Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchser- gebnisse und Prognosen, Geotechnik 17/2 1994, 73-83

[3] Shallow foundation load-settlement prediction exercise, http://cgse.edu.au/sfpe2016

[4] R.P. Feynman, ”Kümmert Sie, was andere Leute denken?” Piper 2001.

# Zur Anwendung geogitter-bewehrter Tragschichten in verformungsarmen Konstruktionsschichten des Verkehrswegebaus

Dr.-Ing. Lars Vollmert, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer, Technische Universität Clausthal
Prof. em Dr.-Ing. Dr. h. c. Herbert Klapperich, Technische Universität Bergakademie Freiberg

*Ungebundene Tragschichten unterliegen hohen zyklisch-dynamischen Beanspruchungen aus Verkehrslasten. Da sie keine Zugkräfte aufnehmen können, werden sie ggf. mit Geogittern bewehrt. Zur Klärung des Einflusses der Bewehrung wurden Feldmessungen, systematische Groß- sowie zyklische Triaxialversuche durchgeführt. Die zyklischen Triaxialversuche zeigen unter den identifizierten Spannungs- und Verformungsbedingungen, dass die Bewehrung die im Entlastungsast auftretenden plastischen Verformungen um mehr als 30 % reduziert und damit die Gebrauchstauglichkeit maßgeblich beeinflusst, auch wenn die dabei in der Bewehrung nachweisbaren Verformungen sehr klein bleiben.*

## 1 Einleitung

Im Straßen- und Bahnbau bilden ungebundene Tragschichten des Oberbaus einen wesentlichen Bestandteil der Gesamtkonstruktion. Sie unterliegen hohen zyklisch-dynamischen Beanspruchungen aus Verkehrslasten. Die resultierenden Schub- und Biegebeanspruchungen sind in beiden Anwendungsfällen ähnlich. Da ungebundene Tragschichten keine Zugkräfte aufnehmen können, werden diese je nach Anwendungsfall lagenweise mit dehnsteifen Bewehrungseinlagen, sogenannten Geogittern, bewehrt.

Der Einfluss einer Bewehrungseinlage und damit die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit bei kleinen Verformungen tritt spannungs- und verformungsabhängig unterschiedlich ausgeprägt auf. Die Eigenschaften der Bewehrungseinlage, wie das Zugkraft-Dehnungs-Verhalten und die Produktstruktur, üben zwangsläufig einen Einfluss auf das Zusammenspiel aus.

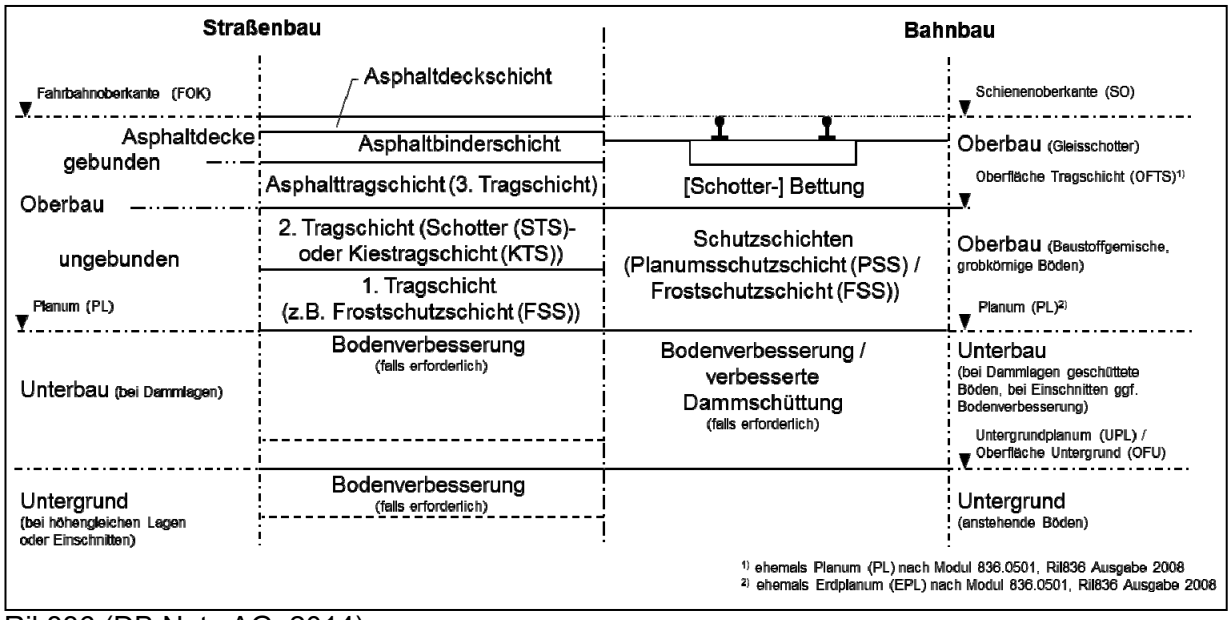
Es wird vermutet, dass die unabhängig von der Größe einer Beanspruchung und Verformung auftretenden mechanogenen Zusammenhänge in einer ungebundenen Tragschicht im Zusammenspiel mit einer Bewehrungseinlage qualitativ ähnlich bleiben. Unterscheiden werden sich die Spannungs- und Verformungszustände aber in jedem Fall der Höhe nach. Demnach können Ergebnisse, die bei größeren Verformungen und geringen Lastübergangszahlen an relativ „weichen“ Konstruktionen beobachtet werden, auf steifere Konstruktionen, sehr kleine Verformungen und hohe Lastübergangszahlen extrapoliert werden.

Zur Klärung der Effekte von Geogitterbewehrungen in steifen Schichten des Verkehrswegebaus wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, über deren Umfang und Ergebnisse Vollmert unter Betreuung der Koautoren Meyer und Klapperich (2016a, 2016b) berichtet und die durch Erkenntnisse aus dem Bereich des Bahnbaus (Weisemann & Vollmert, 2017) gestützt werden. Der vorliegende Beitrag fokussiert Effekte von Geogittern bei kleinen Verformungen und stellt eine Zusammenstellung der vorstehend genannten Beiträge dar.

## 2 Beanspruchungen aus Verkehrslasten

Im Bahn- und Straßenbau bilden die ungebundenen Schichten des Oberbaus einen wesentlichen Bestandteil der Gesamtkonstruktion. Aufgrund ihrer Lage im Gesamtsystem (*Tafel 1*) unterliegen sie in beiden Anwendungsfällen hohen Beanspruchungen aus den Verkehrslasten. Schutzschichten werden zudem im Bauzustand regelmäßig als direkt befahrene Schüttung durch Radlasten beansprucht. Die eingeleiteten Spannungen im Bahn- und Straßenbau sind dabei der Größenordnung nach ähnlich und können durch Spannungsmessungen direkt verfolgt werden (z.B. Meyer & Emersleben, 2007).

*Tafel 1*: Gegenüberstellung der Begriffsbestimmungen im Straßenbau und im Bahnbau nach



Ril 836 (DB Netz AG, 2014)

| Spannungen [kN/m²] | Straßenverkehr | | | | Eisenbahnverkehr |
|---|---|---|---|---|---|
| | Bauklasse SV - II | | Bauklasse III - VI | | |
| | $\sigma_V$ | $\sigma_H$ | $\sigma_V$ | $\sigma_H$ | $\sigma_V$ |
| OK ToB | 70÷150 | 5÷20 | 200÷400 | 50÷200 | 50÷150 |
| OK Planum | 10÷50 | 5÷25 | 10÷50 | 5÷25 | 20÷35 |

*Tab. 1: Zusammenstellung der Größenordnung maßgebender Spannungen*

In Tab. 1 sind die der Größenordnung nach zu erwartenden Spannungen zusammengestellt. Die höchsten Absolutspannungen treten dabei eindeutig in den niedrigen Bauklassen mit weniger steifen gebundenen Deckschichten auf. Die für die Beanspruchung und Horizontaldehnungen der ungebundenen Tragschichten weiterhin maßgebenden Verhältnisse zwischen Vertikal- und Horizontalspannung liegen im Regelfall in der Größenordnung $\sigma_V/\sigma_H = 2 \div 15$, können unter ungünstigen Randbedingungen und schwach dimensionierten Aufbauten aber um rd. eine Zehnerpotenz bis zu rd. $\sigma_V/\sigma_H = 150$ ansteigen.

Der Lasteintrag erfolgt während der Überfahrt in sehr kurzen Zeitabschnitten von rd. 0,01 s bis 0,2 s (Velske et al., 2009). Bei langsamer Fahrt wirkt die Verkehrsbelastung entsprechend länger. Das Spannungsniveau im Bahnverkehr entspricht tendenziell dem der relativ steifen Bauklassen[1] SV bis III, allerdings sind höhere zyklisch-dynamische Anteile und ein verstärkter Einfluss aus Porenwasserdruck infolge der voll- oder teilgesättigten Zustände zu erwarten.

Für die Biegeverformungen des gesamten gebundenen Oberbaus (d.h. dem Aufbau aus Asphalttrag-, Binder- und Deckschichten) liegen umfangreiche Untersuchungen vor, da die gebundenen Deckschichten im Verhältnis zu ungebundenen Tragschichten eine ausgesprochen große Steifigkeit aufweisen und als thermoplastische Materialien einen wesentlichen Einfluss auf die Größe der unter Last auftretenden Verformungen nehmen. Abb. 1 zeigt den qualitativen Verlauf mechanogener Spannungen an der Unterseite einer Asphalttragschicht aus der Modellstraße der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), vgl. dazu u.a. Hothan & Förster (2005) und Zander (2007), am Beispiel typischer Absolutwerte der Dehnungen in Abhängigkeit der Bauklasse und damit auch in Abhängigkeit der Steifigkeit des Aufbaus.

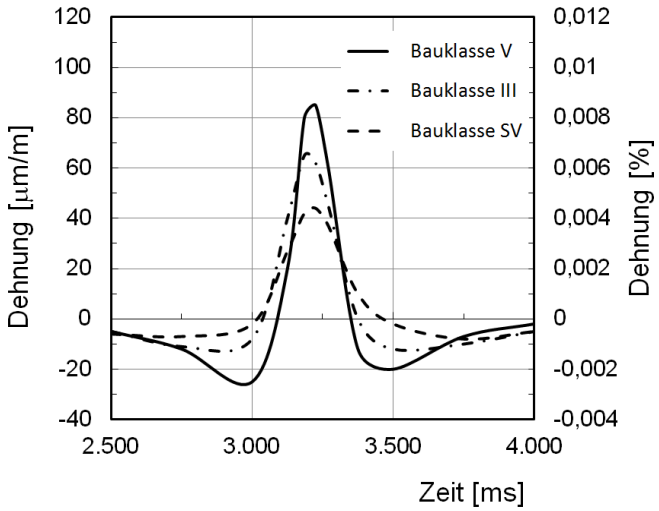



*Abb. 1: Biegezug und Biegedruck an der Unterseite einer Asphalttragschicht bei einer Überfahrt einer Achse über die Modellstraße der BASt am Beispiel der zugehörigen Größenordnung der Dehnung in Abhängigkeit der Bauklasse nach Zander (2007)*

[1] Hier wird die Einteilung von Fahrbahnbefestigungen in Bauklassen entsprechend der zum Zeitpunkt der Ausführung der Versuchsstrecken gültigen RStO 01 beibehalten. Zur Übertragung der Bauklassen auf die nach RStO 12 geltenden Belastungsklassen siehe z.B. Plehm (2013).

In der direkten Gegenüberstellung der bei Zander (2007) an der Unterseite einer Asphalttragschicht gemessenen Dehnungen von rd. 0,01 % (Abb. 1) und Bruchdehnungen verschiedener Asphalte von i. M. 0,02 % bis 0,5 % im Temperaturbereich zwischen -20 °C und +20 °C (nach Mollenhauer, 2008) wird die geringe Traglastreserve bei den Konstruktionen deutlich, insbesondere wenn plastische Verformungsanteile über den Gebrauchszeitraum akkumulieren.

Nach BECKER, 1976, in Chakar (2011) stehen die in der Betriebs- und Ermüdungsphase infolge der Lastkollektive auftretenden Schadensbilder in direktem Zusammenhang mit der Tragfähigkeit des Untergrundes. Liegt die Ursache in einer zu geringen Bemessung der ungebundenen Schichten, übersteigt die Belastung (Druckspannung an der Oberfläche) der ungebundenen Schichten oder des Untergrundes den Verformungswiderstand und es treten Verformungen der gesamten Befestigung auf (KRAUSE, 2000, in Chakar, 2011). Mit abnehmender Steifigkeit der ungebundenen Schüttungen und abnehmender Bettung durch den Untergrund nimmt die Verformung unter der Radlast zu. Das Fahrzeug bewegt sich praktisch in der eigenen Setzungsmulde (Dawson, 1997; Wilmers, 2008), die sich infolge der elastischen Verformungsanteile einstellt. Die Tragschicht wird damit einer ausgeprägten Walkarbeit (Wilmers, 1999) ausgesetzt.

Die Bodeninkremente werden während der Überfahrt verformt (Grabe & Milatz, 2013) und damit sowohl erhöhten Vertikalspannungen als auch Schubspannungen (Jessberger & Laue, 1992) ausgesetzt. Aus der zeitlichen Veränderung der Spannungszustände ergibt sich eine Rotation der Hauptspannungsrichtungen (Jessberger & Laue, 1992; Lekarp et al., 2000). Diese Situation gilt grundsätzlich auch für Tragschichten mit gebundenen Deckschichten, allerdings sind die Scherdehnungen infolge der durch die steifen Deckschichten verringerten Beanspruchungen geringer.

In der Praxis wird eine Schädigung bei gebundenen Deckschichten erst verzögert sichtbar oder tritt u.a. durch eine (gegenüber den Versuchsbedingungen in der Realität meist vorhandene) seitliche Einspannung des Asphaltes verzögert auf (Mollenhauer, 2008). Die Anpassung im Zuge der Bemessung wird daher nach RDO Asphalt 09 über einen Shift-Faktor von 1500 vorgenommen. Beanspruchungen der ungebundenen Tragschichten aus Temperaturschankungen sind praktisch vernachlässigbar, ausgenommen Einflüsse aus Frost und Wasser, auf die hier nicht näher eingegangen wird.

Wesentlich für das Gesamttragverhalten und die auftretenden Beanspruchungen ist das Verhalten der Schichtgrenze der ungebundenen Tragschicht zum Untergrund. Feinkornkontaminationen und Einflüsse aus Porenwasserdruck führen zu signifikanten Änderungen des mechanischen Verhaltens der ungebundenen Schichten. Der Filterstabilität der Schichtgrenzen unter zyklisch dynamischen Beanspruchungen kommt damit eine wesentliche Bedeutung zu. Filterkriterien für statische Bedingungen sind offensichtlich nicht geeignet, die Filterstabilität ausreichend sicher zu bewerten, vgl. Vollmert (2016). Gut bewährt haben sich mechanisch verfestigte Vliesstoffe, die die Grenzschicht stabilisieren und die Bildung einer faserbewehrten Filterzone erlauben.

# 3 Mechanisches Zusammenwirken Boden und Bewehrung

Bei Anordnung einer Bewehrung sind bei allen von Vollmert (2016) untersuchten Autoren, unabhängig von der eingesetzten Bewehrung, qualitative Effekte erkennbar. Für das Verständnis der ***Bewehrungsfunktion*** und deren später auf die Anwendung in ungebundenen Tragschichten bezogenen Effekte, sowohl bei kleinen als auch bei großen Verformungen, ist das Zusammenspiel Bewehrung/Boden maßgebend.

Der Widerstand eines Geogitters gegen Verschiebungen im Boden setzt sich aus Reibungsanteilen und Erdwiderstandsanteilen zusammen. Der vor Querelementen mobilisierte Erdwiderstand führt zu einer signifikanten Veränderung der Spannungs- und Lagerungsverhältnisse der Kornstruktur und kann verschiebungsabhängig auf über 50 % des Gesamtwiderstandes anwachsen. Untersuchungen an gelegten, verschweißten Geogittern aus extrudierten Flachstäben zeigen (Timmers, 2003; Jacobs, 2016), dass der Anteil der Querelemente bis zu 80 % des Gesamtwiderstandes ausmachen kann. Eine Begrenzung der Verformungen wird weiter durch eine hohe Dehnsteifigkeit der Bewehrung und damit Aktivierbarkeit bei kleinen Verformungen erreicht. Mit der verfolgten mechanogenen Betrachtung wird die nachstehende Beschreibung möglich:

Die eingelegte Bewehrung behindert bereits bei sehr kleinen Gesamtdehnungen durch die Gitterstruktur in Verbindung mit deren Dehnsteifigkeit die Entwicklung von diskreten Scherbändern und vergrößert den Bereich, in dem intergranulare Dehnungen auftreten, bis zu einem gewissen Grad. Nach Überschreiten einer bodenspezifischen Grenzverschiebung, bei der sich dann (gegenüber dem unbewehrten Zustand) verzögert diskrete Scherfugen ausbilden, wird die Bewehrung im Bereich der Scherfuge explizit auf Zug beansprucht.

Während sich bei unbewehrten oder einlagig bewehrten Böden die maximalen Schubspannungen meist auf eine durchgehende Scherfuge konzentrieren, können bei mehrlagig bewehrten Böden verzweigte Scherfugen auftreten (Abb. 2). Die Scher- und Schubspannungen verteilen sich damit auf einen größeren Bereich des Bodens und der Bewehrung (Lastverteilung), d.h. eine größere Bodenzone wird durch Relativverschiebungen der Körner (Dilatanz) aktiviert. Damit wird auch die Bewehrungslage an mehreren Stellen und über einen größeren Bereich gleichzeitig beansprucht, gleichzeitig sinkt der zu einem Belastungszustand zugehörige Maximalwert der Beanspruchung der Bewehrung.

Die wechselseitige Beeinflussung der Spannungsverhältnisse Geogitter/Boden infolge des Zusammenspiels der Produktstruktur/Produktsteifigkeit/Dehnsteifigkeit und der Bodendilatanz und die damit verbundene Beeinflussung der Scherfestigkeit eines kohäsionslosen Bodens führen zu einer Erhöhung der (gegenüber der Hauptspannungsrichtung $\sigma_1$ meistens kleineren) Hauptspannung $\sigma_3$ (Confining Effect Concept) (Ruiken, 2013)[2].

[2] Eine begrenzte Definition, bei der die Stützwirkung der Bewehrung ausschließlich auf Interlocking bzw. die Struktur des Gitters *ohne* Kräfteeinfluss bezogen wird, nutzt ETA 12/0531. Werden die mechanogenen Zusammenhänge beachtet, führt diese Betrachtung *ohne* Einbeziehung des Zugkraft-Dehnungsverhaltens bzw. der Dehnsteifigkeit zu einer unzulässigen Verfälschung der funktionalen Zusammenhänge, vgl. hierzu Vollmert (2014).

Der Bewehrungseinfluss ist sowohl bei vertikaler Beanspruchung eines mehrlagig bewehrten Bodens (Bussert, 2006; Ruiken, 2013) als auch bei lateraler Scherung nachweisbar. Bei granularen Böden zeigt sich der Bewehrungseinfluss bei lateraler Scherung in einem Bereich von $\Delta h \approx 0{,}2$ m unter- und oberhalb einer Bewehrungslage (Confinement-Zone) und vermindert in einem weiteren, rd. $h \approx 0{,}15$ m mächtigen Bodenbereich (Transition-Zone) (Cook & Horvat, 2014; Horvat & Klompmaker, 2014; Lees, 2014). Dabei liegt der Zuwachs der Scherfestigkeit bei lateraler Verschiebung der Schotterproben (Rahmenscherversuche mit Variation der Scherebene) bei $\Delta\tau \approx 4{,}5$ kN/m². Nachrechnungen von bewehrten Triaxialversuchen (Lees, 2014) zeigen, dass die Ersatzkohäsion in der Bewehrungsebene bis zu 50 kN/m² und im Mittel 25 kN/m² betragen muss, um die Verformungszustände abzubilden.

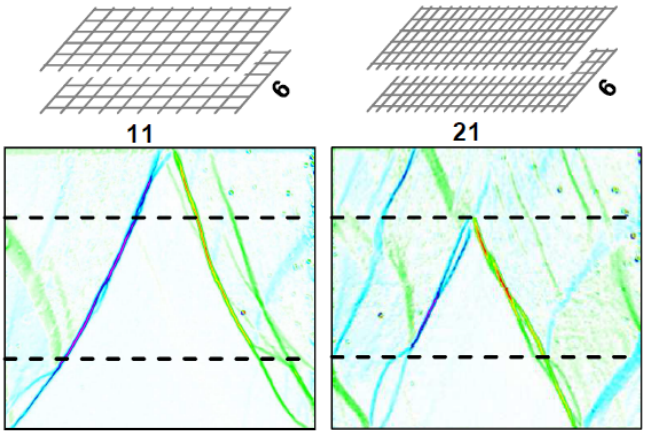



*Abb. 2: Verteilung von Scherzonen in Abhängigkeit der Querstabanteile bei gleicher einaxialer Stauchung der Proben $\varepsilon_1$ im Nachbruchbereich (Jacobs et al., 2013)*

Verspannungseffekte bei Teilentlastung oder Verdichtung (Konietzky, 2006; Yogarajah, 1993) bzw. eine planmäßige Vorspannung (Floss & Gold, 1995; Lackner et al., 2014) können die Tragfähigkeit erhöhen. Eine planmäßige Vorspannung kann durch eine übermäßig starke Rückfederung allerdings auch zu einer Schwächung der Kornkontakte (Lackner et al., 2014) bzw. nach Erfahrungen des Verfassers zu verminderten Verdichtungsleistungen führen.

Die akkumulierten plastischen Verformungen von ungebundenen Tragschichtmaterialien unter statischen und zyklischen Lasten nehmen durch die Einlage von Bewehrungen in der Größenordnung Faktor 2 bis 8 ab. Elastische Verformungen werden hingegen nur unwesentlich beeinflusst. Der Plattendruckversuch ist zur Bewertung des Bewehrungseinflusses damit nicht oder nur bedingt geeignet (Beyer, 1999; Weisemann, 1994; Schad & Beyer, 2001).

Die absolute Mehrzahl der von Vollmert (2016) untersuchten Ergebnisse zum Einfluss von Bewehrungsprodukten wurde unter Anwendung extrudierter, verstreckter biaxialer Geogitter und aus Flachstäben gelegter, verschweißter biaxialer Geogitter gewonnen. In Einzelfällen wurden hexagonale Produkte in die Untersuchungen einbezogen, wobei sich kein günstigeres Verhalten aus der Produktstruktur gegenüber biaxialen Produkten zeigt (Ruiken & Ziegler, 2009; Ruiken, 2010). Soweit systematische Variationen bei sonst gleichbleibenden

Versuchsrandbedingungen und geometrischen Eigenschaften der Bewehrung vorgenommen werden, zeigt sich quantitativ ein eindeutiger Einfluss der Dehnsteifigkeit. Produkte mit höherer Flexibilität wurden nur in sehr untergeordnetem Umfang untersucht (Lackner, 2014). Lackner (2014) kommt dabei zu dem Schluss, dass im direkten Vergleich Produkte mit hoher Steifigkeit und Dehnsteifigkeit günstiger wirken. Inwieweit sich die vorliegenden Erkenntnisse auf diese Produkte übertragen lassen, ist daher nicht ausreichend geklärt bzw. kritisch zu hinterfragen.

# 4 Untersuchungsbedarf

Aus der vermuteten Verschiebung der Scherdehnungsgrenzen wird die Erhöhung aufnehmbarer Lastwechselzahlen für bewehrte Tragschichten abgeleitet. Da die Effekte nicht elastischer Natur sind, treten sie erst bei erhöhten Lastwechselzahlen und der dann erkennbaren (begrenzten) Akkumulation der plastischen Verformungsanteile auf. Der Einfluss der Bewehrung auf das Verhalten des Verbundwerkstoffs ist zwar beschrieben, allerdings wurden die in der Literatur gefundenen zyklischen Versuche an Triaxialversuchen bei zu großen Öffnungsweiten der Geogitter durchgeführt.

Die Belastungsregime wurden darüber hinaus nicht ausreichend dokumentiert oder die Versuche wurden verformungsgeregelt gefahren, sodass die einzelnen Proben z.T. sehr unterschiedliche Belastungsgeschichten aufweisen. Zur verbesserten Quantifizierung des Einflusses der Bewehrung sind entsprechend verbesserte Versuche notwendig. Gleichzeitig ist das Spannungs-Verformungs-Verhalten der Bewehrungslagen zu erfassen, um eine Zuordnung zu äquivalenten Spannungs-Verformungs-Zuständen in situ und in Modellrechnungen zu ermöglichen.

# 5 Feldmessungen

Anhand von Feldmessungen und Rückrechnungen an Straßen und Verkehrsflächen sowie bei der Ertüchtigung von Bahnstrecken mit geogitter-bewehrten Tragschichten wurden die bei der Überfahrt auftretenden Dehnungen an der Bewehrung und die zugehörigen Verformungen und Spannungen ermittelt. Über die Konstruktionen und Anwendung im Straßenbau und die genutzte Messtechnik berichten Vollmert et al. (2013), Vollmert et al. (2014) und Vollmert (2016). Über Anwendungsbeispiele und Ergebnisse von Feldmessungen im Bahnbau sowie die Rückrechnung von Baugrundkennwerten des Verbundwerkstoffs aus Schwingungsmessungen berichten ergänzend zu den nachfolgenden Beispielen Weisemann & Vollmert (2017).

## 5.1 Straßen- und Verkehrsflächen *ohne* gebundenen Oberbau

Zur Abbildung realistischer Beanspruchungssituationen werden hier Überfahr-Feldversuche mit angetriebenen Rädern gewählt und Versuchen mit zwangsgeführten, nicht angetriebenen Rädern unter Einhausung vorgezogen. Die gewählte Versuchsform stellt (z.B. im Gegensatz zu zyklischen Plattendruckversuchen) die einzige Versuchsform dar, bei der alle

maßgebenden Beanspruchungsparameter, insbesondere die dreidimensionale und quer zur Befahrungsrichtung gegenläufige Rotation der Hauptspannungsrichtung sowie fahrdynamische Einflüsse, die nach eigenen Erfahrungen je nach Ausprägung von Verformungen einen signifikanten Einfluss ausüben, Bestandteil der Untersuchungen sind (Han & Vollmert, 2015).

Die konzipierten und durchgeführten Testfelder Tostedt mit jeweils 8 Testabschnitten wurden mit folgenden Zielen angelegt:

- Tostedt I: Ermittlung des Einflusses der Dehnsteifigkeit, Mehrlagigkeit der Bewehrung und Schichtdicke der Tragschicht nach Abb. 3.
- Tostedt II: Vergleich unterschiedlicher, auf dem europäischen Markt eingesetzter Produkte unter gleichen Bedingungen. Über die Ergebnisse dieser Serie berichten Emersleben et al. (2015).

Die Spurrillentiefe $z_N$ (Abb. 4) wurde als relative Spurrillentiefe u.a. unter Berücksichtigung der Ausgangshöhe $h_0$, des CBR-Wertes des Untergrundes und der Anzahl der Überfahrten bewertet.

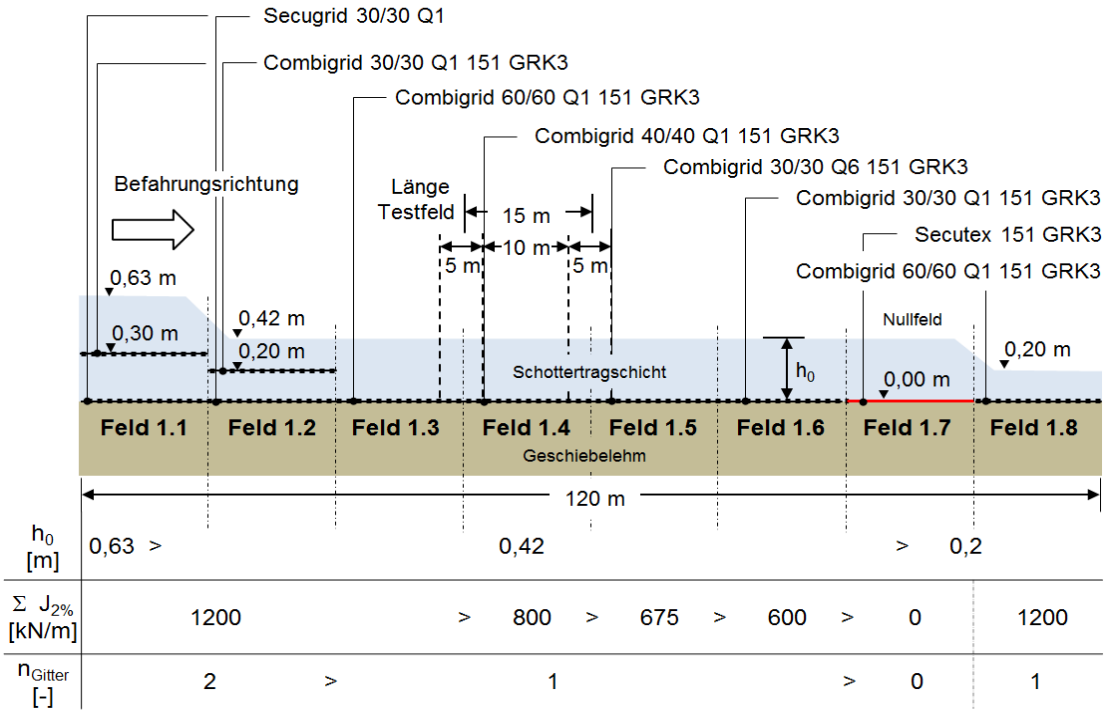



*Abb. 3: Längsschnitt Tostedt I (überhöht)*

Die relative Spurrillenzunahme a als normierter Bewertungsmaßstab zeigt eine klare Abhängigkeit von der verbauten Summe der Dehnsteifigkeit der Bewehrungslagen, soweit die Bewertung unter nahezu identischen Randbedingungen erfolgt (Abb. 5). Als weiterer maßgebender Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit konnte die Anordnung der Bewehrung in der Tragschicht identifiziert werden. Bei einer Aufteilung der Dehnsteifigkeit auf zwei

Bewehrungslagen wurde eine insgesamt duktilere Reaktion der Tragschicht beobachtet als bei einlagiger summarischer Anordnung an der Unterseite der Tragschicht (Abb. 6).

Die in den Aufbauten beobachteten Dehnungen und Spannungen sind denen von Zander (2007) in den Modellstraßen der BASt ermittelten qualitativ ähnlich, quantitativ aber wie zu erwarten höher (Abb. 7, vgl. dazu auch Abb. 1). Die plastischen Grunddehnungen akkumulieren im relativ steifen Feld 1.1. quer zur Fahrtrichtung auf 0,05 % Dehnung.

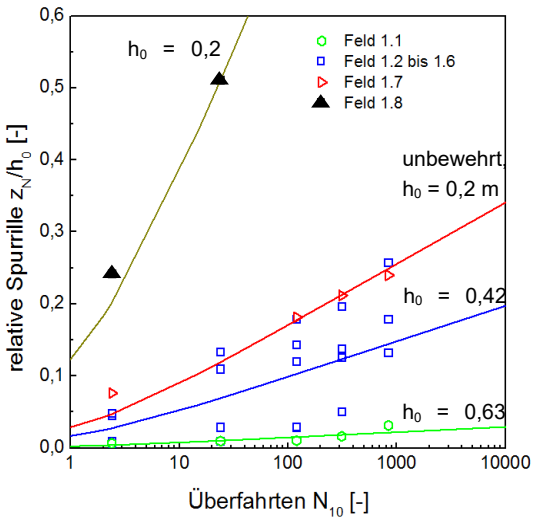



*Abb. 4: Entwicklung der mittleren Spurrillen mit der Anzahl der Lastübergänge $N_{10}$ für die Felder 1.1 bis 1.8*

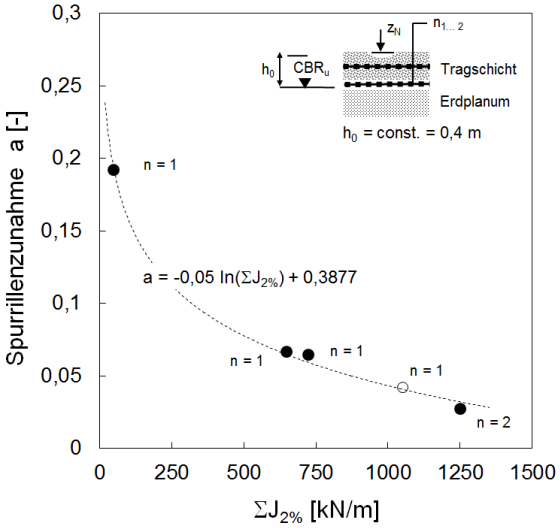



*Abb. 5: Spurrillenzunahme a in Abhängigkeit der Dehnsteifigkeit bei gleicher Anzahl der Überfahrten $N_{10}$ (a = f(CBR, $h_0$, $z_{N,}$ J))*

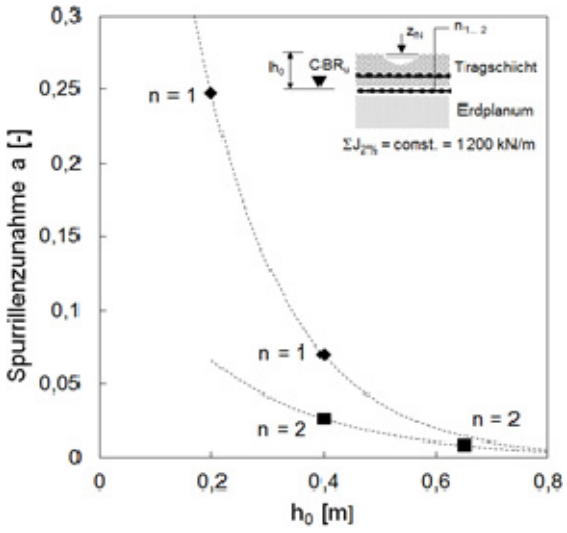



*Abb. 6: Spurrillenzunahme a in Abhängigkeit der Aufbauhöhe $h_0$ und Anzahl der Bewehrungslagen n bei konstanter Summe der verbauten Dehnsteifigkeit $\Sigma J2\%$ = 1200 kN/m und gleicher Anzahl der Überfahrten $N_{10}$ (a = f(CBR, $h_0$, $z_{N,}$ J))*

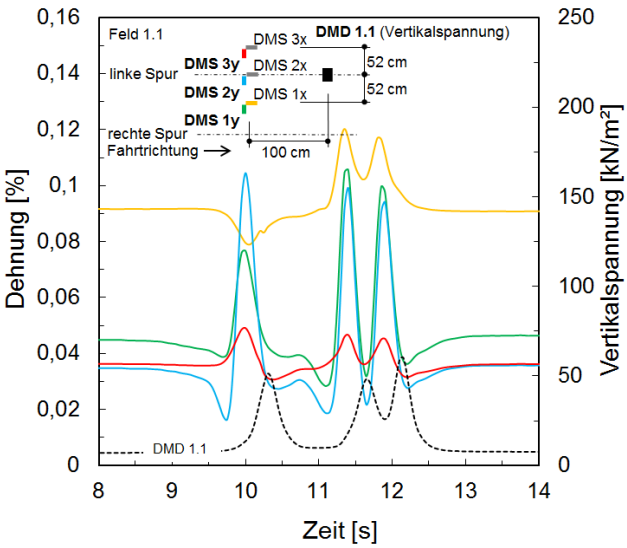



*Abb. 7: Geogitterdehnungen und Druckspannung auf OK Geschiebelehm während einer Überfahrt ($N_{10}$ = 706), Feld 1.1*

### 5.2 Straßen- und Verkehrsflächen *mit* gebundenem Oberbau

Für Verkehrsflächen mit gebundenen Oberbauten sind nach Herstellung der vollständigen Fahrbahnkonstruktion, insbesondere der sehr steifen gebundenen Trag-, Binder- und Deckschichten, deutlich geringere Dehnungen zu erwarten als bei direkter Befahrung einer Tragschicht. Abb. 9 zeigt die Reaktion der Dehnungsgeber (Abb. 8) bei Überfahrt mit einem 5-achsigen 40-t-Lkw auf OK Asphaltdeckschicht. Die zugehörigen plastischen Grunddehnungen liegen hier bei rd. 0,25 % nach Einbau- und Verdichtung der Schottertragschichten sowie der Deckschichten und zeigen über den Gebrauchszeitraum der Gesamtkonstruktion einen weiteren leichten Anstieg.

*Abb. 8: Dehnungsmessstellen in einer Schottertragschicht BK I/II nach RStO 01 vor Überschüttung mit HKS 0/32 mm*

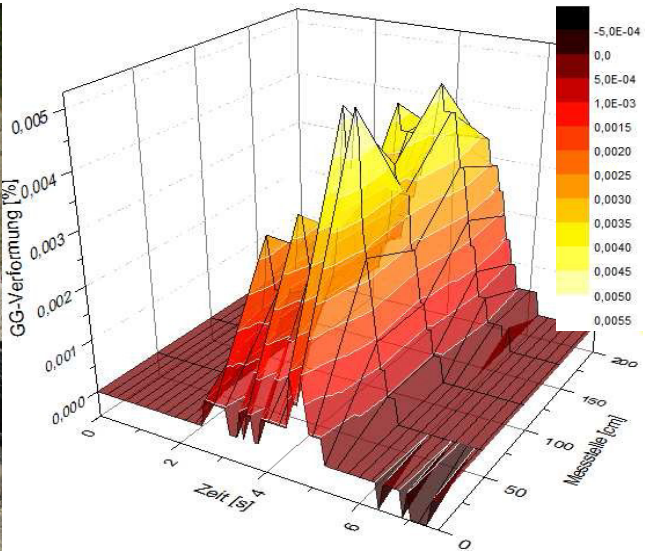



*Abb. 9: Dehnungen einer Bewehrungslage quer zur Straßenachse; Überfahrt über Asphaltdeckschicht; 40-t-Lkw; 10 km/h*

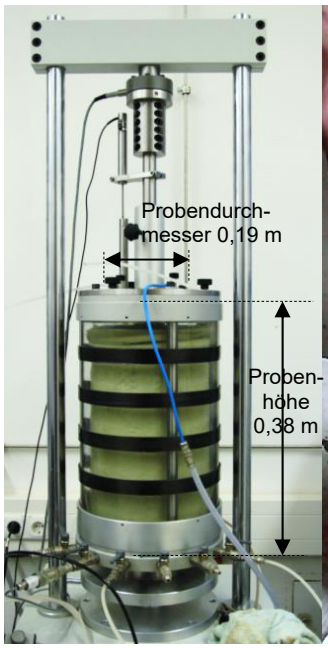
## 6 Zyklische Triaxialversuche zur Erfassung des Bewehrungseffektes

### 6.1 Untersuchungskonzept

Als Basis der Versuchsanordnung wurde der Triaxialversuch gewählt (Abb. 12), da er als solcher in der Bodenmechanik als Versuch zur Bestimmung von Materialkennwerten von Böden und Baustoffgemischen anerkannt ist und aufgrund der Auswertungsmöglichkeiten eine differenzierte Bewertung der Versuchsergebnisse erlaubt. Zudem ist bei Nutzung eines geeigneten Versuchsgerätes die Beanspruchung der Proben mit einer hohen Zyklenzahl möglich, sodass auch die Untersuchung von Verformungsakkumulationen möglich wird.

Die begrenzte Probengröße ($d$ = 19 cm, $h$ = 38 cm) erfordert zwangsläufig eine Anpassung der Kornverteilung, insbesondere des Größtkorns, an die Versuchseinrichtung. Das im Maßstab 1 : 2,6 geometrisch skalierte Geogitter (Abb. 13) ist auf die Kornverteilung abgestimmt. Die Zugfestigkeit des Modellgitters bleibt dabei nahezu im Maßstab 1 : 1 gegenüber dem Prototypen Secugrid®30/30 Q1 erhalten, da die Stäbe zur Reduzierung der Zugkraft in Längsrichtung gedrittelt und entsprechend dem Prototypen verschweißt wurden. Die Modellgeogitter wurden aufgrund der durch den Versuchsstand vorgegebenen

Abmessungen dreilagig angeordnet. Insgesamt wurden 19 Einzelversuche nach nationalen und internationalen Versuchsvorschriften für Gesteinskörnungen sowie unter modifizierten Bedingungen durchgeführt.



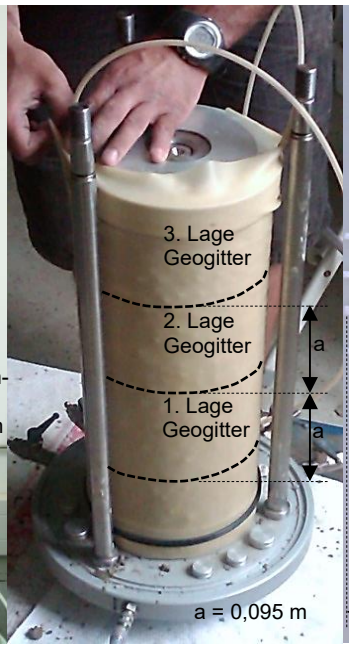




*Abb. 12: Triaxialprüfstand und Probeneinbau, HTW Dresden*

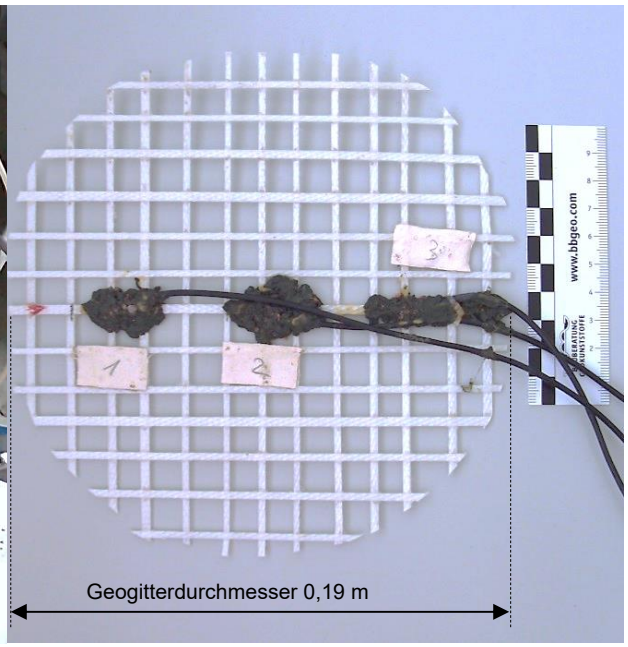



*Abb. 13: Geogitter Secugrid® 30/30 Q1, geometrisch skaliert im Maßstab 1 : 2,6*

## 6.2 Wesentliche Ergebnisse

In den Versuchsreihen nach ASTM-Prüfvorschrift D3999 mit zyklischer Lastaufbringung ergibt sich unter dränierten Bedingungen ein signifikant erhöhter E-Modul der bewehrten gegenüber der unbewehrten Probe. Die Steigerung des E-Moduls sowie analog dazu des Schubmoduls ist bereits bei sehr kleinen elastischen Verformungen ($\varepsilon_1$ = 0,004 %) erkennbar und liegt bis zu den maximal gemessenen elastischen Dehnungen von $\varepsilon_1$ = 0,25 % zwischen 25 % und 70 %. Analog dazu verhält sich der Schubmodul (Abb.14). Auch für diesen wird unter dränierten Bedingungen die entsprechende Steigerung für den bewehrten Fall ermittelt.

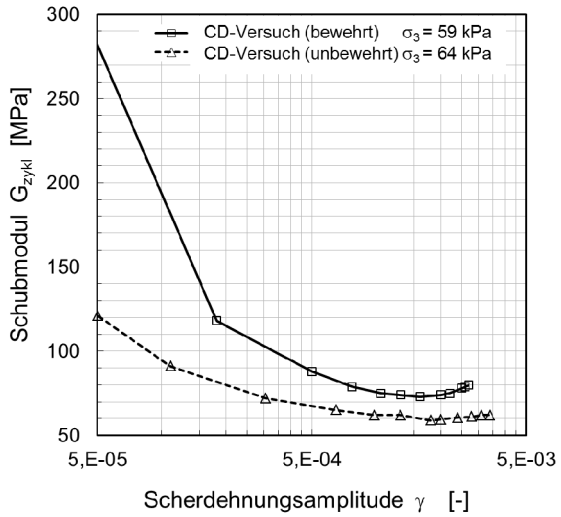



*Abb. 14: Auftragung des Schubmoduls über die Scherdehnungsamplitude für den bewehrten und unbewehrten Fall (ASTM D 3999-91)*

Der Einfluss der Bewehrung lässt sich deutlich an Versuchen nach DIN 13286-7 mit modifiziertem Lastregime darstellen. Abb. 15 zeigt den Verlauf der einaxialen Stauchung einer bewehrten und einer unbewehrten Probe, wobei die Spannungsdifferenz (Deviatorspannung) bei gleichbleibendem Seitendruck nach jeweils 10.000 Lastzyklen erhöht wurde. Bis zu Deviatorspannungen von ca. 100 kN/m² stabilisieren sich die Verformungen in beiden Proben auf einem vergleichbaren Niveau[3]. Bei einer weiteren Steigerung der Spannungsdifferenz treten in der unbewehrten Probe erkennbar plastische Verformungen auf, die sich über die Anzahl der Lastwechsel aufsummieren und zu einer starken Stauchung der Probe führen. Die starke Stauchung der unbewehrten Probe führt zu einem gegenüber der bewehrten Probe vorzeitigen Versagen. Die Stauchung der Probe ist prinzipiell mit der Nachverdichtung einer Tragschicht auf sehr steifem Untergrund vergleichbar.

Bei der bewehrten Probe tritt mit weiterer Steigerung der Spannungsdifferenz ebenfalls eine erkennbare plastische Verformungszunahme auf, allerdings ist die bewehrte Probe gegenüber zyklischen Lasten weniger empfindlich. Die zugehörige Dehnung des Geogitters, die je Lastwechsel bei kleinen bis mittleren Spannungsdifferenzen auftritt und direkt am Geogitter gemessen wurde, liegt dabei zwischen 0,05 % und 0,5 % Dehnung.

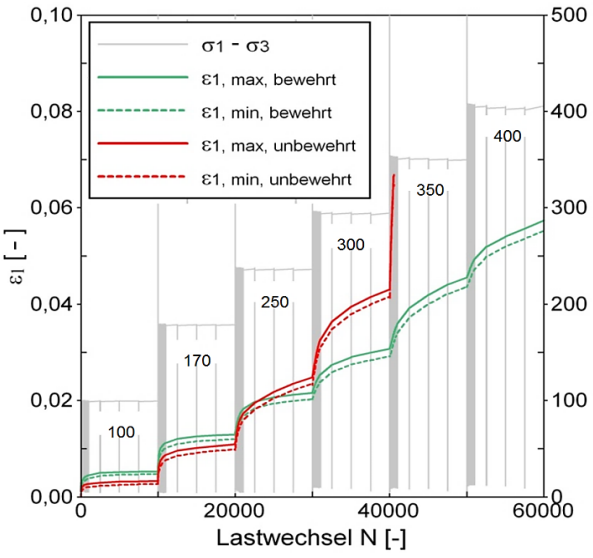



*Abb. 15:* Gegenüberstellung der einaxialen Stauchung der bewehrten und unbewehrten Probe bei Steigerung der Deviatorspannung nach jeweils ΔN = 10.000 Lastwechseln ($\sigma_3$ = 45 kN/m²) (CD, DIN EN 13286-7 mod.)

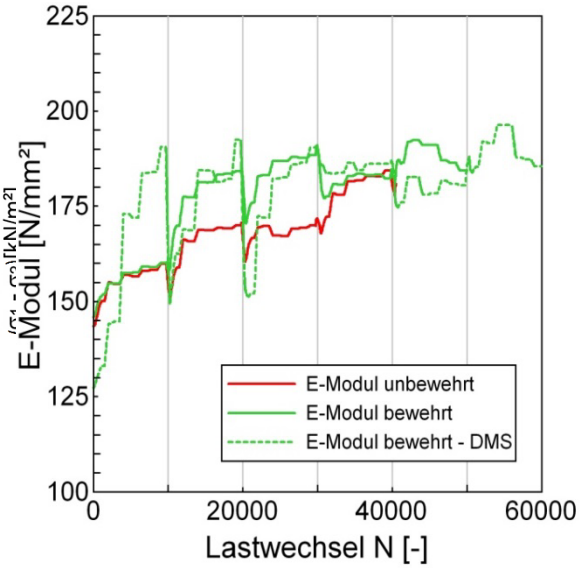



*Abb. 16:* Verlauf des Wiederbelastungsmoduls (Elastizitätsmodul E) über die Anzahl der Lastwechsel (CD, DIN EN 13286-7 mod.)

Die Auswertung des Elastizitätsmoduls für die jeweiligen Belastungszyklen zeigt deutlich die höhere Steifigkeit der bewehrten Probe (Abb. 16*),* die bereits bei einem geringen Spannungsniveau (die gewählten Spannungen und Spannungsdifferenzen entsprechen denen der Abb. 15) eine starke Zunahme der Spannungsaufnahmefähigkeit bei gleichbleibender Verformung zeigt (E-Modul). Nach einem „Anfahren“ der Spannungen (Erhöhung der Spannungsdifferenzen) wird die Probe nach jeweils ca. 5.000 Lastwechseln stabilisiert. Interessant ist dabei, dass die bewehrte Probe über alle Spannungsdifferenzen eine nahezu gleichbleibende Elastizität bzw. einen ähnlichen E-Modul aufweist. Der

[3] Infolge der im bewehrten Versuch eingebauten Dehnungsmessstreifen (DMS) treten im bewehrten Fall zunächst etwas größere Anfangsverformungen auf. In einem Vergleichsversuch ohne DMS sind die Verformungen des bewehrten Falls auch bei kleinen Deviatorspannungen geringer als im unbewehrten Fall.

Elastizitätsmodul der unbewehrten Probe nimmt dagegen mit zunehmenden Spannungsdifferenzen infolge der Verdichtung zunächst leicht zu. Mit Erreichen des Wertes der bewehrten Probe versagt die unbewehrte Probe.

# 7 Bewertung der Ergebnisse

Die zyklischen Triaxialversuche zeigen bei Spannungsdifferenzen, wie sie nach Tab. 1 für ungebundene Tragschichten im Straßen- und Bahnbau repräsentativ sind, eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls und analog dazu des Schubmoduls der bewehrten gegenüber der unbewehrten Probe. Die Erhöhung der Materialparameter zeigt sich bereits bei sehr kleinen Verformungen von unter 0,01 % einaxialer Stauchung des Verbundwerkstoffs und ebenfalls bei sehr kleinen Dehnungen des Geogitters von ca. 0,05 %. Verstärkt tritt der Effekt bei etwas größeren Anfangsverformungen, die jedoch für Tragschichten, insbesondere infolge von Beanspruchungen aus Bauphasen, typisch sind, auf. Die Erhöhung des Elastizitätsmoduls zeigt sich dabei nach einigen Lastwechseln, d.h. die Bewehrung erfordert eine gewisse Aktivierung und Vordehnung von weniger als 0,25 %, die jedoch sehr gering ausfällt und ebenfalls den Verformungen bei typischen Lastwechseln entspricht.

Die Erhöhung des Schubmoduls entspricht in der Größenordnung und zum Teil in den Absolutwerten denen der Feldmessungen. Es kann davon ausgegangen werden, dass in den Feldmessungen ergänzend zum eigentlichen Bewehrungseffekt der Geogitter bei kleinen Verformungen zusätzlich eine Überlagerung mit Trenn- und Filtereffekten erfolgt. Das Gesamtsystem kann so effektiv stabilisiert werden. Infolge der Versteifung der Tragschicht und Begrenzung der Horizontal- und Vertikalverformungen erfährt der gering tragfähige Untergrund eine geringere Scherbeanspruchung. Ebenfalls kann angenommen werden, dass die Versteifung positiv auf die Porenwasserdruckentwicklung wirkt und daher im Feld summarisch eine größere Versteifung gemessen werden kann als im Elementversuch ermittelt wird.

Die Ergebnisse verdeutlichen, besonders in direkter Gegenüberstellung zu Beobachtungen und Messergebnissen an Feldmessungen und großmaßstäblichen Versuchsreihen, dass plastische Verformungsanteile je Überfahrt das Systemverhalten maßgebend bestimmen.

Anhand der zyklischen Triaxialversuche kann gezeigt werden, dass plastische Verformungsanteile durch die Geogitter maßgeblich reduziert werden. Bereits bei kleinen Spannungsdifferenzen stellen sich nach einer gewissen Vorbelastung Verspannungen ein, die direkt über den erhöhten Materialkennwert Schubmodul abgebildet werden können. Bei größeren Vorverformungen und höheren Spannungsdifferenzen, wie sie sich bei lokalen Schwachstellen des Untergrundes oder einem geschwächten Oberbau einstellen können, fällt die Begrenzung der plastischen Verformungen sehr groß aus, da die unbewehrten Proben bereits progressiv plastifizieren und damit schlussendlich versagen. Die bewehrten Verbundkörper erleiden in diesem Fall zwar ebenfalls plastische Verformungen, die dem Betrag nach jedoch klein bleiben und damit eine massiv verlängerte Gebrauchstauglichkeit erlauben. Zudem weist das Tragsystem einen deutlich vergrößerten Abstand zum Bruchzustand auf.

Die Wirksamkeit der Bewehrung ergibt sich erst aus dem Zusammenspiel mit dem Tragschichtmaterial. Voraussetzung dafür ist eine im Idealfall hohe Qualität des Tragschichtmaterials, eine gute Interaktion und Verbundwirkung bei den sehr kleinen Dehnungen und eine ausreichend hohe Dehnsteifigkeit und Bruchfestigkeit.

## 8 Baupraktische Schlussfolgerungen

Die intensiven Untersuchungen der letzten Jahre und der Abgleich zwischen Labor- und Feldversuchen erlaubt zukünftig die rechnerische Prognose des Bewehrungseinflusses. Die Bewehrung nimmt zum einen Schubkräfte auf, die unter einem rollenden Rad oder lokalen Flächenlasten, wie eines Drehgestelles eines Zuges, im Randbereich erzeugt werden bzw. Folge der Spannungsdifferenzen sind. Zum anderen „verdübelt" die Bewehrung Scherzonen, die bei hohen Beanspruchungen auftreten, und wirkt damit in Zugbereichen einer Tragschicht auch bei sehr kleinen Verformungen als Zugglied. Allerdings bleibt die rechnerische Prognose darauf beschränkt, den Einfluss der Bewehrung über weitgehend elastische Kennwerte wie E-Modul und Schubmodul abzubilden.

Die Erfassung eines weiteren wesentlichen Merkmals geogitterbewehrter Tragschichten, nämlich die Begrenzung der langfristigen Verformungen, die sich aus Verformungsakkumulationen ergeben und damit abhängig von der Lastwechselzahl sind, kann nur durch Akkumulationsmodelle abgebildet werden, deren Entwicklung aussteht.

Die vorliegenden Untersuchungen wurden an Geogittern mit relativ hoher Dehnsteifigkeit, hoher Eigensteifigkeit, hoher Struktursteifigkeit mit geringer Flexibilität und praktisch keiner Konstruktionsdehnung gewonnen. Inwieweit die Ergebnisse auf andere Produktgruppen übertragbar sind, kann derzeit nicht beantwortet werden.

Um die Wirksamkeit des Verbundsystems in der Praxis bzw. in der Übertragung auf großflächig ausgedehnte Tragschichten sicherzustellen, ist eine robuste Druckzone aus Tragschichtmaterial erforderlich. Idealer Weise wird die Bewehrung über die Querschnittshöhe der Tragschicht verteilt, also mehrlagig angeordnet. Die Mindestschichtmächtigkeit, die bei gering tragfähigem Untergrund auf einer Bewehrungslage aufgebracht werden sollte und durch die Bewehrung stabilisiert wird, liegt nach Ergebnissen von Feldversuchen bei ca. 0,3 m. Bei sehr geringen Verformungsmoduln des Untergrundes und starker Beanspruchung ist mit einer deutlichen Zunahme der erforderlichen Mindestschichtmächtigkeit zu rechnen.

Demgegenüber kann bei steiferem Untergrund auch eine geringe Schichtdicke wirksam stabilisiert werden. In diesem Fall steht dann verstärkt die Verbesserung der langfristigen Gebrauchstauglichkeit unter zyklischen Lasten, also die Begrenzung der Verformungsakkumulation, im Vordergrund.

## 9 Quellenangaben

ASTM D3999 – 91 (2003): Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus, ASTM International, West Conshohocken.

Beyer, H. (1999): Zur Wirkungsweise von Geokunststoffen in ungebundenen Schichten des Straßenbaus. Dissertation. Hannover: Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Hannover.

Bräu, G. & Vogt, S. (2011): Erhöhung der Tragfähigkeit direkt befahrener Schüttungen mit Geokunststoffen - Heft 1065. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1065.

Bussert, F. (2006): Verformungsverhalten geokunststoffbewehrter Erdstützkörper. Dissertation. Schriftenreihe des Instituts für Geotechnik und Markscheidewesen, Heft 13/2006. Clausthal-Zellerfeld: Technische Universität Clausthal.

Chakar, T. (2011): Methode zur Klassifizierung von Tragfähigkeitsergebnissen des Falling Weight Deflectometers bei Asphaltbefestigungen. Veröffentlichung des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen, Karlsruher Institut für Technologie, Band 59.

Cook, J. & Horvat, F. (2014): Assessment of particle confinement within a mechanically stabilised layer. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin, Germany: DGGT, IGS.

Dawson, A. (1997): Rutting in Unsurfaced Roads - Materials and Structure Interaction Effects. International Symposium on Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads (S. 9). Fredericton, New Brunswick, Canada.

DB Netz AG (2013): Planungshilfen zur dynamischen Stabilität von Weichschichten: Informationsschrift zur Ril 836: Veröffentlichungen der Planungshilfen "Qualitative Beurteilung und Rechnerisches Verfahren zur dynamischen Stabilität des Eisenbahnfahrweges bei Zugüberfahrt". I.NVT 42, 26.08.2013, Frankfurt.

DB Netz AG (2014): Richtlinie 836; Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten. Fassung vom 20.12.1999 mit 4. Aktualisierung vom 01.12.2014.

DB Netz AG (2015): DBS 918 039 "Technische Lieferbedingungen – Geokunststoffe für den Eisenbahnbau" 10/2015.

DIN EN 13286-7:2004-04: Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 7: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische; Deutsche Fassung EN 13286-7:2004. Berlin.

EBGEO (2010): Empfehlung für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. In Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.) (2. Auflage, 2010). Berlin: Ernst & Sohn.

Emersleben, A., Meyer, N., Beuße, M. & Vollmert, L. (2015): Ausführung und Bewertung von großmaßstäblichen Überfahrversuchen an geogitterbewehrten Tragschichten, 9. Geokunststoff-Kolloquium (S. 16). Montabaur: NAUE GmbH & Co. KG.

ETA 12/0531 (2012): Non-reinforcing hexagonal geogrid for the stabilization of unbound granular layers by way of interlocking with the aggregate: ed. KIWA (2012), EOTA - European Organisation for Technical Approvals.

Floss, R. & Gold, G. (1995): Einfluß einer Vorspannung auf das Verformungsverhalten des bewehrten Zweischichtensystems. Bericht vom 30.8.1995. Utting. Unveröffentlicht.

Grabe, J. & Milatz, M. (2013): Numerische Simulation der Beanspruchung eines Geogitters bei der Radüberfahrt. 8. Geokunststoff-Kolloquium (S. 31). Rostock-Warnemünde: NAUE GmbH & Co. KG.

van Gurp, C. A. P. M. & Westera, G. E. (2008): Geogrid Trial Road Base NL 2008 - Final Report for NAUE. Unpublished. Apeldoorn.

Han, J. & Vollmert, L. (2015): Discussion on test conditions for reinforced flexible pavements, reinforced superstructures and calibration of models. Personal communication. Delft, 1st July 2015.

Horvat, F. & Klompmaker, J. (2014): Investigation of confinement effect by using the multi-level shear box test. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin, Germany: DGGT, IGS.

Hothan, J. & Förster, M.-O. (2005): Theoretische Betrachtungen zur Prognose des Schädigungspotenzials realer Verkehrsbelastungen. Straße und Autobahn, 2.2005.

Jacobs, F., Ziegler, M. & Ruiken, A. (2013): Experimental Investigation of the Stress-Strain Behaviour of Geogrid Reinforced Soil. GeoAfrica (S. 10). Accra/Ghana: IGS Ghana.

Jacobs, F. (2016): Interaktionsmodell zur Bemessung von Verankerungsgräben mit Geogittern. Dissertation RWTH Aachen, 2016.

Jessberger & Laue. (1992): Steifigkeits-und Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel bei hohen Beanspruchungen sowie ungleichmäßiger Verdichtung. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (Heft 631).

Konietzky, H. (2006): Neue Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Geogittern. Symposium Bauen in Boden und Fels (S. 559-566), Esslingen:Technische Akademie Esslingen (TAE).

Lackner, C., Bergado, D. T., Semprich, S. & Marte, R. (2014): Microscopic interaction effects of prestressed geogrids in a reinforced soil element. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin, Germany: DGGT, IGS.

Lees, A. (2014): Measurement of the geogrid confing effect. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG). Berlin, Germany: DGGT, IGS.

Legat, A., Lenart, S. & Bizjak, K. F. (2009): Report st. P 436/09-740-1 on the performance test of NAUE Secugrid 40/40 Q1 built in the railway embankment. Unveröffentlicht. Geomehanski Laboratorij ZAG, Ljubljana.

Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. (2000): State of the Art I - Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, 01-2000.

Lenart, S. & Klompmaker, J. (2014): Geogrid reinforced railway embankment on soft soil - Experiences from 5 years of field monitoring. 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG), Berlin.

Lieberenz, K., Weisemann, U. & Haase, C. (2005): Untersuchungen zur Wirkungsweise und Bemessung von geokunststoffbewehrten Schichtsystemen über Weichschichten bei Eisenbahnstrecken, KGEO 2005, München.

Meyer, N. & Emersleben, A. (2007): Lastverteilung durch geokunststoffbewehrte Schüttungen auf weichem Untergrund. 5. Geokunststoff-Kolloquium. Bad Lauterberg/Harz: NAUE GmbH & Co. KG. 978-3-00-023763-8.

Mollenhauer, K. (2008): Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche. Dissertation. Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina, Braunschweig.

Numrich, R. (2003): Modellierung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel. Dissertation. Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dresden.

Plehm, T. (2013): Erläuterungen zur RStO 2012, VSVI-Seminar am 04.02.2013. Frankfurt (Oder): VSVI Berlin-Brandenburg.

Ruiken, A. (2010): Untersuchung der Bewehrungswirkung von Geogittern anhand groß-maßstäblicher Triaxialversuche. Forschungsbericht. Aachen. Unveröffentlicht.

Ruiken, A. (2013): Zum Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs "geogitter-bewehrter Boden". Dissertation. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH), Aachen.

Ruiken, A. & Ziegler, M. (2009): Materialverhalten des Verbundbaustoffs "geogitterbewehrter Boden" aus großen triaxialen Druckversuchen. geotechnik 32 (2009) Nr. 3), 148 - 155.

Schad, H. & Beyer, H. (2001): Erhöhung der Tragfähigkeit ungebundener Tragschichten über nicht ausreichendem Erdplanum durch Bewehrungslagen aus Geokunststoffen. Abschlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE-Nr. 05.105G951 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr. Stuttgart.

Schwerdt, S., Turczynski, U. & Möllers, C. (2004): Die Anwendung von Geokunststoffen zur Verbesserung der Tragfähigkeit und zur Verringerung der Spurrinnentiefe im Erdbau des Straßenbaus - Kenntnisstandanalyse Stand 05/2004. Arbeitspapier der AG 6.4 des AK 5.2 der DGGT, Dessau. Unveröffentlicht.

Timmers, V. (2003): Interaktion von Geogittern und Füllboden, Bericht über bodenmechanische Laborversuche. Aachen: Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen. Unveröffentlicht.

Velske, S., Mentlein, H. & Eymann, P. (2009): Strassenbau / Strassenbautechnik (6. neu bearbeitete Auflage). Köln: Werner Verlag / Wolters Kluwer Deutschland.

Vollmert, L. (2014): Stabilisierung ungebundener Tragschichten im Straßen- und Wegebau - eine Standortbestimmung. geotechnik, 37 (3), 210-213.

Vollmert, L. (2016a): Zur Gebrauchstauglichkeit geogitter-bewehrter Tragschichten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen. Dissertation. TU Clausthal, 2016.

Vollmert, L. (2016b): Zur Gebrauchstauglichkeit geogitter-bewehrter Tragschichten unter zyklisch-dynamischen Beanspruchungen. Vortragsband zur 34. Baugrundtagung der DGGT. Bielefeld, 2016.

Vollmert, L., Beuße, M., Emersleben, A., Lhotzky, K. & Milatz, M. (2014): Setup of unique full scale trafficking trials of reinforced unbound pavements - motivation and first results. 10th International Conference on Geosynthetics. Berlin: International Geosynthetics Society (IGS) & German Geotechnical Society (DGGT).

Vollmert, L., Emersleben, A. & Retzlaff, J. (2013): Zyklische Beanspruchung von Geogittern im Gebrauchslastbereich gebundener Straßenoberbauten. 10. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik (Bd. Sonderheft geotechnik). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik.

Weisemann, U. (1994): Untersuchungen zur Verbesserung von Planumsschutzschichten im Eisenbahnunterbau insbesondere durch Geokunststoffe. Dissertation. Technische Universität Dresden, Fakultät Verkehrswissenschaften "Friedrich List", Dresden.

Weisemann, U. & Vollmert, L. (2017): Wirkung von geogitter-bewehrten Schutzschichten. Eisenbahn Ingenieur Kompendium (EIK), Verband Deutscher Eisenbahn-Ingenieure e.V. (VDEI), Frankfurt/Main.

Wilmers, W. (1999): Geotextilien und Geogitter unter "Tragschichten". In Gerhard Bräu (Hrsg.), FS Kunststoffe in der Geotechnik (FS-KGEO). München: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik.

Wilmers, W. (2008): Geokunststoffe – Anwendung im Erdbau. In Jochen Müller-Rochholz (Hrsg.), Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau (2. Auflage). München/ Unterschleißheim: Werner Verlag / Wolters Kluwer Deutschland.

Yogarajah, I. (1993): Effects of Construction Procedures on the Behaviour of Geogrid Reinforced Soil Walls. Ph.D.-Thesis. Glasgow: Dept. of Civil Engineering, University of Strathclyde.

Zander, U. (2007): Grundlagen einer rechnerischen Dimensionierung des Straßenoberbaus aus Asphalt. Straße und Autobahn, 9.2007, 6.

# Neue Technische Vertragsbedingungen ATV DIN 18300; ZTV E-StB 17 - zur Minderung des Baugrund- und Kalkulationsrisikos bei Erdarbeiten

Dr.-Ing. Dirk Heyer
Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau,
Technische Universität München
Arbeitsgruppe 5 „Erd- und Grundbau“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

## Kurzfassung

Mit Einführung der neuen Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen ATV DIN 18300:2016-09 und der Anpassung der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten (ZTV E-StB 17) voraussichtlich in 2017 ergeben sich für die Baugrundbegutachtung, Ausschreibung, Planung und auch für die Bauausführung und Abrechnung von Erdarbeiten erhebliche Neuerungen. Der Geltungsbereich der ATV DIN 18300:2016-09 bezieht sich nicht mehr allein auf den Erdbauprozess des Lösens, sondern wird auf alle Erdbauprozesse vom Lösen, Laden und Fördern bis hin zum Behandeln, Einbauen und Verdichten ausgedehnt. Die Boden- und Felsklassen fallen weg und werden durch die sogenannten Homogenbereiche ersetzt, deren Bildung primär geotechnische, im Weiteren aber auch bauablaufbedingte und umweltrelevante Aspekte berücksichtigen muss. Diese die Ausschreibung vorbereitende Leistung muss daher gemeinsam vom Baugrundgutachter und Ausschreibenden/Planer erbracht werden. Nach den ATV DIN 18300 sind im Zusammenhang mit den Homogenbereichen für Boden und Fels konkret Eigenschaften und Kennwerte mit ihrer Bandbreite anzugeben. Die zugehörigen Normen sind ebenfalls darin genannt. Die sorgfältige Beschreibung von Boden und Fels auf Basis einer entsprechenden Erkundung unter Einbeziehung von Labor- und Feldversuchen erhält damit mehr Nachdruck. Mit diesen Neuerungen soll eine Minderung des dem Auftraggeber zuzuordnenden Baugrundrisikos auf der einen Seite und eine Minderung des beim Bieter bzw. Auftragnehmer liegenden Kalkulationsrisikos auf der anderen Seite erreicht werden.

## 1. Einführung

Die Diskussion im Zusammenhang mit den Boden- und Felsklassen ist nicht neu. Aufgrund ihrer besonderen Bedeutung im Bauvertrag führen sie immer wieder zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer zu Streitigkeiten und gerichtlichen Auseinandersetzungen. Besonders betroffen sind hier die Erdarbeiten, da für diese im Regelfall keine Technischen Lieferbedingungen existieren und auch nicht erforderlich sind, weil der Auftragnehmer als Bauausführender überwiegend mit dem Baustoff des Auftraggebers bzw. Bauherrn umgeht, was schon vom Grundsatz her die Gefahr von Streitigkeiten in sich birgt. Um diese möglichst zu vermeiden, sollte der Boden und der Baugrund so zutreffend wie möglich beschrieben

werden. Dieses Ziel zu erreichen ist ein wesentlicher Hintergrund für die grundlegenden Änderungen in den neuen ATV 18300.
Daneben soll auch eine Verschlankung und Vereinheitlichung aller Tiefbaunormen der DIN 18300er-Reihe erzielt werden, da hier ein gewisses Geflecht in der Art und Anzahl von Klassen und Unterklassen je nach Gewerk über die Jahre entstanden war, das auch von Fachleuten nur noch schwer zu durchblicken war.
Da die Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten (ZTV E-StB) auf die ATV DIN 18300 aufbauen und konkretisieren, sind auch diese anzupassen. Diese Anpassung, die auch mit einigen zusätzlichen Erläuterungen insbesondere im Zusammenhang mit den Homogenbereichen verbunden ist, soll in einer Neuausgabe Anfang 2017 münden.
Einen Überblick über die Rangfolge der Gültigkeit bei etwaigen Widersprüchen in den einzelnen Verdingungsunterlagen gibt Tabelle 1.

| Art der Unterlage | Nichttechnische Vertragsbedingungen | Technische Vertragsbedingungen |
|---|---|---|
| Allgemeine | (6)<br>VOB/B:<br>Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen DIN 1961 | (5)<br>VOB/C:<br>Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen - ATV - DIN 18 299 ff. |
| Zusätzliche | (3)<br>ZVB:<br>Zusätzliche Vertragsbedingungen - ZVB - (ZVB-StB) | (4)<br>ZTV:<br>Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen (Vorschriften) - ZTV - (ZTVE, ZTVbit usw.) |
| Besondere | (2)<br>Besondere Vertragsbedingungen | (1)<br>Leistungsbeschreibung |
| (…) = Rangfolge der Gültigkeit bei Widersprüchen gem § 1 Nr. 2 VOB/B | | |

Tab. 1 Arten von Verdingungsunterlagen
*(Präsentationsfolie freundlicherweise von Herrn Poppinga, BMVBS zur Verfügung gestellt)*

## 2. Boden- und Felsklassen

Die bisherigen Regelungen mit den Boden- und Felsklassen hatten auch in fachlicher Hinsicht einige Defizite. Beispielsweise betraf dies die Regelungen zur Konsistenz bindiger Böden, was anhand der Klasse 4 „Mittelschwer lösbare Bodenarten“ aufgezeigt werden soll, zu der definitionsgemäß bindige Böden von leichter bis mittlerer Plastizität bei weicher bis halbfester Konsistenz gehören. Während eine Zusammenfassung von Böden mit einer weichen, steifen und halbfesten Konsistenz unter Betrachtung des Erdbauprozesses Lösen sinnvoll ist, sind Böden mit weicher bis steifer Konsistenz von Böden mit steifer bis halbfester Konsistenz im Hinblick auf die Erdbauprozesse Einbauen und Verdichten zu unterscheiden. Während Böden mit steifer bis halbfester Konsistenz im Regelfall ohne besondere Maßnahmen wieder einbaubar und verdichtbar sind, weisen Böden mit weicher bis steifer Konsistenz einen zu hohen Wassergehalt auf und können daher nicht anforderungsgerecht verdichtet werden. Sie müssen also abgetrocknet, belüftet oder mit Bindemittel verbessert werden. Sind diese

Maßnahmen nicht in der Leistungsbeschreibung angegeben, sind diese Besondere Leistungen und damit gesondert zu vergüten.
Sofern bindige Böden eine feste Konsistenz aufweisen, fallen sie in die Klasse 6 „Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten“. In Deutschland wird der Übergang von der halbfesten zur festen Konsistenz durch den Wassergehalt an der Schrumpfgrenze beschrieben, dessen Bestimmung gemäß DIN 18122, Teil 2 erfolgt. Dieses Kriterium ist jedoch nicht für alle Böden zutreffend, so dass hierzu im Forschungsprojekt von Vogt et al (2013) neue Versuchsverfahren für Unterscheidungskriterien untersucht und vorgeschlagen wurden, die das Kriterien des Wassergehalts an der Schrumpfgrenze ersetzen könnten.
Von Vertretern der Auftragnehmer wurde wiederholt kritisiert, dass die Unterscheidungskriterien für Klasse 6 „Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten“ und Klasse 7 „Schwer lösbarer Fels“ zu allgemein und unzureichend sind, um die Baugrundverhältnisse im Hinblick auf eine gesicherte Kalkulation richtig einschätzen zu können.
Es ist nunmehr das Ziel, mit den neuen ATV DIN 18300 sowohl die grundsätzlichen als auch die fachlichen Probleme, die mit den Boden- und Felsklassen verbunden sind, mit den zu beschreibenden Homogenbereichen zu beseitigen.

## 3. Homogenbereiche

### 3.1. Einführung von Homogenbereichen

Mit Blick auf die Neuausgabe der VOB, Teil C 2015/2016 war auch allgemein das Ziel gesetzt worden, die Beschreibung des Baugrundes in den VOB-Normen zu vereinheitlichen. Die verschiedenen Boden- und Felsklassen entfallen und die Beschreibung des Baugrundes erfolgt mit sogenannten Homogenbereichen (Borchert und Große; 2010).
Aufgrund der gravierenden Auswirkungen dieser Änderungen auf Ausschreibung, Vergabe und Bauvertrag war beschlossen worden, diesbezüglich Pilotprojekte durchzuführen, über die Heyer et al (2013) und Heyer und Schwarz (2013) berichteten.

### 3.2. Definition

In den aktuelle erschienenen ATV DIN 18300:2016-09 werden Homogenbereiche wie folgt definiert: „Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- und Felsschichten, der für Erdarbeiten vergleichbare Eigenschaften aufweist.“

Die Homogenbereiche beziehen sich auf alle Erdbauprozesse:

- Lösen,
- Laden,
- Fördern,
- Behandeln,
- Einbauen,
- Verdichten.

Eine Zusammenfassung von Homogenbereichen im Leistungsbereich Erdbau ist sinnwidrig. Sie kann allenfalls dann sinnvoll sein, wenn sie gewerkeübergreifend, eigentlich im Sinne einer Schichtung, definiert wurden und auf das jeweilige Gewerk bezogen zusammengefasst

werden. Besser ist es aber, aus den Schichten gewerkespezifisch unterschiedliche Homogenbereiche zu bilden.
Aus abrechnungstechnischen Gründen sollte die Anzahl der Homogenbereiche möglichst gering gehalten werden, da sie auch getrennt aufzumessen sind.

### 3.3. Erforderliche Angaben zu Eigenschaften und Kennwerten

In den ATV DIN 18300 wird nun explizit vorgegeben, welche Eigenschaften und Kennwerte sowie deren ermittelte Bandbreite anzugeben sind. Für Boden sind dies:

- ortsübliche Bezeichnung
- Korngrößenverteilung mit Körnungsbändern nach DIN 18123
- Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1
- Dichte nach DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2
- undränierte Scherfestigkeit nach DIN 4094-4 oder DIN 18136 oder DIN 18137-2
- Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1
- Plastizitätszahl nach DIN 18122-1
- Konsistenzzahl nach DIN 18122-1
- Lagerungsdichte: Definition nach DIN EN ISO 14688-2, Bestimmung nach DIN 18126
- Organischer Anteil nach DIN 18128
- Bodengruppe nach DIN 18196

Für Baumaßnahmen der Geotechnischen Kategorie GK 1 nach DIN 4020 sind folgende Angaben ausreichend: Bodengruppe nach DIN 18196, Massenanteil Steine, Blöcke und große Blöcke nach DIN EN ISO 14688-1, Konsistenz und Plastizität nach DIN EN ISO 14688-1, Lagerungsdichte.

Für Fels sind dies:

- ortsübliche Bezeichnung
- Benennung von Fels nach DIN EN ISO 14689–1
- Dichte nach DIN EN ISO 17892-2 oder DIN 18125-2
- Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit nach DIN EN ISO 14689-1
- einaxiale Druckfestigkeit nach DIN 18141-1
- Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform nach DIN EN ISO14689-1

Für Baumaßnahmen der Geotechnischen Kategorie GK 1 nach DIN 4020 sind folgende Angaben ausreichend: Benennung von Fels, Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit sowie Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform, jeweils nach DIN EN ISO14689–1.

Bisherige Erfahrungen zeigen, dass Probleme bei den erforderlichen Angaben zur Dichte und Lagerungsdichte insbesondere bei nichtbindigen Böden auftreten. Hier müssen die umfassenden Erfahrungen, die mit Ramm- und Drucksondierungen im Rahmen von Erkundungsmaßnahmen vorliegen, weiterhin nutzbar sein, auch wenn die dies betreffenden Normen der Normenreihe DIN EN ISO 22476 in den ATV DIN 18300 nicht genannt werden.

### 3.4. Einteilung in Homogenbereichen

Neben den vorgenannten boden- und felsmechanischen Eigenschaften und Kennwerten sind die Homogenbereiche auch unter Berücksichtigung der für den gelösten Boden und Fels vorgesehenen Verwendung, also auch unter Beachtung baubetrieblicher Aspekte festzulegen.

Sollen verschiedene Böden oder Fels unterschiedlich verwendet werden, sind sie getrennt zu lösen und hierfür jeweils eigene Homogenbereiche zu bilden.
Sind umweltrelevante Inhaltsstoffe zu beachten, so sind diese bei der Einteilung in Homogenbereiche zu berücksichtigen.
Boden, Fels und sonstige Baustoffe, die sich für erdbautechnische Zwecke nicht eignen, sind als gesonderter Homogenbereich anzugeben. Hierzu zählen z.B. Böden mit für den vorgesehenen Einsatzzweck zu hohem oder zu niedrigem natürlichen Wassergehalt, gips- oder anhydrithaltige Böden und Fels. Dies gilt auch für Boden, Fels und sonstige Baustoffe, die zunächst zwischengelagert, verbessert oder ausgesetzt werden müssen
Bei Boden- oder Felsschichten, die innerhalb eines Bauloses so wechseln, dass sie nicht getrennt aufgemessen werden können, kann eine Zusammenfassung in einem Homogenbereich zweckmäßig sein. Eine Zusammenfassung kann auch dann sinnvoll sein, wenn ein getrenntes Lösen der Boden- oder Felsschichten nicht möglich oder nicht zweckmäßig ist.
Als Ergebnis sollte für eine Linienbaustelle aus dem geologischen Schichtenmodell ein vereinfachter (Schichten werden ja zusammengefasst) geotechnischer Längsschnitt mit Darstellung der Homogenbereiche entwickelt werden, der ggf. durch charakteristische Querprofile, bei Flächenbaustellen in jedem Fall ergänzt wird.

### 3.5. Derzeitiger Erfahrungsstand

Im Zuge der Pilotprojekte hatte sich bereits gezeigt (Heyer et al; 2013), dass bei Beachtung der einschlägigen Regelwerke wie DIN 1997-2, DIN 4020 und M GUB (2004) kein nennenswerter Unterschied im Erkundungsumfang bei Anwendung der alten oder neuen ATV DIN 18300 besteht, was sich vornehmlich bei größeren Baumaßnahmen bestätigte, bei denen für die Baugrundbegutachtung eine sorgfältige Baugrunderkundung vorgenommen war. Im Besonderen für die Belegung der nunmehr geforderten boden- und felsmechanischen Kennwerte wurden bei bereits vorliegenden Baugrundgutachten Nacherkundungen erforderlich. Es ist zu hoffen und es zeichnet sich momentan auch ab, dass das Konzept Homogenbereiche sich disziplinierend im Hinblick auf den Umfang der Untersuchungen im Felde, insbesondere aber auch der Untersuchungen im Labor auswirken wird. Die konkrete Vorgabe der geforderten boden-/felsmechanischen Kennwerte mit den zugehörigen Normen erfordert ein Mindestmaß an Laboruntersuchungen. Der dabei ggf. entstehende Mehraufwand sollte gerechtfertigt sein.

Im Zusammenhang mit den Laborversuchen ist es empfehlenswert, zumindest eine einfache statistische Auswertung der Laborversuchsergebnisse vorzunehmen und Anzahl der Versuche, maximalen und minimalen Ergebniswert sowie Mittelwert und Standardabweichung für die relevanten Kennwerte für jeden Homogenbereich anzugeben. Dieser Aspekt bekommt dann eine besondere Beachtung, dass im Fall von Abweichungen von den in der Baugrundbeschreibung angegebenen Baugrundverhältnisse diese mit Feld- und Laborversuchsergebnissen zu begründen sind, die eine vergleichbare Qualität und Quantität aufweisen müssen.
Grundsätzlich ist es zulässig und in vielen Fällen auch notwendig, auf Erfahrungswerte zurückgreifen zu können und sogar zu müssen. Man muss sich nur hierbei des Risikos bewusst sein, dass bei tatsächlichen Abweichungen von den prognostizierten

Baugrundverhältnissen der Auftraggeber im Nachteil ist, wenn er keine real ermittelten belastbaren Kennwerte vorgelegt hat.

In der bisherigen Praxis hat sich das Problem gezeigt, dass infolge der in den ATV DIN 18300 angegebene Kennwertauflistungen zu entscheiden ist, ob die bodenmechanischen oder die felsmechanischen Kennwerte zu bestimmen sind. Ein eindeutiges Unterscheidungskriterium für Boden oder Fels ist nicht bekannt. Im Forschungsprojekt von Birle et al (2015) sind erste Ansätze und Vorschläge enthalten, die sich aber erst noch in der Praxis bewähren müssen.

## 4. Folgewirkungen

### 4.1. Ausschreibung

Die Homogenbereiche stellen eine Zusammenfassung von Boden- bzw. Felsschichten dar, die sich in der Erdbaukette Lösen – Laden – Fördern – Behandeln – Einbauen - Verdichten gleichartig verhalten. Dies bedeutet, dass hierfür eine erdbautechnische Fachkompetenz bei den Beteiligten zwingend erforderlich ist. Da neben den erdbautechnischen auch Belange des Baubetriebs, des Bauablaufes und der Umwelt bei der Einteilung der Homogenbereiche zu berücksichtigen sind, handelt es sich um eine gemeinsame Aufgabe des geotechnischen Sachverständigen, Planers und Ausschreibenden. Da keine objektiven Kriterien für die Einteilung in Homogenbereiche vorliegen und auch nicht zwingend definiert werden können, handelt es sich dabei zudem um einen subjektiven Bewertungsvorgang.

Es empfiehlt sich, die Beschreibungen und Angaben zu den Homogenbereichen, wie sie in der ATV DIN 18300 explizit gefordert werden, in die Leistungsbeschreibung und hier speziell in die Beschreibung des Baugrundes in der Baubeschreibung aufzunehmen. Es ist zu beachten, dass durch die Aufnahme einer detaillierten Baugrundbeschreibung in die Leistungsbeschreibung diese auch bauvertraglich eine höhere Verbindlichkeit erhält.
Da jeder Homogenbereich mindestens eine Leistungsposition im Leistungsverzeichnis erzeugt, ist die Anzahl von Homogenbereichen zu minimieren.

Eine genauere und verbindlichere Baugrundbeschreibung hat auch zu der Überlegung geführt, Bodenverbesserungen als Nebenleistung auszuschreiben. Die Wahl des Arbeitsverfahrens, wie z.B. Bindemitteleinsatz, Belüften, Mischen von Böden, liegt dann beim Auftragnehmer. Erfahrungsgemäß ist damit auch mehr Achtsamkeit auf eine witterungsabhängige Arbeitsdisposition verbunden.

### 4.2. Bauausführung

Es ist zu beobachten, dass im Besonderen bei großen Baumaßnahmen mit entsprechenden Nachtragspotential eine detaillierte Dokumentation des geologischen Ist-Zustands als Abgleich zum Prognosemodell des Baugrundgutachtens und insbesondere der Baubeschreibung erfolgt. Da ist es zu empfehlen, dass sich Auftraggeber und Auftragnehmer frühzeitig einigen, dass die diesbezüglichen Feststellungen gemeinsam vor Ort getroffen werden.
Hierbei ist auch wieder zusätzlich der geotechnische Sachverständige gefordert, der bei Bauprojekten in der Vergangenheit bei der Bauausführung außer bei auftretenden Schwierigkeiten selten gefragt war. Neben dem Zusatzaufwand für den geotechnischen

Sachverständigen ist auch der vermessungstechnische Mehraufwand zu beachten. Der geotechnischen Sachverständige sollte für die Baustelle vor Ort möglichst einfache Kriterien zur Abgrenzung von Homogenbereichen, speziell von Boden und Fels angeben.

### 4.3. Abrechnung

Auf die Abrechnung haben die Neuerungen der ATV DIN 18300 insofern eine Auswirkung als das mit dem Wegfall der typischen Leistungsposition im Sinne von „Boden der Klassen 3 bis 5 lösen, laden, fördern, einbauen und verdichten“ sich mit den Homogenbereichen ein Mehraufwand durch eine höhere Anzahl der Leistungspositionen ergeben wird, für die die Massen jeweils aufgemessen und getrennt abgerechnet werden müssen. Auch daraus ergibt sich das schon wiederholt genannte Ziel einer Minimierung der Homogenbereichsanzahl.

Die Behandlung von Nachträgen bezüglich sich anders darstellender Baugrundverhältnisse („veränderter Geologie“) erfordert zukünftig eine Dokumentation des Ist-Zustandes verbunden mit entsprechenden Untersuchungen.

## 5. Zusammenfassung

Mit Einführung der neuen Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen ATV DIN 18300:2016-09 und der Anpassung der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten (ZTV E-StB 17) voraussichtlich in 2017 ergeben sich für die Baugrundbegutachtung, Ausschreibung, Planung und auch für die Bauausführung und Abrechnung von Erdarbeiten erhebliche Neuerungen. Der Geltungsbereich der ATV DIN 18300:2016-09 bezieht sich nicht mehr allein auf den Erdbauprozess des Lösens, sondern wird auf alle Erdbauprozesse vom Lösen, Laden und Fördern bis hin zum Behandeln, Einbauen und Verdichten ausgedehnt. Die Boden- und Felsklassen fallen weg und werden durch die sogenannten Homogenbereiche ersetzt, deren Bildung primär geotechnische, im Weiteren aber auch bauablaufbedingte und umweltrelevante Aspekte berücksichtigen muss. Diese die Ausschreibung vorbereitende Leistung muss daher gemeinsam vom Baugrundgutachter und Ausschreibenden/Planer erbracht werden. Nach den ATV DIN 18300 sind im Zusammenhang mit den Homogenbereichen für Boden und Fels konkret Eigenschaften und Kennwerte mit ihrer Bandbreite anzugeben. Die zugehörigen Normen sind ebenfalls darin genannt. Die sorgfältige Beschreibung von Boden und Fels auf Basis einer entsprechenden Erkundung unter Einbeziehung von Labor- und Feldversuchen erhält damit mehr Nachdruck. Mit diesen Neuerungen soll eine Minderung des dem Auftraggeber zuzuordnenden Baugrundrisikos auf der einen Seite und eine Minderung des beim Bieter bzw. Auftragnehmer liegenden Kalkulationsrisikos auf der anderen Seite erreicht werden.
Grundsätzlich entsteht mit dem Konzept der Homogenbereiche tendenziell ein Mehraufwand, der aber nur schwer quantifizierbar ist.
Es ist zu erhoffen, dass sich mit den neuen ATV DIN 18300 ein Schub zur Verbesserung der Qualität der Baugrunduntersuchungen und zugehörigen geotechnischen Berichte (Baugrundgutachten) ergibt. Hier war in den Jahrzehnten eine immer sich stärker ausprägende Abnahme von geotechnischen Untersuchungen, insbesondere von Laboruntersuchungen zu beobachten.

Es ist zu prüfen, ob die Zuordnung der Kosten für die Baugrunduntersuchungen allein zu den Planungskosten zutreffend ist und ob sie nicht zu einem nennenswerten Anteil den Baukosten zugeordnet werden sollten, da mit dem Konzept der Homogenbereiche die Relevanz für die Ausschreibung, Ausführung und Abrechnung und nicht nur für die Planung deutlich wird.
Neben dem Baugrundgutachten entsteht für den Baugrundsachverständigen ein zusätzlicher Aufwand für die Unterstützung der Ausschreibung und einer ggf. erforderlichen Dokumentation des Ist-Zustandes, für den er einen Anspruch auf Vergütung hat.

## 6. Literatur


Birle, E., Heyer, D., Möller, P. und Bundschuh, M. (2013): Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in Fest- und Lockergesteine, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität München, Juni 2015, Forschungsbericht zu FE 05.0178 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, (Veröffentlichung in Vorbereitung)

Borchert, K-M. und Große, A. (2010): Vereinheitlichung der Boden- und Felsklassen in den Normen der VOB, Teil C. In: VOBaktuell, Ausgabe 3/2010, S. 12 – 25, Beuth Verlag, Berlin

Große, A. und Borchert, K.M. (2015): Homogenbereiche statt Boden- und Felsklassen in der VOB, Teil C, Ingenieurkammertag 2015, Chemnitz, 6.Oktober 2015

Heyer, D.; Festag, G. und Kayser, J. (2013): Boden- und Felsklassen oder Homogenbereiche – Erkenntnisse aus den Pilotprojekten, Erd- und Grundbautagung 2013, Bamberg, Tagungsband auf CD, S. 84 - 91, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, FGSV Verlag, FGSV C 12

Heyer, D. und Schwarz, P. (2013): Bayerische Pilotprojekte zur ATV DIN 18300 „Erdarbeiten“, Bericht an die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität München, abrufbar über homepage

Kayser, J. (2014): Umsetzung der Baugrundbeschreibung mit Homogenbereichen bei der Ausschreibung, Vergabe und Abwicklung von Bauaufträgen, BAWBrief 01/2014, Herausgeber im Eigenverlag: Bundesanstalt für Wasserbau (BAW); Karlsruhe

M GUB (2004): Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau, : Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, FGSV Verlag, FGSV 511

Vogt, N.; Birle, E.; Heyer, D. und Etz, A. (2013): Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Straßenbau, Heft S 80, Bergisch Gladbach, Juni 2013, Carl Schünemann Verlag GmbH, Bremen

# Großbohrpfahlversuch am Austria Campus in Wien

Hon. Prof. DI. Dr. Lothar Martak
martak-geo, A - 2123 Schleinbach im Weinviertel
Niederösterreich

## Allgemeines

Die Bank Austria Wien, heute UniCredit Mailand hatte 2011 den Entschluss gefasst, sämtliche Bürogebäudekomplexe, die über Wien verstreut sind in einem Bank-Austria-Headquarter im 2. Wiener Gemeindebezirk auf den Gründen des ehemaligen Nordbahn-Frachten-Bahnhofs nördlich der Lassalle Straße unter dem Namen Austria Campus zu konzentrieren. Parallel zum architektonischen Planungswettbewerb, den das Büro Boris Podrecca Architekten Wien für sich entscheiden konnte, wurde auch der Autor dieses geotechnischen Beitrages beauftragt, ein Bodengutachten im Sinne von ÖN EN 1979-2 und ÖN B4402 mit der Erkundung und Untersuchung des Baugrundes als Geotechnischen Untersuchungsbericht bis April 2012 zu erstellen. Da dem beauftragten Geotechniker die Untergrundverhältnisse und das Grundwasser aus der Beratung, der Geotechnischen Ausschreibung und der Baubetreuung der Wiener U-Bahn Linien U 1 in den Jahren 1971 bis 1978 und der U 2 von 2000 bis 2008 im Detail bekannt waren, genügten seiner Meinung nach nur 4 Bohrungen mit dem Rammkern-Bohrverfahren und 17 Rammsondierung mit der DPH-50 um seine geotechnischen Baugeländekenntnisse zu evaluieren. Die Aufschlüsse wurden über das ca. 70.000 $m^2$ große Planungsareal verteilt, ergänzend zu den seit 2007 von Fa. Intergeo Salzburg im Auftrag der ÖBB getätigten Aufschlüssen und Untersuchungen zur Feststellung von Baugrundkontaminationen und Kampfmittel.

## 1 Baugrunderkundung und Gründungskonzept

Was die Grundwassersituation betraf, war diese aus dem U-Bahn Bau bereits sehr genau bekannt, hatte sich aber entscheidend im Zuge der 2. Donauregulierung durch den Bau der sog. Neuen Donau parallel zur bisherigen Donau verändert. War zu Beginn des 19. Jahrhundert ein HHGW von +1,80 m Wiener Null (Wr. N. = 157,68 m ü. Adria) als Hochwassermarke im Grundwasser für die damalige k. und k. Ferdinand Nordbahn 1835 zu berücksichtigen, so konnte nach der ersten Donauregulierung von 1872 bereits eine Ermäßigung für den Wr. U-Bahn Bau im 2. Wr. Gemeindebezirk von +1,50 m Wr. N. verwendet werden. In den Jahren 1978 bis 1997 erfolgte mit dem Bau der Neuen Donau im linksufrigen ehemaligen Inundationsgebiet eine Hochwasserentlastung mit einem ca. 250 m breiten Gerinne mit 2 Stauwehren und die Schaffung einer Donauinsel, sowie rechtsufrig eine ca. 20 km lange Beton-Dichtschürze durch die grundwasserführenden quartären Kies/Sand-Alluvionen bis in den miozänen tonig/schluffigen GW-Stauer. Diese Dichtwand ermöglicht mit speziellen Einrichtungen eine Grundwasserdotation im Wiener Prater auf das Mindestniveau – 2,0 m Wr. N. bei Donau-Niedrigwasser und im Donauhochwasserfall eine komplette Grundwassersperre entlang des

rechten Donauufers. Da sich am Baugelände der quartäre Katastergrundwasserpegel 1920,030 befand, standen für die Jahre 2002 fortlaufend bis 2015 die Grundwasserganglinien dieser Messstelle des freien Grundwasserregimes in den alluvialen Donau-Kiesen und - Sanden zur Verfügung, die eine sehr wirtschaftliche HHGW Marke von +1,00 M Wr. N. für den Austria Campus ermöglichten. (Abbildung 1.)

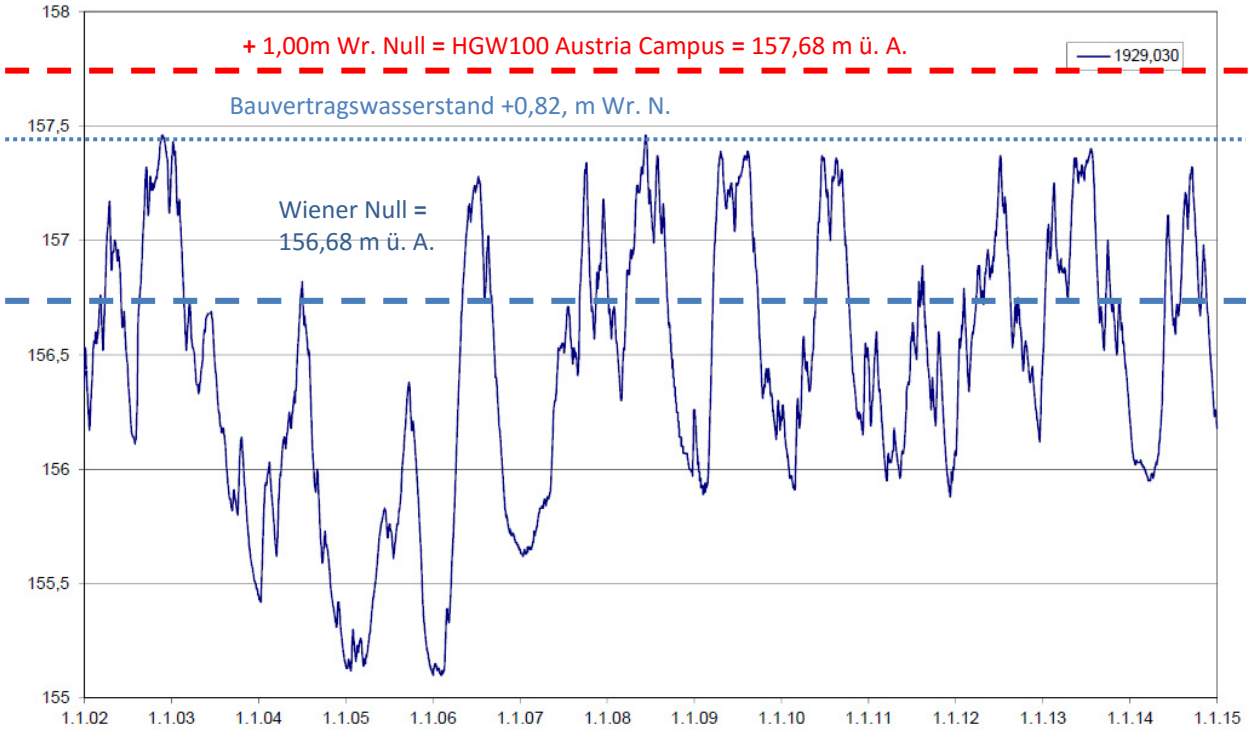



*Abbildung 1. Grundwasserjahresganglinie über den Zeitraum 2002 bis 2015*

Im Zuge der nachfolgenden architektonischen und statischen Konkretisierung des Austria Campus 2013 der nunmehr am Baugelände geplanten fünf Baufelder (BF 05 bis BF 08, einschl. BF 6 mit 39/2 und getrennt davon BF 39/1) wurde eine weitere Verdichtung der Untergrundaufschließung mit 5 Rammkern-Aufschlussbohrungen bis in Tiefen von 25m und 30m durchgeführt. Mehrere Umplanungen mit 2 bis 4 Tiefgeschossen erfolgten, bis letztendlich zur Bauverhandlung und parallel zur wasserrechtlichen Verhandlung von 2014 die Baufelder 06 und 08 drei bis partiell 3,5 Tiefgeschosse mit Garagen-, Archiv- und Lagerflächen und ausgedehnten tiefliegenden Lüftungsgeschossen erhielten. Der zu den Behördenverhandlungen eingereichte Planungsstand umfasste die Baufelder 05 bis 08 einschl. 39/2 mit einer Dichtschlitzwandumschließung durch die ca. 10 m mächtigen und im Mittel 5 m grundwasserführenden Donaualluvionen mit Spundwanddichtfenstern in den quer zu den das Baugelände kreuzenden zukünftigen Straßen. Beide reichen bis unter den obersten tonig/schluffigen Grundwasserstauer in die miozänen Sand/Schluffe darunter. Die Schlitzwandumschließung und die Spundwände schotten den quartären GW-Körper vollständig vom umgebenden vom Hochwasser der Donau und des Wiener Donaukanals beeinflussten freien Grundwasser ab, wodurch die Gesamtbaugrube von etwa 300m auf 300m durch eine Vielzahl von Pumpbrunnen entleert werden konnte. Die darunter in den miozänen Sedimenten anstehenden gespann-

ten Grundwässer wurden gleichfalls durch eine große Anzahl von Tiefbrunnen soweit entspannt, dass die Baugrubensohlen der tiefsten Baufelder, BF 06 und BF 08 im Miozän grundwasserfrei wurden. Getrennt davon war eine Spundwandumschließung mit Tiefbrunnenwasserhaltung für die 2 Kellergeschosse von BF 39/1 innerhalb der quartären Alluvionen vorgesehen. (Abbildung 2.)

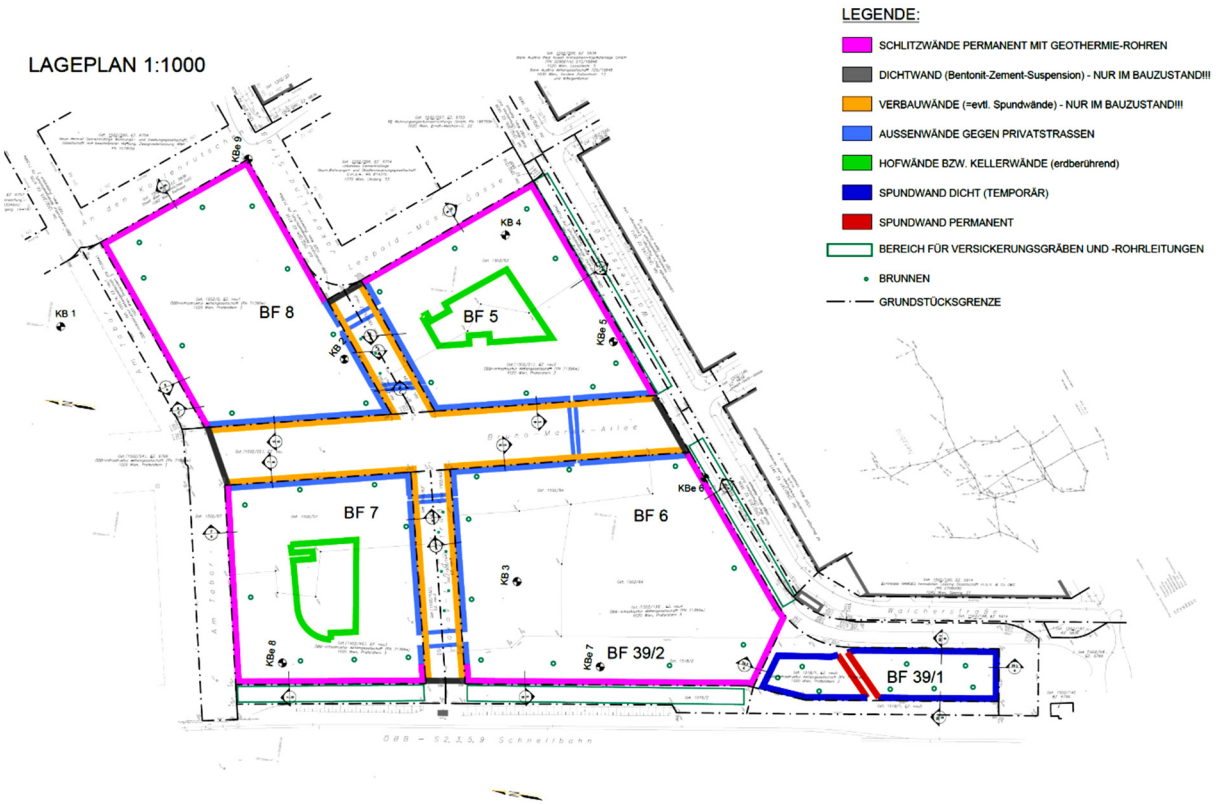



*Abbildung 2. Austria Campus Baufelder, Baugrubenumschließung mit den Innenhöfen in BF 05 und 07 für die Pfahlprüfung an insgesamt 3 Großbohrpfählen*

## 2 Bauausschreibung und Sondervorschlag

Die tiefbautechnische Baueinreichung mit dem Geotechnischen Entwurfsbericht (Gründungsgutachten) von 2013 nach ÖN B4402 bzw. nach ÖN 1997-2, mit der geotechnischen Stellungnahme „Wasserhaltung“, ebenfalls aus 2013 und mit den Erklärungen zur Baugrubenumschließung von 2014 konnte mit der bau- und wasserrechtlichen Genehmigung der Dienststellen der Stadt Wien abgeschlossen werden. Die Ausschreibungsphase und die Baugrubenvergabe von Herbst 2014 erbrachte für die grundbautechnischen Bauleistungen und Wasserhaltungsarbeiten einen in beiden Gewerken bekannten kompetenten Bauauftragnehmer, der als Variante zur durchgehenden Bauwerkflachgründung eine Pfahlplattengründung mit einer Vielzahl von Druck- und Zugbohrpfählen für alle 5 Baufelder vorschlug und damit den Zuschlag bekam. Der geotechnische SV wurde gemeinsam mit einen versierten und ebenfalls über Jahrzehnte im Tiefbau tätigen Fachkollegen als Geotechnischer Prüfer beauftragt. Außerdem wurde das Statik Büro Triax in Wien mit einem Prüfkollegen für alle tiefbautechnischen Rohbauarbeiten von

der Baugrundbeschau bis hin zur Kontrolle gegen Aufschwimmen gemäß ÖN EN 1997-1 und ÖN B1997-1-1 vom inzwischen auf den privaten Investor AOC Fünf, Sechs, Sieber, Acht und Neununddreißig Immobilien GmbH & Co OG übergegangenen Bauprojekt fachspezifisch verstärkt.

Bedingt durch die Fundierungsumstellung von Sohlplatte auf eine in der Dicke reduzierte Bodenplatte mit Pfahlgründung, ergab sich für die geotechnischen Prüfer die Forderung nach Untergrund angepassten Pfahlversuchen um die Wirtschaftlichkeit der angebotenen Pfahlplattengründung für eine Anzahl von ca. 450 SOB-Druck- und Zugpfählen zu optimieren, die hauptsächlich in den miozänen feinkörnigen Sedimenten unter voller Grundwasserentspannung auszuführen waren.

## 3 Auswahl und Bau der Versuchspfähle

Da für die Verfahrenstechnologie der SOB-Pfähle bislang keine adäquate Mantelreibungsreduktionsvorrichtung den geotechnischen Prüfern bekannt geworden war, musste auf die Herstellung von 3 üblichen voll verrohrten mit dem Greifer hergestellten Großbohrpfähle, Ø rund 900 mm mit Stahlbeton zurückgegriffen werden. Baustellenbedingt konnten die später landschaftlich auszugestaltenden Innenhöfe der Baufelder BF 05 und BF 07, in denen bauzeitlich noch kein Baugrubenaushub stattfinden konnte als Versuchsflächen ausgewählt werden. In diesen wurden auf Vorschlag der Pfahlfirma die anstehenden alluvialen Kies/Sande mit etwa 9 m Mächtigkeit nach Fertigstellung der ca. 20 m tiefen Bohrungen und dem Einbau der Pfahlbewehrung die ca. 13 m langen Stahlrohrhülsen Ø 720 mm versetzt um eine Mantelreibungsübertragung auf die in der Folge ausbetonierten Pfähle möglichst zu reduzieren. Die aus früheren Jahrzehnten bekannten Papprohre, welche in der Schlitzwandtechnologie als nicht mehr gezogene Abschalrohre verwendet wurden, sind nicht mehr verfügbar. Der Hinweis auf die Reibungsproblematik zwischen Stahlrohr und den (ev. Zement angereicherten) seitlichen Kies/Sanden im Zuge des Betoniervorganges wurde den geotechnischen Prüfern als versuchsverträglich beschrieben.

Es wurden daher im BF 05 zwei Bohrpfähle mit den Nummern 1 und 2 und in BF 07 ein weiterer Bohrpfahl mit Nr. 3 bis ca. 20 m Tiefe mit den 13 m langen Stahlrohren und einem geschätztem Überstand von ca. 1 m Höhe über anstehendes Gelände ausgeführt und nach den Vorschlägen der norddeutschen Fachfirma IPM aus Gotha in Thüringen mit insgesamt 3 Pfahlmessebenen in den verbleibenden Testlängen messtechnisch ausgerüstet. In den miozänen schluffigen Fein- bis Mittelsanden blieben somit Testmantelreibungslängen von etwa 8 m zur Instrumentierung. Die Pfahlprüfeinrichtung war für Druckversuche bis 4000kN Prüflast ausgelegt, die über 4 quadratisch im Mittenabstand von 3 m angeordneten GEWI-Verpresspfähle zu je 1000 kN Zuglast und 30 m Tiefe aktiviert werden konnte. Eine gesonderte durch Packer erreichbare Abgrenzung der Verpresspfahl-Reibungslängen der Reaktionspfähle bezüglich einer Lastbeeinflussung des Versuchsbohrpfahls wurde als nicht erforderlich erachtet. Die Grenzlast- und Gebrauchslasttragfähigkeit der GEWI-Pfähle gemäß ÖN B 1997-1-1 und ÖN B 1997-1-3 und ihres räumlichen Verformungsbereiches war aus anderen Baustellen in bodenmechanisch ähnlichen Untergrundprofilen den überprüfenden Sachverständigen im Detail bekannt, sodass gesonderte Zugversuche entfallen konnten. Mit der sehr gut funktionierenden

Messausrüstung war es in der Testpfahllänge der 3 Versuchspfähle möglich, die Verformungen der Pfahlfußebene und der oberen Prüfmantelebene unterhalb des die Pfahlmantelreibung abschirmenden Stahlhüllrohres, sowie des Pfahlkopfes unterhalb der Pfahldruckpressen über die mehrfachen Druckbelastungs- und Entlastungszyklen getrennt zu messen und digital darzustellen. Sämtliche Versuchspfähle wurden gemäß Pfahlnorm ÖN EN 1936 einer Integritätsprüfung unterzogen, womit die Pfahllängen mit ca. 20,50 m und die Pfahlformen auf besondere Ausbauchungen und Einschnürungen nachgeprüft werden konnten. Die Bohrpfahlprotokolle der 3 Versuchspfähle zeigten aber, soweit dies verfahrenstechnisch genau genug möglich war, dass die Pfahlmantelreibungslängen nicht nur die Fein- bis Mittelsande, sondern auch die tonigen Schluffe des geogenen Grundwasserstauers zumindest teilweise umfassten (Abbildung 3). Die insgesamt 12 GEWI Reaktionspfähle der 3 Versuchspfähle durchteuften das Untergrundprofil vom Kies bis in den miozänen tonigen Schluff und grauen Sand darunter. Sie wurden im üblichen Zementsuspensionsspülverfahren hergestellt.

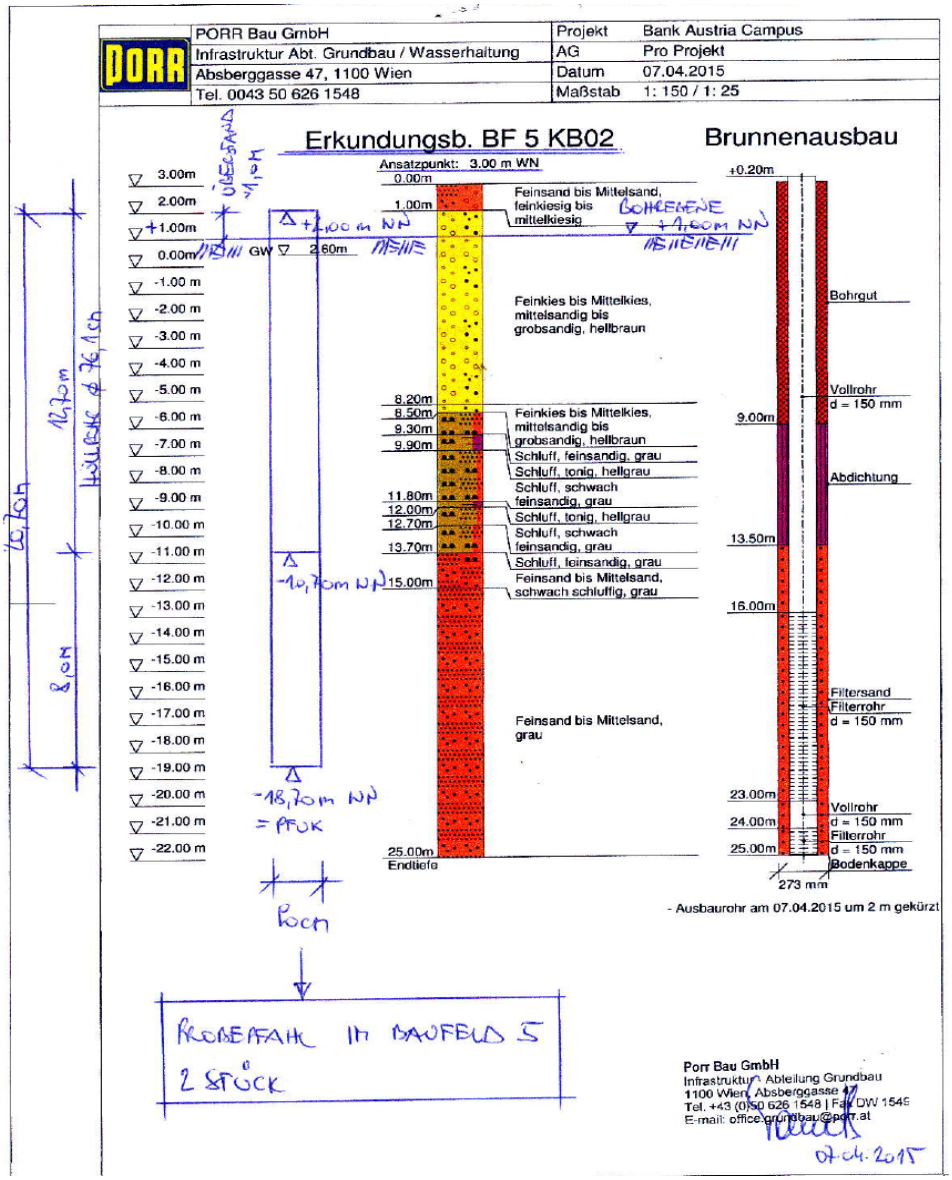



*Abbildung 3. Ausbauplan der Versuchspfähle mit den ca. 13 m langen Stahlhüllrohren im Kies und dem schluffigen, tonigen Grundwasserstauer, darunter die geplante ca. 8 m Testpfahllänge in den miozänen leicht schluffigen Fein- bis Mittelsanden*

## 4 Versuchsablauf der Prüfpfähle und Messergebnisse

Die 3 Pfahlversuche liefen in der Zeit vom 28.05. bis 01.06.2015 unter 20° bis 25° warmen und sonnigen Wetterbedingungen mit einer jeweiligen Versuchsdauer von ungefähr 9 Stunden ab und konnten auf den Bildschirmen im Messwagen von Fa. IPM exakt verfolgt werden. Jeder Testpfahl erhielt 4 Messgeber regelmäßig verteilt am Umfang, deren Messungen die Last-Verformungsganglinien einzeln auswiesen und daraus wurden die gemittelten Last-Setzungs-Kurven des Pfahles erhalten. Die grafische Auswertung erfolgte für die Zeit-Setzungslinien über die Versuchsdauer, womit sehr schön die Retardationsphasen der Belastungs- und zum Teil auch der Entlastungsphasen in den feinkörnigen Bodenzonen ersichtlich wurden. Parallel dazu erfolgten die Darstellungen der Kriechmaße je Laststufe, die bei allen 3 Pfählen im geplanten Pfahlauslastungsbereich unter 2 mm blieben und damit normkonform blieben.

Bei keinem Versuchspfahl führte die maximale Prüflast von 4000kN zur Überschreitung der Grenztragfähigkeit, wenn auch die Pfahlgesamtsetzungen bei Versuchspfahl 1 bis etwa 38 mm, bei Pfahl 2 ca. 17 mm im BF 05 und bei Pfahl 3 um die 15 mm im BF 07 erreichten. Neben den Pfahlkopfsetzungen wurden auch die Pfahlkopfneigungen in mm über die Belastungszeit aufgezeichnet, die im Bereich kleiner 3 mm verblieben. Gleichzeitig wurden die Hebungen der Reaktionspfähle gemessen, die bei der Maximalzugkraft von 1000kN je GEWI-Pfahl durchschnittlich zwischen 10 mm und 22 mm erreichten und über die gesamte Versuchszeit nicht ausrissen.

Die Lastsetzungsdiagramme der Pfähle zeigten, wie schon in der Messtechnik oben beschrieben die Trennung zwischen Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibungskraft. Bei Versuchspfahl 1 zeigte sich mit Zunahme der Pfahldrucklast ab ca. 2800 kN ein starker Verlust der Mantelreibung und gleichzeitig eine exorbitante Zunahme des Pfahlfußwiderstandes. Bei 4000 kN und einer Gesamtsetzung von ca. 36 mm sank die Mantelreibung von anfangs maximal 1800 kN bis auf 370 kN ab und der Pfahl wurde zum fast reinen Spitzendruckpfahl. Bei Pfahl 2 im BF 05 steigerte sich die Mantelreibungsreaktion bei zur Maximallast von 4000 kN auf fast 3000 kN und war im Lastbereich der späteren Bauwerks-Zugpfähle von ca. 2000 kN bereits auf rund 1400 kN angewachsen und damit für die Versuchsauswertung für die mögliche Zugpfahlbewertung sehr aussagefähig. Abbildung 4

Die Auswertung der Mantelreibungskräfte bei Versuchspfahl 3 war leider durch die zwischen Stahlhüllrohr und Kies/Sandbereich entstandenen sehr hohen Reibungsverluste gekennzeichnet. Bis ca. 2000 kN stieg die Mantelreibung in der Pfahlteststrecke auf fast 1000 kN an, die sich bei der maximalen Prüflast auf etwa 1870 kN vergrößerte. Die bei den drei Versuchspfählen gemessenen Mantelreibungen pro Quadratmeter erreichten gemittelten Maximalwerte zwischen 66 kN/m$^2$, 88 kN/m$^2$ und 139 kN/m$^2$, welche natürlich mit den normgemäßen Teilsicherheitsbeiwerten und Streuungsfaktoren abzumindern waren.

## 5 Berechnungsbewertung für die Versuchs-Druck- und -Zugpfähle

Die Auswertungen des Messberichtes der Fachfirma IPM aus Gotha in Thüringen schlüsselten die Ergebnisse der Pfahlversuche getrennt für Mantelreibung und Spitzendruck in Belastungsstufen von 500 kN bis 4000 kN auf. (Abbildung 4.) Damit war es möglich über die Strecke des ca. 8 m langen Testbereiches mit den Belastungsgrößen im Schaft unter dem Metallhüllrohr

und im Fußbereich den Grenztragsicherheitsnachweis für die Druckkraft, bestehend aus Mantelreibungsanteil und Spitzendruck zu führen.

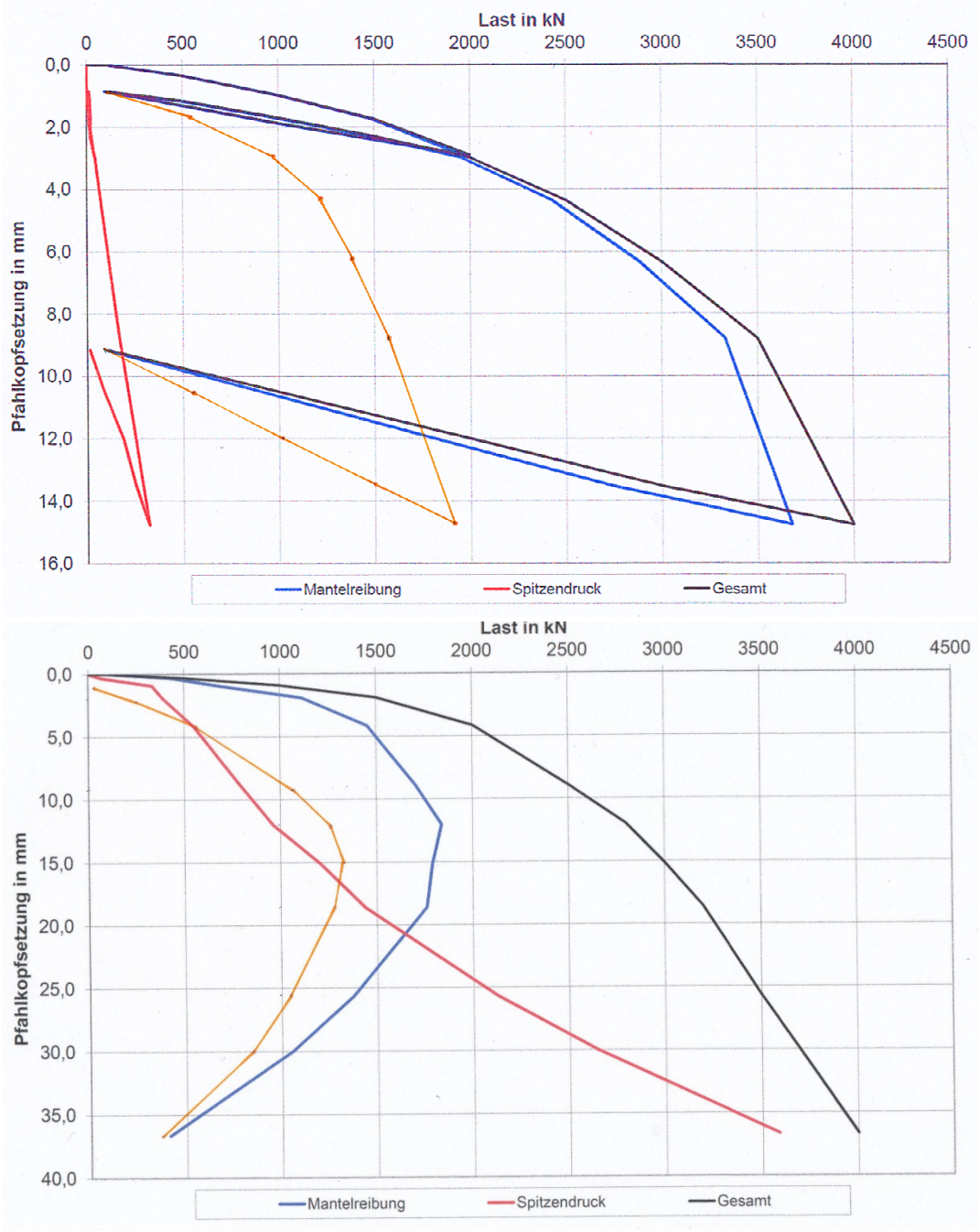



*Abbildung 4. Last-Setzungsdiagramme mit Trennung von Mantelreibung und Spitzendruck für Probepfahl 3 BF 7, darunter für Probepfahl 1, BF5, wobei die blaue Linie die Gesamtmantelreibung über das 13 m lange Stahlhüllrohr einschl. der 8 m langen Teststrecke darstellt, während die orange Linie nur die Mantelreibung über die Teststrecke zeigt.*

Die ausgewiesenen Mantelreibungsgrößen im Testbereich wurden für den Nachweis eines gemessenen maximalen Zugwiderstandes der Versuchspfähle zusammengestellt und gleich-

falls ein Zugkraftgrenztragfähigkeitsnachweis geführt. Aus den Setzungsdiagrammen der Versuchspfähle war es möglich eine Gebrauchsdrucklast zugeordnet einer statisch zulässigen Setzung von 1 cm rückzurechnen und somit den Gebrauchstauglichkeitsnachweis für die zugehörige Pfahldruckbeanspruchung zu führen.

Die Nachweise der Grenztragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit wurden, fußend auf den Tabellenwerten der ÖN B1997-1-1:2013 und ÖN B1997-1-3:2015, sowie der DIN 1054:2012, die aus Erfahrungen vieler Pfahlbaustellen für die Pfahlmantel- und Sohlwiderstände erstellt worden waren, bereits vor den Pfahlversuchen als Vorberechnungen geführt. Sie passten grundsätzlich mit den aus den Pfahlversuchen gewonnenen Ergebnissen gut zusammen und ermöglichten eine ca. 10%ige Verkürzung der Bauwerkspfähle gegenüber den rechnerischen Abschätzungen mit den im Fundierungsgutachten 2013 angegebenen Bodenkennwerten.

Ein gesonderter Zugkrafttragfähigkeitsnachweis wurde für die Größe des zum Mittragen aktivierten Untergrundvolumens rundum die Pfahlschäfte in der Testlänge des Pfahles geführt. Das dazu aktivierende Bodenvolumen ist gemäß ÖN B 1997-1-3 ein Zylinder mit angehängtem Kegelstumpf und in der DIN 1054 ein unterschiedlich wählbar breites und dickes Bodenprisma mit einer angehängten Bodenpyramide (siehe Abbildung 8.). Sowohl das Rechenmodell der Vorberechnung aus den Tabellenwerten, wie die Auswertung der Pfahlversuchsergebnisse wurden normenkonform mit einer Reihe von Partialsicherheits- und Modellbeiwerten versehen, sodass ein Gesamtsicherheitsniveau von 3,5 für das Rechenmodell und für die gemessenen Pfahlversuche eines zwischen 1,7 und 1,93 je nach Größe des Streuungsfaktors gegeben ist (Abbildung 7.). Das ist notwendig, da Tragfähigkeitsprognosen ohne Pfahlversuche wesentlich größere Sicherheiten aufweisen müssen als die Ergebnisse aus Pfahlversuchen unter Baustellenbedingungen. Bei der Auswertung der gemessenen Pfahlversuchslasten wird die Anzahl der geprüften Versuchspfähle durch Streuungsfaktoren zwischen 1,4 bei nur einem Versuchspfahl nach ÖNorm B1997-1-1, bzw. nach DIN 1054/A1 zwischen 1,35 und für beide Normen 1,0 bei 5 oder mehr Versuchspfählen berücksichtigt, um eine sicherheitsrelevante Gewichtung von herstellungs- und untergrundabhängigen Unterschieden der einzelnen Versuchspfähle innerhalb des geplanten Versuchsfeldes und damit Baufeldes zu erhalten. D. h., je mehr Versuchspfähle zur Prüfung vorhanden sind, desto kleiner werden die Streuungsfaktoren und damit die normgemäßen Pfahllastabminderungen. Die grafische Darstellung der Pfahlversuchsergebnisse im Vergleich zum Untergrundprofil gibt einen guten Einblick über die unterschiedliche Ausbildung der Pfahlmantelreibung in der Hüllrohrlänge und optimale Ausbildung innerhalb des dicht bis sehr dichten schluffigen und sandigen Bodens der Testpfahllänge. (Abbildung 5.)

Bei aller Würdigung der Verbesserung der Tabellenwerte der Pfahlnormen in den letzten Jahrzehnten sind die Pfahlmantelreibungs- und Sohldruck-, bzw. Spitzendruckwiderstände in der Anwendung doch einer gewissen Willkür oder eines geotechnischen Gespürs des Bearbeiters anheimgestellt. Die Pfahltragfähigkeitsberechnungen mit Tabellenwerten, abgeleitet aus den Rammwiderständen von DHP-50-Versuchen und aus Konsistenz und Lagerungsdichte in ÖN B1997-1-3, sowie aus den Spitzendruckergebnissen der Drucksonden in EA-Pfähle, bzw. DIN 1054 basieren auf den Laborwerten einzelner Bodenproben und den geologischen Untergrundaufschließungsprofilen unterschiedlicher Baustellen. Sie können dem verständlichen

Wunsch einer wirtschaftlichen Projektbemessung sehr dienlich werden, aber sie können messtechnisch gut ausgerüsteten Pfahlversuchen nur bei geotechnisch und geologisch gut bekannten Untergrundverhältnissen nahekommen.

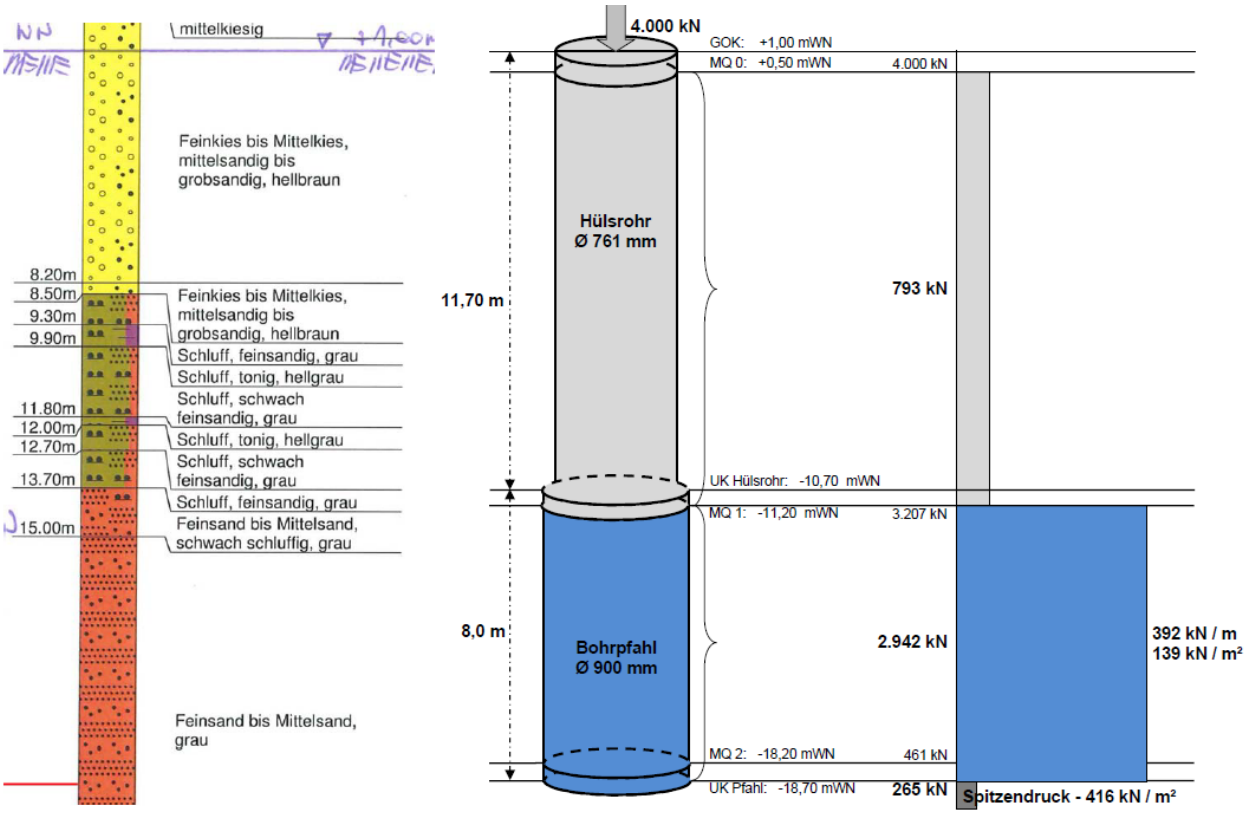



*Abbildung 5. Grafische Auswertung des Versuchspfahles 2 in BF 05 mit geringem Mantelreibungsverlust um das Stahlhüllrohr und mit großer Mantelreibung in der Pfahltestlänge und geringem Spitzendruckwiderstand im leicht schluffigen Fein- bis Mittelsand mit dichter bzw. sehr dichter Lagerung.*

Auch ermöglichen die zunehmenden Verfeinerungen der normkonformen Berechnungsansätze durch das Partialsicherheitskonzept mit Sicherheitskoeffizienten, Modelfaktoren und Bemessungssituationen durchaus eine nicht unerhebliche Bandbreite der Berechnungsergebnisse, deren Aussagerichtigkeit oftmals erst das fertige Bauwerk rechtfertigen kann.

Die für Großbohrpfähle infolge des nicht unerheblichen finanziellen Aufwandes relativ selten durchgeführten Pfahlversuche, meist für große Baustellen mit sehr vielen gleichartigen Pfahlgründungen leiden in ihren Ergebnissen auch unter den noch zum Teil verbesserungsfähigen Abminderungskoeffizienten des Gesamtsicherheitskonzeptes. Insbesondere bei der Zugpfahlberechnung im Grundwasser beim Nachweis gegen Aufschwimmen ist das Sicherheitsniveau der Nachweise nach GEO in ÖN und in DIN zwischen 1,60 (1,70), bzw. 1,45 (1,90) sehr hoch, sodass auch die besten Ergebnisse der Pfahlversuche eine oftmals enttäuschend geringe Pfahlauslastung zulassen. Das hängt natürlich einerseits mit den bei Pfahlzugversagen verbundenen großen Hebungs-oder Setzungsgefahren zusammen, die bei Druckpfählen in Mitteleuropa nur bei Stillwassersedimenten im großen Ausmaß befürchtet werden müssen, andererseits aber mit den auf Prof. Terzaghi seinerzeit zurückgehenden Sicherheits-Festlegungen für die wichtigsten Grundbauprobleme zusammen. Aber auch die bauseits gewissenhaft

durchgeführten und genau dokumentierten Pfahlversuche können das Interpretationsrisiko nicht vollständig ausschalten, je unterschiedlicher die einzelnen Versuchsergebnisse ausfallen.

## 6 Berechnungsergebnisse nach ÖN und DIN für Druck- und Zugpfähle

Sinnvollerweise ist es üblich, bereits vor den Planungen für die Pfahlversuche in den Untergrundbedingungen auf der Baustelle die Grenzzustände der Tagfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit rechnerisch anhand der für die Bauwerkstatik verträglichen Differenzsetzungen mit den Tabellenwerten der ÖN B1997-1-1 und ÖN B1997-1-3, sowie nach DIN 1054 bzw. nach EA-Pfähle rechnerisch abzuschätzen. Mehr als eine Abschätzung kann es nicht sein, da die Tabellenwerte der Mantelreibung und des Spitzenwiderstandes bzw. Sohldruckes sich auf wenige Konsistenz und Lagerungsdichteangaben, was im Vergleich zu der Variabilität des „gewachsenen“ oder künstlich angeschütteten und verdichteten Untergrundes ein hohes Maß an Erfahrung und theoretischen Wissens bedarf um die Auswahl der Tabellenwerte möglichst realitätszutreffend in Ansatz zu bringen.

Für die gegenständliche Baustelle Austria Campus in Wien mit zum Teil drei Stockwerke tiefen Kellern haben die geotechnischen Prüfer ein durch einen Einzelpfahl gestütztes Kellerfeld von 5,40 m Breite und 8,40 m Länge als maßgebend erachtet. Dieses Deckenfeld liegt im nicht überbauten Tiefgaragenbereich des Baufeldes 08, welcher an den Rändern von Hochbauten eingefasst wird. Somit war neben der Druckbelastung aus dem Kellerbauwerk und der Randbebauung auch die Zugbelastung aus Hochwasserständen im Grundwasser zu berücksichtigen. Da keine gesonderten temporären Bauwerksbelastungen vorzusehen waren, vereinfachen sich die Gleichungen des EuroCode 7/1, Kapitel 10 „Hydraulisch verursachtes Versagen“ für ÖN und DIN auf:

$$G_{dst;k} \cdot \gamma_{G;dst} \leq \left( G_{stb;k_1} + G_{stb;k_1} \right) \cdot \gamma_{G;stb} \qquad (1)$$

für ÖN B 1997-1-1:2013 zu $\gamma_{G;dst} = 1,0$ und $\gamma_{G;stb} = 0,90$

für DIN 1054:2010-12 zu $\gamma_{G;dst} = 1,05$ und $\gamma_{G;stb} = 0,95$

Als destabilisierende Größe wirkt der maximal auf den nicht überbauten Garagenbereich auftretende Grundwasserdruck gemäß Statik von -4,80 m Wr. N. bis auf den HHGW-Stand von +1,0 m Wr. N., also 5,80 m = 58 kN/m$^2$. Die Rohbaustahlbetonauflast des Garagenbauwerkes mit ihren 4 Geschossdecken ergibt lt. Statik 1,60m Stahlbetonhöhe zu 25 kN/m$^3$ = 40 kN/m$^2$. Die untersuchte Garagensohlfläche besitzt 5,40 m auf 8,40 m = 45,36 m$^2$. Um normengemäßes Gleichgewicht zu erreichen, ist der dafür vorgesehene Einzelpfahl mit seinem aktivierten Bodenkörper unter Grundwasser mit einer bewehrten Pfahllänge von 16m lt. Statik in Ansatz zu bringen. Für die Ableitung der Garagenbauwerksauflast ist der äußere Tragwiderstand eines Einzelpfahles als charakteristischer Wert des Gesamtwiderstandes auf Druck aus der Summe von Pfahlfußwiderstand und Pfahlmantelreibung wir folgt anzusetzen:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \qquad (2)$$

Der Euro Code 7/1 definiert ihn als:

$$R_{c;k} = MIN\{(R_{c;m})_{mitt} / \xi_1; (R_{c;m})_{\min} / \xi_2\} \qquad (3)$$

wobei die Streufaktoren entsprechend der Anzahl der Versuchspfähle für $\xi_1$ und $\xi_2$ zu verwenden sind. Nach ÖNorm B 1997-1-1, Tab. 8 gilt für 3 Pfähle $\xi_1$ = 1,20 und $\xi_2$ =1,05 und nach DIN 1054, Tab. A7/1 gilt für 3 Pfähle $\xi_1$ = 1,15 und $\xi_2$ =1,00. Wenn Umlagerungen der Pfahlwiderstände innerhalb des Tragwerkes zu berücksichtigen sind, gilt:

$$R_{c;k} = MIN\{(R_{c;m})_{mitt} / (\xi_1 / 1{,}1); (R_{c;m})_{\min} / (\xi_2 / 1{,}1)\} \text{ mit } \xi / 1{,}1 \geq 1{,}0 \qquad (4)$$

Was die Versuchsgeometrie betrifft, ergab sich:
Pfahlfläche ø 90 cm: $A_b = D^2 . \pi/4 = 0{,}636\ m^2$
Pfahlumfang: $A_s = D . \pi/m = 2{,}83\ m^2/m$
Pfahl Typ im Versuch: voll verrohrter Großbohrpfahl, messtechnisch ausgerüstete Testpfahllänge für Spitzendruck und Mantelreibung $l_{Prüf}$ = 8,0 m

Gemäß Statik vorgegebene Designbelastung für:

Druck: $2{,}50MN = F_{c;d} \Rightarrow F_{c;k} \cdot \gamma_E = 1{,}35 bis 1{,}50 . 1.7857MN = 1{,}40 . 1{,}786 = 2{,}50MN \leq R_{c,d}$

Zug: $1{,}00MN = F_{t;d} \Rightarrow F_{t;k} = 1{,}40 . 0{,}7143MN = 1{,}00MN \leq R_{t;d}$

Für die rechnerische Abschätzung der aufnehmbaren Zugwiderstände gilt:

$R_{t;k} = R_{s;k}$ ; bei Tabellenwerten gilt: $R_{s;k} = \sum A_{s,j} \cdot q_{s;j;k}$ (5)

Im vorliegenden Fall wird für die geplante Zugzone j = 1,0 angenommen.
Um zu Bemessungswiderständen eines auf Druck, bzw. auf Zug vertikal belasteten Pfahls zu kommen, werden die charakteristischen Widerstände $R_{c;d}$ und $R_{b;k}$ folgendermaßen nach ÖNorm B 1997-1-3 verringert:

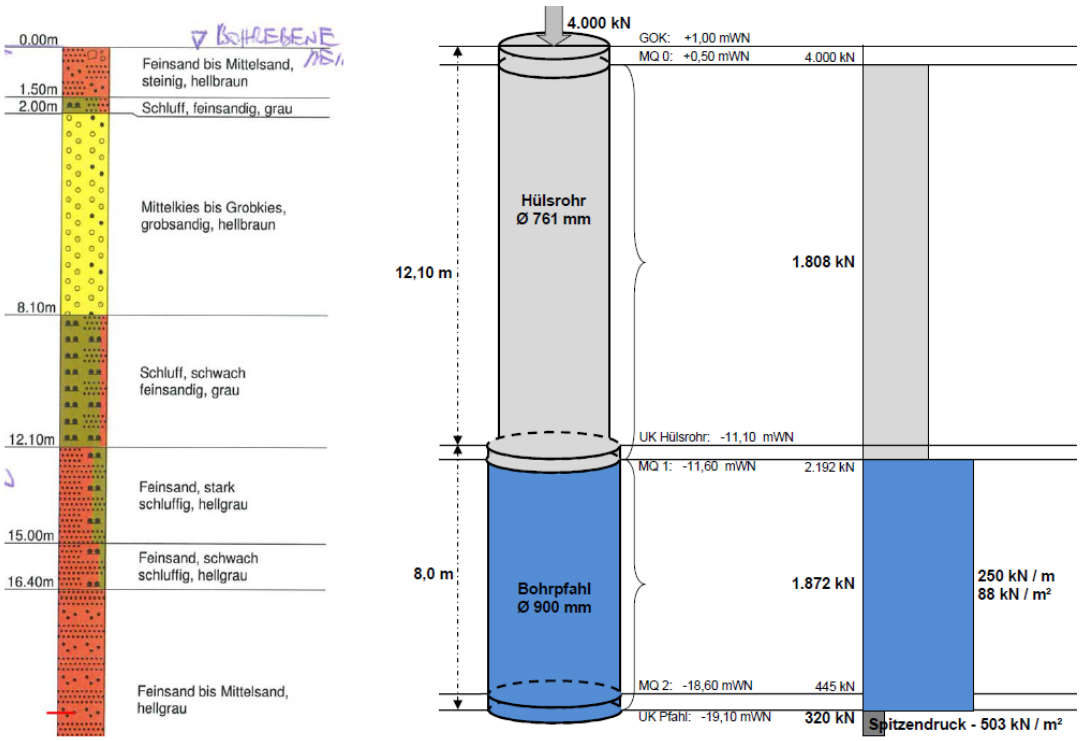


*Abbildung 6. Teststrecke des Versuchspfahls 3 in Baufeld 7 erhält zu wenig Mantelreibung infolge zu großer Stahlhüllrohrreibung darüber und wird für die Berechnung der Grenzlast der Pfahltragfähigkeit ausgeschieden*

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \left(\eta_{P;c} \cdot \gamma_t\right) = R_{b;k} / \left(\eta_{P;c} \cdot \gamma_b\right) + R_{s;k} / \left(\eta_{P;c} \cdot \gamma_s\right) \quad (6)$$

bei Zugpfählen $R_{t;d} = R_{t;k} / \left(\eta_{P;t} \cdot \gamma_{s;t}\right)$ (7)

$\eta_{P;c} = 1{,}30$, $\eta_{P;t} = 2{,}50$ Tab. Werte für Druck- u. Zugpfähle aus Tab. A.1, Modelfaktoren η aus ÖNorm B1997-1-3

$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t = 1{,}10$ und $\gamma_{s;t} = 1{,}15$ Teilsicherheitsbeiwerte nach Tab. 7 von ÖNorm B 1997-1-1; $\gamma_{s;t} = 1{,}40$ als Teilsicherheitsbeiwert bei Zugpfählen gegen Versagen durch Aufschwimmen nach ÖNorm EN 1997-1:2014, Tab. A.16. Dieser Wert ist umstritten, da er zu groß erscheint und nach dem Vorschlag von Hofmann auf $\gamma_{s;t} = 1{,}30$ reduziert werden sollte (siehe Abbildung 7) um ein vergleichbares Sicherheitsniveau zu erzielen.

DIN 1054, Tab 2.3 kennt Modellfaktoren auch für Pfahlgründungen, unterscheidet aber die Teilsicherheitsfaktoren $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t = 1{,}10$ bei statischen und dynamischen Pfahlversuchen;
bei Pfahlwiderständen auf Grundlage von Erfahrungswerten sind die Teilsicherheitsfaktoren $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t = 1{,}40$ zu verwenden.
Für Untersuchungen des Grenzzustandes der Gebrauchttauglichkeit werden nach ÖN EN 1997-1:2104 und DIN 1054:2012 alle Teilsicherheitsbeiwerte auf $\gamma_{SLS} = 1{,}0$ gesetzt.

Berechnung der Grenzzustandes der **Tragfähigkeit** für **DRUCKPFÄHLE** gemäß ÖNorm B1997-1-1:2013 und B1997-1-3:2015 nach Tab. C 6 für nichtbindige Böden, dicht bis sehr dichte Lagerung für vorhandene Druckpfahllänge $l_s$ = 8 m:

$$q_{s;k} = \left(0{,}105 + 0{,}180\right)/2 = 0{,}142\ MN/m^2$$

$$q_{b;k} = \left(3{,}50 + 4{,}00\right)/2 = 3{,}75\ MN/m^2 \qquad s_{g/D} = 0{,}011 = 0{,}01 + 0{,}001$$

$$R_{c;k} = 0{,}142 \cdot 2{,}83 \cdot 8{,}0 + 3{,}75 \cdot 0{,}636 = 3{,}215 + 2{,}385 = 5{,}60\ MN$$

$$R_{c;d} = R_{c;k} / (\gamma_t . \eta_{P;c}) = 5{,}60 / (1{,}10 . 1{,}30) = 3{,}916 MN \quad (8)$$

$$R_{c;d} = 3{,}916 MN > F_{c;d} = 2{,}50 MN$$

Grenzzustand der **Gebrauchstauglichkeit** für **DRUCKPFÄHLE**
Modellfaktor $\eta = 1{,}00$, $\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t = 1{,}00$

$s_g = 1\ cm$, $s_{g/D} = 0{,}011$

$$q_{s;k} = \left(0{,}070 + 0{,}120\right)/2 = 0{,}095\ MN/m^2$$

$$q_{b;k} = \left(0{,}08 + 1{,}00\right)/2 = 0{,}90\ MN/m^2$$

$$R_{c;k} = 0,095 \cdot 2,83 \cdot 8,0 + 0,90 \cdot 0,636 = 2,15 + 0,57 = 2,72\ MN$$

$$R_{c;d} = R_{c;k} = 2,72MN > F_{c;d} = 1,786MN$$

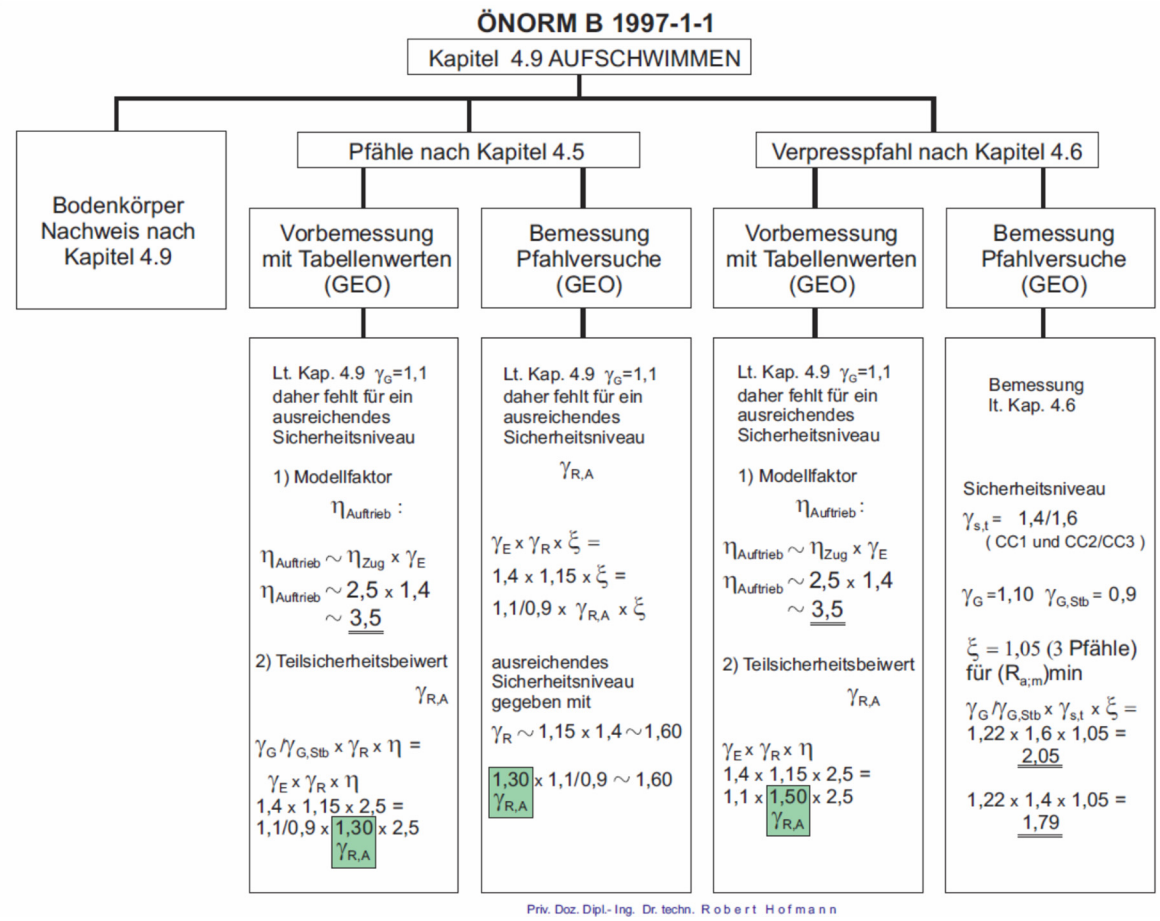



*Abbildung 7. Vorschlag von Priv. Doz. Dr. habil. Hofmann zur Teilsicherheitsgrößenfestlegung für ÖNorm B1997-1-1, Punkt 4.9 Aufschwimmen*

***Ermittlung der Bemessungswiderstände aufgrund von Tabellenwerten der ÖNorm B1997-1-3***

Grenzzustand der **Tragfähigkeit** der **ZUGPFÄHLE**

$\eta_{P;t} = 2,50$ nach Tab A.1

$\gamma_{s;t} = 1,40$ Auftrieb nach Tab. A.16 aus EC 7/1

Pfahllängen ausgeführt $l_s = 16\ m$

$$R_{t;k} = A_s \cdot q_{s;k} = 0,142 \cdot 2,83 \cdot 16,0 = 6,43\ MN$$

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \eta_t \cdot \gamma_{s;t} = 6,43/2,50 \cdot 1,40 = 1,837\ MN \qquad (9)$$

$$R_{t;d} = 1,84MN > F_{t;d} = 1,00MN$$

Die rechnerische Bestimmung des **Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit** ist für Zugpfähle normengemäß **nicht zulässig**, da bei Hebungen des Zugpfahles im Bodenkörper die Gefahr des Verlustes der gesamten Mantelreibung nicht abschätzbar ist;

daher der Nachweis der ausreichenden **Mantelreibung** zwischen **ZUGPFAHL** und aktiviertem **BODENKÖRPER** bei vorhandener Pfahllänge $l_s$ = 16 m

Mantelfläche $A_s = 2,83 \cdot 16,0 = 45,28\ m^2$

lt. Annahme aus dem geotechnischem Entwurfsbericht von 2012 $\tau_{Mantel} = 40\ kN/m^2$

$$R_{t;d,vorh} = A_s . \tau_{Mantel} = 45,28 m^2 . 40 kN/m^2 = 1811,2 kN$$

$$R_{t;d,vorh} = 1,81 MN \cong R_{t;d} = 1,84 MN$$

Auswertung der **Messungen** der 3 Pfahlversuche in Austria Campus
nach ÖN B1997-1-3:2015

Grenzzustand der **Tragfähigkeit** der **DRUCKPFÄHLE** für alle drei Versuchspfähle

$$R_{c;m,mittel} = \left(3,942\ MN + 3,207\ MN + 2,192\ MN\right) / 3 = 9,341 / 3 = 3,114\ MN$$

$$R_{c;m,\min} = \left[2,192 / 1,05\ ;\ 3,114 / 1,20\right] = 2,0876\ MN$$

Lastabtragung auf Nachbarpfähle gemäß Gleichung (4)

$$R_{c;m,\min} = \left[2,192 / \left(1,05 / 1,10\right)\ ;\ 3,114 / \left(1,20 / 1,10\right)\right] =$$

$$= \left[2,192 / \left(0,95 \rightarrow 1,0\right)\ ;\ 3,114 / 1,09\right] = 2,192\ MN$$

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t = R_{c;k} / 1,10 = 2,192 / 1,10 = 1,993\ MN \quad < \quad 2,5\ MN = F_{c;d}$$

Der Pfahl Nr. 3 im Baufeld 7 (siehe Abbildung 6, Teststrecke des Pfahles Nr. 3) wird infolge der hohen Mantelreibungsverluste in der Hüllrohrstrecke und seiner dadurch verringerten Mantelreibung in der Teststrecke ausgeschieden. Der Versuchspfahl selbst war vollkommen in Ordnung, nur das 13 m lange Stahlhüllrohr hat eine Mantelreibung von 1,808 MN bei der möglichen Maximalversuchslast von 4,00 MN verursacht.
Die Auswertung wird für die normgemäße Abminderung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für Druckpfähle daher nur mit den beiden übrigen Versuchspfählen durchgeführt.

Nachweis der Grenztragfähigkeit der beiden DRUCKPFÄHLE Nr. 1 und Nr. 2 in Baufeld 5

$$R_{c;m,mittel} = \left(3,942 + 3,207\right) / 2 = 3,575\ MN$$

$$R_{c;m,\min} = \left[3,207 / \left(1,20 / 1,10\right)\ ;\ 3,575 / \left(1,30 / 1,10\right)\right] = 2,942\ MN$$

$$R_{c;d} = R_{c;k,\min} / \gamma_t = 2,942 / 1,10 = 2,675\ MN \quad > \quad 2,5\ MN = F_{c;d}$$

**Grenztraglast** der **ZUGPFÄHLE**

Die 3 Versuchspfähle für Austria Campus wurden nur als Druckpfähle belastet. Eine gesonderte Zugpfahlprüfung war nicht gegeben. Es werden daher nur die **Mantelreibungen aller 3 Versuchspfähle** herangezogen, bezogen auf die 8 m lange Teststrecken der Versuche. Diese Vorgangsweise bei der die gemessenen Mantelreibungen für die Festlegung der Länge der erforderlichen Bauwerkszugpfähle herangezogen wurden, liegt jedenfalls auf der sicheren Seite. Insbesondere deshalb, weil der Zugpfahltragfähigkeitsnachweis nach ÖN B1997-1-3

und DIN 1054 mit der Nachrechnung des Gewichtes des Stahlbetonpfahles und des aktivierten Bodenvolumens unter GW für die ausgeführte Zugpfahllänge geführt wurde.

$$R_{c;m,mittel} = \left(1,343\,MN + 2,942\,MN + 1,872\,MN\right)/3 = 2,052\,MN$$

$$R_{c;m,\min} = \left[1,343/\left(1,05/1,10\right);3,575/\left(1,20/1,10\right)\right] = 1,343\,MN = R_{c;k}$$

$$R_{t;d} = R_{c;k}/\gamma_{s;t} = 1,343/1,15 = 1,168\,MN \quad \text{über dem GW-Spiegel ist } \gamma_{s;t} = 1,15$$

für Pfähle **ohne Auftriebswirkung** wären die 1,168 MN > $F_{t,d}$ = 1,0 MN, also mit 8,0 m ausreichend lang.
Nachweis der aufnehmbaren Mantelreibung zwischen Versuchspfahl und aktiviertem Boden bei As = 2,83 m . 8,0 m = 22,64 m²

1,00 MN / 22,64 m² = 44,12 kN/m² was sehr nahe an den im Entwurfsbericht von 2012 für Fein- bis Mittelsand angegebenen Mantelreibungswert von 40 kN/m² im globalen Sicherheitskonzept herankommt.

Bei Zugpfählen im Grundwasser gegen Versagen durch Aufschwimmen beträgt $\gamma_{s;t} = 1,40$

$R_{t;d} = 1,343/1,40 = 0,959\,MN \quad < \quad 1,0\,MN = F_{t;d}$ die 8 m Testlänge ist zu kurz!

Ausgeführte Pfahllänge auf der Baustelle für das Garagen-Sohlplattenfeld $l_s = 16\,m$ im untersuchten Deckenfeld im 3. UG im Baufeld 8;

$$R_{c;d} = 1,343MN.\frac{16m}{8m}/1,40 = 2,686MN > 1,0MN = F_{t;d}$$

$$R_{t;d} = F_{t;d}/(2,83m.16m) = 0,0221MN/m^2 = 22,1kN/m^2$$

eine denkbare, aber sehr geringe rechnerische Mantelreibung; offenbar ist der für die erforderliche Zugpfahllänge maßgebliche Nachweis das ausreichende Gleichgewicht zwischen $F_{t;d}$ und der Gesamtwichte der Bodenvolumenaktivierung rundum die Versuchspfähle bei Pfahldurchmesser = 90 cm und Pfahllänge $l_{s,ges}$ = 16 m gegen einen Wasserdruck von 58 kN/m²,berechnet nach ÖNorm und nach DIN bzw. EA-Pfähle

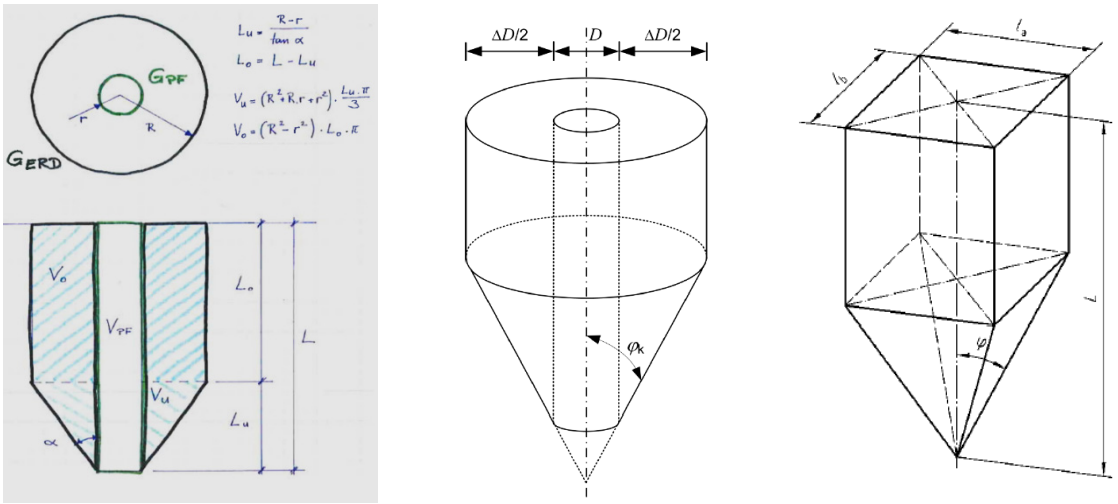



*Abbildung 8. Formeln zur Berechnung des aktivierten Bodenvolumens einschl. Pfahl nach ÖNorm B1997-1-3 und nach DIN 10054:*

*Annahme ΔD/2 = 1,50 m – 0,45 m = 1,05 m;*
ΔD + D = 1,05 . 2 + 0,90 = 3,0 m = 3,33 . D (je nach Untergrund bis 5,0.D denkbar)
Berechnungsformel des Bodenquaders mit angehängter Pyramide einschl. Pfahlgewicht nach der Formel der DIN 1054:2012/A1:

A (4b) Die Gewichtskraft $G_{E,k}$ darf nach dem Ansatz

$$G_{E,k} = n_Z \left[ l_a \cdot l_b \left( L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta_Z \cdot \gamma$$

ermittelt werden.

Berechnung des Versuchspfahlgewichtes mit angehängtem Bodenvolumen unter Grundwasser nach **ÖNorm B1997-1-3** gegen Aufschwimmen; siehe Formeln Abbildung 8.

$V_{Pfahl,Boden} = V_u + V_o$ bei einem Reibungswinkel des sandigen miozänen Bodens von $\varphi' = 27,5°$

und einer Betonwichte unter Auftrieb von $\gamma'_{Beton} = 15 kN/m^3$

Volumen Pfahl: $V_{Pfahl} = 0,45^2 \cdot \pi \cdot 16,0\,m = 10,17\,m^3$

Wichte des Zugpfahles: $10,17\,m^3 \cdot 15 kN/m^3 = 152,55 kN$; $\gamma_w = 10 kN/m^3$

$$L_u = \frac{R - r}{\tan \varphi'} = \frac{1,50 - 0,45}{0,52} = 2,02\,m$$

$$L_o = L_{ges} - L_u = 16,0 - 2,02 \cong 14\,m$$

$$V_u = \left(R^2 + R \cdot r + r^2\right) \cdot \frac{L_u \cdot \pi}{3} - r^2 \cdot \pi \cdot L_u = \left(2,25 + 0,675 + 0,2\right) \cdot \frac{2,02}{3} \cdot \pi - 0,2 \cdot \pi \cdot 2,02$$

$$V_u = 6,607 - 1,268 = 5,34\,m^3$$

$$V_o = \left(R^2 - r^2\right) \cdot L_o \cdot \pi = \left(2,25 - 0,2\right) \cdot 14,0 \cdot \pi = 90,12\,m^3$$

Gleichgewicht gemäß Gleichung (1) :

$$G_{stb;k2} = 5,34\,m^2 + 90,12\,m^2 + 152,55 = 1107,2\,kN = 1,107\,MN$$

$$G_{dst;k} \cdot \gamma_{G,dst} = 58,0 kN/m^2 \cdot 45,36\ m^2 = 2630,9\,kN \cdot 1,0 \leq$$

$$\leq 0,9.(45,36.1,60.25,0kN + 1107,2kN) = 0,9.(1814,4 + 1107,2) = 0,9.2921,6kN = 2629,44kN$$

$$2,63\,MN \cong 2,6294\,MN$$

Damit ist der Nachweis gegen Aufschwimmen unter Einhaltung aller Teilsicherheitsbeiwerte auch bei einer sehr konservativen Annahme des aktivierten Bodenvolumens von einem Kegelstumpf von 3,3 mal Pfahldurchmesser für einen 16 m langen Zugpfahl für $F_{t,d}$ = 1,0 MN geführt.

Zur besseren Veranschaulichung der verwendeten Mantelreibungswerte zur Bemessung von Druckpfählen und bei der Bemessung von Zugpfählen nach Tabellenwerten und nach den Pfahlversuchswerten gemäß ÖN B1997-1-3:2015, Tab.A.1 und ÖN B1997-1-1:2013, Tab.7 ergeben sich folgende Unterschiede:

Mantelreibung Druckpfähle

max. Tab. Wert 0,142 MN/m²; max. Mantelreibungsmesswert 139 kN/m²

$q_{c;d} = 142{,}0 kN/m^2 / (1{,}30.1{,}10) = 99{,}30 kN/m^2$

$q_{c;d} = 139{,}0 kN/m^2 / (1{,}10.1{,}20/1{,}10) = 115{,}83 kN/m^2$

Mantelreibung Zugpfähle

$q_{t;d} = 142{,}0 kN/m^2 / 2{,}50.1{,}40 = 40{,}57 kN/m^2$ aus den Tabellenwerten

$\left[ \; q_{t;d} = 139{,}0 kN/m^2 / (1{,}15.1{,}20/1{,}10) = 110{,}80 kN/m^2 \; \right]$ aus den Pfahlmesswerten

Auffallend bei diesem Großbohrpfahlversuch im Austria Campus in Wien ist, dass die Tabellenwerte infolge der unterschiedlichen Modelfaktoren und Partialsicherheitswerte deutlich zu kleineren Mantelreibungswerten geführt haben, als bei den Pfahl-Versuchs-Messwerten. Die Unterschiede, besonders bei den Zugpfählen sind auf den großen Modelfaktor von η = 2,5 in ÖN B1997-1-1:2013, Tab. A. 1 zurückzuführen. Die Tabellenwerte wurden so hoch als untergrundbezogen möglich war gewählt. Andererseits ist es geotechnisch gesehen richtig, dass die Pfahlmesswerte zu günstigeren Mantelreibungsergebnissen führen als bei Tabellenwerten um zu Pfahlversuchen wirtschaftlich zu animieren. In früheren Normenausgaben war es nicht zulässig ohne gesonderte Pfahlzugversuche aus den Mantelreibungen von Pfahldruckversuchen Zugpfähle zu bemessen.

Nachweis der **Grenztragfähigkeit** der **DRUCKPFÄHLE** mit Tabellenwerten nach
DIN 1054:2010-12 und EA-Pfähle:2010

Auflast $F_{c;d}$ = 2,5 *MN* aus der Tiefgaragenkonstruktion lt. Statik

$s = 0{,}02 \cdot D = 0{,}02 \cdot 90 = 1{,}80 cm$

$q_{b,k(s=1{,}8cm)} = \frac{1050 + 1750}{2} = 1400 kN/m^2$

$s = 0{,}03 \cdot 90 = 2{,}70 cm$

$q_{b,k(s=2{,}7cm)} = \frac{1350 + 2250}{2} = 1800 kN/m^2$

$s = 0{,}1 \cdot 90 = 9 cm$

$q_{b,k(s=9cm)} = \frac{3000 + 4000}{2} = 3500 kN/m^2$

$q_{s,k} = \frac{105 + 130}{2} = 117{,}5 kN/m^2$

Pfahlflächen: **Annahme**: $l_s$ = 10 m

$A_b = \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = 0{,}636 m^2$

$A_s = U \cdot l_s = \pi \cdot 0{,}9 \cdot l_s = 2{,}826 \cdot l_s (m)$ $A_s$ = 28,26 m²

Pfahlgewicht unter Grundwasser:

$V_{G,k} = A_b \cdot l \cdot \gamma'_B = 0{,}636 \cdot l_s \cdot 15{,}0 = 0{,}636 \cdot 10 \cdot 15{,}0 = 95{,}4 kN$

$R_{c,k} = 0{,}636 \cdot 3500 + 117{,}5 \cdot 2{,}826 \cdot l_s = 2226{,}0 + 332{,}05 \cdot l_s$

$$F_{c;d} = \gamma_G . F_{G;k} + \gamma_Q . F_{Q;k} = 1{,}35.(2500 + 95{,}4) + 1{,}50.0 = 1{,}35.2595{,}4 = 3503{,}8kN$$

$F_{G;k}$ = 2595,4 kN; $F_{Q,k}$ = 0,00

bei $\gamma_t$ = 1,40 unter GW Bei Druckpfählen auf Grundlage von Erfahrungswerten

$$R_{c,d} > F_{c,d} \quad \rightarrow \quad R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{1{,}4} = \frac{2226{,}0}{1{,}4} + \frac{332{,}05}{1{,}4} \cdot l_s = 1590 + 237{,}18 \cdot l_s$$

$$l_{s,erf} = \frac{3503{,}20 - 1590}{237{,}18} = 8{,}06\,m$$

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t = \frac{2226{,}0}{1{,}40} + \frac{332{,}05}{1{,}40} .8{,}06 = 1590 + 1911{,}67 = 3501{,}67kN$$

$\gamma_t$ = 1,40 für Druckpfähle (DIN 1054:2010-12, Tab. A.2.3)

$$F_{c;d} = F_{c;k} .1{,}40 = 2{,}50MN$$

$$R_{c;d} \geq F_{c;d} \Rightarrow 3{,}501MN \geq 2{,}50MN$$

Damit ist der Nachweis der **Grenztragfähigkeit** für **DRUCKPFÄHLE** positiv erfüllt!

Nachweis im Zustand der **Gebrauchstauglichkeit** der **Druckpfähle nach DIN 1054:2012** für 1,0 cm Setzungen

$$A_s = 2{,}826 \cdot 8{,}06 = 22{,}78\,m^2$$

$$R_{s,k} = 117{,}50 \cdot A_s = 2676{,}36\,kN$$

$$s_{sg} = 0{,}5 \cdot R_{s,k(sg)} + 0{,}50 = 1{,}338 + 0{,}5 = 1{,}838\,cm \sim 1{,}8 \text{ cm}$$

für den Gebrauchstauglichkeitszustand sind alle Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{SLS} = \gamma_t = 1{,}00$
bei einer Pfahlsetzung von 1,00 cm = $s_{zul}$

$$F_{c,d(SLS)} = 2595{,}4\,kN$$

$$c_d = F_{c,k(zul)} = \frac{1{,}0}{1{,}80} \cdot 2595{,}4 = 1441{,}89\,kN$$

$$\mu = \frac{F_{c,k(SLS)}}{c_d} = \frac{2595{,}40}{1441{,}89} = 1{,}8 > 1{,}0$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 0{,}636 \cdot 3500 + 2676{,}36 = 2226{,}0 + 2676{,}36 = 4902{,}4\,kN$$ bei $l_s$ = 8,06 m

$$s_{vorh} = s_{(F_{c,d})} = \frac{2{,}595}{4{,}9024} \cdot 1{,}8 = 0{,}529 \cdot 1{,}8 = 0{,}953\,cm$$ 0,953 cm = $s_{zul}$ = 1,0 cm

$$F_{c;d} = F_{G;k} = 2500 + 95{,}4 = 2595{,}4kN$$

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t = 2226{,}0kN + 332{,}05kN.8{,}06 = 2226{,}0 + 2676{,}38 = 4902{,}38kN$$

$R_{c;d} \geq F_{c;d} = 4902{,}38kN \geq 2595{,}4kN$ damit ist auch der Gebrauchstauglichkeitsnachweis der Pfahlsetzung für $s_{zul}$ = 1,00 cm erfüllt

Grenztragfähigkeit für ZUGPFÄHLE auf Grundlage von Erfahrungswerten bei 16m Länge

$$A_s = 2{,}83 \cdot 16{,}0 = 45{,}28\,m^2$$

$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t} = 117{,}5.A_s / 1{,}50 = 3546{,}93kN$ bei $\gamma_{s;t} = 1{,}50$ gemäß DIN 1054 Tab. A 2.3

$R_{t;d} = 3546{,}93kN \geq F_{t;d} = 1{,}0MN$

mit dem sehr hohen Mantelreibungswert aus Erfahrungswerten von 117,5 kN/m² würde bereits eine Zugpfahllänge von 8 m reichen um mit

$A_s = U.l_s = \pi.0{,}90.8{,}06m = 22{,}78m^2$ und mit $R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} = 117{,}5 \cdot 22{,}78 = 2676{,}36kN$

$R_{t;k} / \gamma_{s;t} = R_{t;d} = 2676{,}36 / 1{,}50 = 1784{,}43kN \geq F_{t;d} = 1{,}00MN$

den Nachweis zu führen!

Ähnlich wie mit ÖN B1997-1-3 ist der Nachweis gegen Aufschwimmen des Zugpfahles mit dem aktivierten Bodenkörper um den Pfahl herum mit einer Pfahllänge von 16 m zu führen um Gleichgewicht zwischen $F_{t;d}$ und $R_{t;d}$ sicherzustellen.

Nachweis gegen Aufschwimmen nach DIN 1054:2012/A1

$G_{dst;k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst;k} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb;k} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb}$

bei UPL $\gamma_{G,dst} = 1{,}05; \gamma_{G,stb} = 0{,}95$

$1{,}05 \cdot G_{dst;k} \leq 0{,}95 \cdot (G_{stb;k} + G_{stb;E,k})$

bei einer Wasserdruckhöhe von 5,80 m Bemessungswert der Zugbeanspruchung des untersuchten Einzelpfahles von 16 m Länge

$F_{t;d} = (5{,}40m.8{,}40m).5{,}80m = 45{,}36m^2.5{,}80m = 263{,}088t = 2{,}631MN$

$F_{t;d} = G_{dst;k}$

$G_{stb;k} = 45{,}36m^2 \cdot 1{,}60m \cdot 2{,}50t / m^3 = 181{,}44t = 1{,}814MN$ Betonauflast der Garagendecken

$G_{stb;E,k} = G_{E,k} = n_Z.[l_A.l_B.\left(L - \frac{1}{3}.\sqrt{l_A^{\,2} + l_B^{\,2}}.ctg\varphi\right)].\eta_Z.\gamma'_{Boden}$ mit $\gamma'_{Boden} = 10kN / m^3$

$G_{E,k} = A_{Pfahl} \cdot \left[3{,}0m \cdot 3{,}0m \cdot (16m - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{9{,}0 \cdot 9{,}0} \cdot ctg27{,}5° \right] \cdot 0{,}90 \cdot 10kN / m^3$

mit $\eta_Z = 0{,}90$ bei BS-A $\eta_Z = 0{,}80$ bei Seitenreibung TK

$G_{E,k} = 1{,}0 \cdot \left[9{,}0 \cdot (16 - \frac{1}{3} \cdot 4{,}243 \cdot 1{,}921)\right] \cdot 0{,}90 \cdot 10$

$G_{E,k} = 1{,}0 \cdot [9{,}0 \cdot (16 - 2{,}717)] \cdot 9{,}0 = 107{,}58kN = 1{,}076MN$

$1{,}05.2{,}631 = 2{,}7625 \leq 0{,}95.(1{,}814 + 1{,}076) = 2{,}890.095 = 2{,}745MN$ gemäß Gleichung (1)

2,7625 MN > 2,745 MN

Auflastdefizit = 0,0175 MN

$0{,}0175 / 45{,}36 = 0{,}0003869MN / m^2 = 0{,}3869kN / m^2$

Humusauflast ~18,0 kN/m³: 0,3869 / 18,0 = 0,0215 m = 2 cm erforderliche Bodenauflage!

Somit ist der 16 m lange Stahlbetonzugpfahl gemäß Berechnungsansatz DIN 1054:2010-12 ausreichend lang bei einem Bodenprisma von 3 m auf 3m Kantenlänge (siehe Abbildung 8.)

Elemente der charakteristischen **Widerstands-Setzungslinie $R_{k(s)}$** des untersuchten Druckbohrpfahles der Tiefgarage gemäß EA-Pfähle 2010-12

$$A_s = U.l_s = \pi.0{,}90.8{,}06m = 22{,}78m^2$$

$$R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} = 117{,}5 \cdot 22{,}78 = 2676{,}36\,kN \text{ = 2,676 MN}$$

$$s_{sg} = 0{,}5 \cdot R_{s,k(sg)} + 0{,}50 = 1{,}338 + 0{,}5 = 1{,}838\,cm$$

$$R_{s;k(sg)} = 2676{,}38kN$$

$$R_{b,k(1{,}8)} = 1400 \cdot 0{,}636 = 890\,kN$$

$$R_{b,k(2{,}7)} = 1800 \cdot 0{,}636 = 1144{,}80\,kN$$

$$R_{b,k(9{,}0)} = 3500 \cdot 0{,}636 = 2226{,}0\,kN$$

Auch nach DIN 1054:2012/A1 ist der Nachweis des Grenzzustandes der Pfahltragfähigkeit erfüllt, wobei durch die rechnerische Abschätzung aus Tabellenwerten immer das Risiko der zu günstig angenommenen Mantelreibungsbeiwerte und Spitzendruckwerte bleibt. Wichtiger hingegen erscheint die Kontrolle, dass die durch den Pfahl mobilisierbaren Bodenmasse, gemeinsam mit dem Stahlbetonpfahl dem Auftrieb auf die Sohlplatte des als maßgeblich gewählten Prüffeldes das Gleichgewicht halten kann. Das ist bautechnisch mit einem 16 m langen Stahlbetonpfahl in einem konservativ nur 3 m auf 3 m dicken Bodenprisma nachgewiesen, wobei es derzeit noch **keinerlei normenmäßige Einschränkungen** in ÖN oder DIN bezüglich der räumlichen Ausmaße des mobilisierten Bodenvolumens gibt. Wenn die Widerstandsetzungslinie aus den Tabellen- bzw. Erfahrungswerten bestimmt wird, kann es wie bei Pfahl 1 im Baufeld 5 passieren, dass von einem konstanten Mantelreibungswiderstand $R_{s;k(s)}$ als Grenztraglastmodell ausgegangen wird, das durch den Pfahldruckversuch nicht erbracht wurde. Der Versuchspfahl 1 hat sich bei zunehmender Belastung zum reinen Spitzendruckpfahl entwickelte. Siehe Abbildung 9.

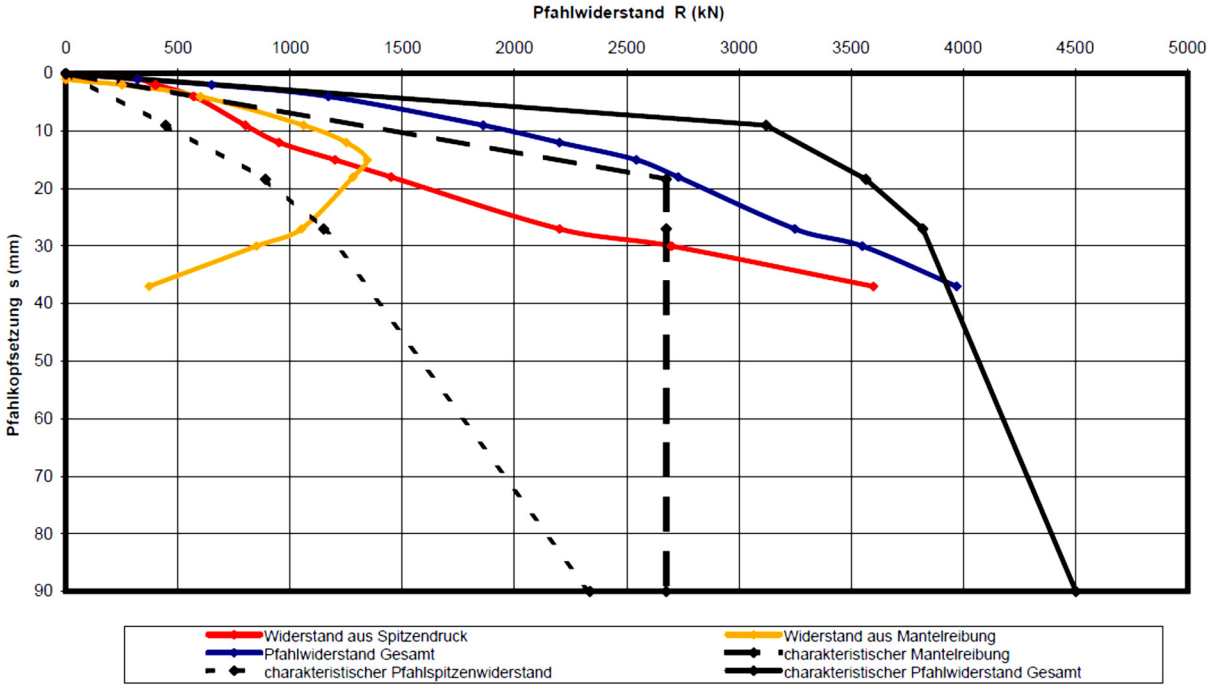


*Abbildung 9. Widerstands-Setzungslinie aus Erfahrungswerten nach EA Pfähle für eine Pfahlteststrecke von $l_s$ = 8,06 m im Vergleich zu den Druckpfahlmessergebnissen von Versuchspfahl 1, Baufeld 5*

## 7 Abschlussbemerkung

Die geotechnische Fachperson unterliegt in der Beratung als Sachverständiger im Allgemeinen den finanziell sehr begrenzten Möglichkeiten der Pfahlversuchsanzahl, Instrumentierung und Durchführung im meist knappen Zeitrahmen oft schon laufender Baustellen und nicht zu zuletzt unter dem Druck der wirtschaftlichen Erfolgserwartungen für ein nachfolgendes optimiertes Gründungsaufwandergebnis. Das denkbare Schadensrisiko bleibt für die kommenden 30 Jahre beim Statiker und beim Geotechniker. Im Schadensfall kann es sehr leicht bei der immer schwieriger zu überschaubaren Menge von zu beachtender Normen- und Richtlinienvorschriften kommen, dass mit Normen gut belesene Rechtsanwälte Berechnungsunterlassungen und Bauvertags-Fehlinterpretationen von Soll- oder Muss-Bestimmungen finden. Was oft von Ingenieuren im Zeitdruck der Arbeit vergessen wird, ist dass die Rechtsvertreter der klagenden Seite nur für ihre Bemühungen gerade zu stehen haben, während sie selbst für den geotechnischen Erfolg auf der Baustelle haften.

## 8 Literatur


ÖN EN 1997-1:2014 (Euro Code 7)

ÖN B 1997-1-1:2013 Allgemeine Regeln

DIN 1054:2010-2012 – Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau- Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1; Dezember 2010.

ÖN EN 1536 (Groß) Bohrpfähle

ÖN B 1997-1-3:2015 Pfahlgründungen

EAB (1994): Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin

EA-Pfähle: Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 5. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 2012.

Geotechnische Nachweise und Bemessungen nach EC 7 und DIN 1054, Grundlagen und Beispiele; Conrad Boley Hrsg.2015; Springer Verlag Vieweg

Euro Code 7 – Geotechnische Bemessung von Tiefgründungen: R. Hofmann, M Fross;
8. Österreichische Geotechniktagung 2011

Pfahlgründungen: M. Fross, R. Hofmann, M. Suppan; Beispiele zur Anwendung der ÖNORM EN1997-1, Austrian Standards Institute (ASI)/ Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) 2011

Statische Berechnung für das Bauvorhaben Bank Austria Campus Wien, Bemessung der Baugrubenumschließung verfasst von Porr Bau GmbH Infrastruktur, Abteilung Grundbau, Index E, Wien am 08.06.2015 (unveröffentlicht)

Erläuterungsbericht Statische Probebelastung in A-1020 Bank Austria Campus, Baufeld 5 und Baufeld 7, verfasst von IPM, Impuls-Pfahlbemessung GmbH, Am Stadtfeld 15, D-99867 Gotha vom 15.03.2015 (unveröffentlicht)

Schriftverkehr Auftriebssicherheit und Strömungsöffnungen für den Grundwasserausgleich in der Baugrubenumschließung Austria Campus vom 25.03.2017 verfasst von DI Ausserer und Dr. DI Martak (unveröffentlicht)

# Ein neues System zur FDVK für Oszillationswalzen – „von der Forschung zur Marktreife“

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Pistrol
TU Wien, Institut für Geotechnik, Wien

## 1 Einführung

Die oberflächennahe Verdichtung erfolgt heute überwiegend durch dynamische Walzen, bei denen die Bandage – der eigentliche Walzkörper – über Exzenter in Schwingungen versetzt wird, wodurch die Korn-zu-Korn-Spannung kurzfristig herabgesetzt und die Umlagerung der Bodenkörner in eine dichtere Lagerung begünstigt wird. Nach der Form der dynamischen Anregung unterscheidet man verschiedene Typen dynamischer Walzen. Die weiteste Verbreitung haben Vibrationswalzen erreicht, bei denen die Verdichtung mit entsprechend großer Tiefenwirkung in erster Linie durch dynamische Kompression erfolgt.

Umfangreiche Forschungsarbeiten, nicht zuletzt am Institut für Geotechnik der TU Wien, haben zur Entwicklung von Systemen zur Flächendeckenden Dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) und sogenannten selbstregelnden Walzen sowie zur Optimierung der Vibrationswalzen und deren Anwendung wesentlich beigetragen.

Während de facto jeder Walzenhersteller Vibrationswalzen fertigt, wurden Oszillationswalzen bis vor kurzem nur von der Firma HAMM AG angeboten, weshalb auch die Forschungstätigkeit auf diesem Gebiet der Verdichtungstechnik gering ausfiel. Um das Konzept der oszillatorischen Bandagenanregung weiterzuentwickeln, lancierte die Firma HAMM AG in Kooperation mit der TU Wien ein Forschungsprojekt zur „Verdichtung mit Oszillationswalzen“. Dabei wurden die Untersuchung des Bewegungsverhaltens von Oszillationswalzen, die Entwicklung eines FDVK-Systems für Oszillationswalzen, die Reduktion des Bandagenverschleißes und die optimierte Anwendung von Oszillationswalzen als Ziele formuliert.

## 2 Grundlagen der Verdichtung und Verdichtungskontrolle mit Oszillationswalzen

### 2.1 Betriebszustände von Oszillationswalzen

In einer Oszillationsbandage rotieren zwei zur Bandagenachse punktsymmetrische, gegenüberliegende Unwuchtmassen gleicher Größe und Exzentrizität synchron und zwingen der Bandage eine rotatorische Schwingung und damit eine rasch wechselnde Vorwärts-Rückwärts-Rotation auf, die der Fahrbewegung überlagert ist (siehe Bild 1).

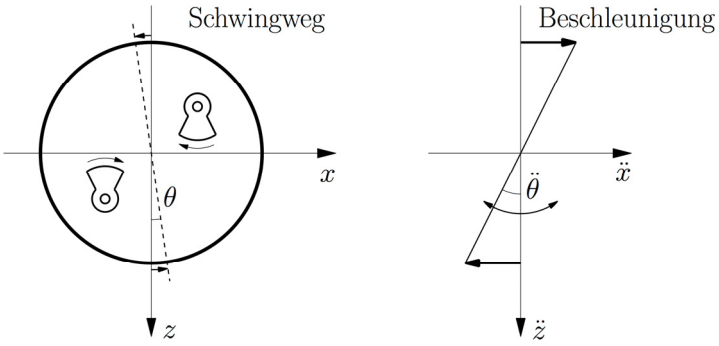



Bild 1: Anregung der Bandage einer Oszillationswalze (Adam 1996)

Durch die Reibung zwischen dem Walzmantel der Bandage und der Oberfläche des zu verdichtenden Materials sowie die statische Auflast der Walze und die Oszillationsbewegung werden vorwiegend dynamische Schubkräfte in den Untergrund übertragen, wodurch der Boden vorrangig durch Schubverzerrungen verdichtet wird.

Im Gegensatz zur Vibrationswalze kommt es bei Oszillationswalzen nicht zum anregungsbedingten Abheben der Bandage vom Untergrund. Allerdings lassen sich durch die Betrachtung der Verschiebungen bzw. Verschiebungsgeschwindigkeiten zwischen dem Walzmantel der Bandage und der Oberfläche des zu verdichtenden Materials ebenfalls Betriebszustände definieren. Die Betriebszustände hängen, wie im Falle der Vibrationswalze, von der Bodensteifigkeit, der Amplitude und Frequenz der Anregung, der Fahrgeschwindigkeit und zusätzlich von den Reibungseigenschaften der Kontaktpartner Walze und Boden ab. Eine Abgrenzung der Betriebszustände ist in Bild 2 dargestellt. Wie von Pistrol (2016) gezeigt wird, ist im Falle der Oszillationswalzen eine FDVK praktisch unabhängig vom Betriebszustand möglich. Dies bedeutet einen entscheidenden Vorteil gegenüber der FDVK mit Vibrationswalzen, bei der die Betriebszustände den Messwert der FDVK beeinflussen.

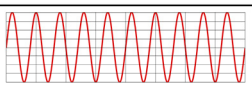
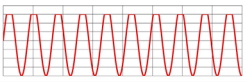
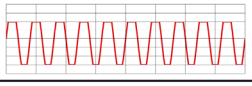
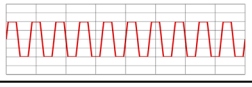
| Interaktion Bandage-Boden | Betriebszustand | Verlauf der horizontalen Lagerbeschleunigung | Anw. d. FDVK | Fahrgeschw. | Bodensteifigkeit | Erregeramplitude | Erregerfrequenz |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ständiger Kontakt | Haften |  | ja | niedrig ↓ hoch | gering (Haften) ↓ hoch (Gleiten) | klein (Haften) ↓ groß (Gleiten) | gering (Haften) ↓ hoch (Gleiten) |
| periodischer Kontaktverlust | Einseitiges Gleiten |  | ja | | | | |
| | Asymmetrisches Gleiten |  | ja | | | | |
| | Symmetrisches Gleiten |  | ja | | | | |

Bild 2: Betriebszustände einer Oszillationswalze (Pistrol 2016)

Wird die Haftreibung zwischen dem Walzmantel der Bandage und dem zu verdichtenden Material zu keiner Zeit überschritten, spricht man vom Betriebszustand „Haften“. Der Boden ist dann in der Lage, der Bewegung der Bandage vollständig zu folgen. Im praktischen Baubetrieb hat dieser Betriebszustand lediglich eine geringe Relevanz; es treten im Normalfall verschiedene Formen des Gleitens auf, wobei die Haftreibung zwischen dem Walzmantel und dem zu verdichtenden Material wiederholt überwunden wird.

### 2.2 Prinzip der FDVK

Die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) ist eine walzen- und arbeitsintegrierte Methode der Verdichtungsprüfung zur kontinuierlichen und flächenhaften Bestimmung des Verdichtungserfolges. Dabei fungiert die dynamische Walze nicht nur als Verdichtungsgerät, sondern gleichzeitig auch als Messwerkzeug.
Das Grundprinzip der FDVK ist es, vom Bewegungsverhalten der dynamisch angeregten Bandage auf den Verdichtungszustand des zu verdichtenden Materials zu schließen; eine dynamische Walze ist demnach Voraussetzung.

### 2.3 Besonderheiten der FDVK mit Oszillationswalzen

Im Falle von Vibrationswalzen beeinflusst die Steifigkeit des Bodens das Bewegungsverhalten der Bandage signifikant und ruft die von Adam (1996) beschriebenen Betriebszustände hervor. Eigene Untersuchungen haben gezeigt, dass die Interaktion zwischen der schwingenden Bandage und dem zu verdichtenden Boden im Falle von Oszillationswalzen in einem geringeren Maße ausgeprägt ist. Die Oszillationsbandage führt die durch die Anregung erzeugte Bewegung der Vorwärts-Rückwärts-Rotation aus und lässt sich dabei durch die Untergrundverhältnisse weniger beeinflussen, als dies bei Vibrationswalzen der Fall ist.

Daraus resultieren zwei Problemstellungen und somit Anforderungen an ein FDVK-System für Oszillationswalzen. Die verwendete Messtechnik zur Erfassung des Bewegungsverhaltens muss in der Lage sein, Messdaten in einer derart hohen Qualität zu liefern, dass auch geringe Änderungen im Bewegungsverhalten identifiziert werden können. Zum anderen ist der Konstruktion und Fertigung einer Oszillationsbandage besonderer Stellenwert beizumessen, um Unausgewogenheiten und Periodizitäten der Bandage zu vermeiden (Kopf 1999, Pistrol 2016).

## 3 Großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen

Im Zuge des Forschungsprojektes „Verdichtung mit Oszillation“ an der TU Wien wurden mehrere großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungsreihen durchgeführt, um das Bewegungsverhalten von Oszillationswalzen und ihre Wirkung auf den Boden als Grundlage für die Entwicklung eines FDVK-Systems zu untersuchen.

### 3.1 Verdichtungsgerät und messtechnische Instrumentierung des Testfeldes

Als Verdichtungsgerät wurde eine HAMM HD$^+$ 90 VO Tandemwalze eingesetzt. Die Walze mit einem Gesamtgewicht von ca. 9,8 t besitzt eine Vibrationsbandage an der Front und eine Oszillationsbandage am Heck mit einer schwingenden Masse der Bandagen von jeweils ca. 1,9 t. Die Oszillationsbandage der Tandemwalze verfügt über eine Tangentialamplitude von 1,44 mm bei einer typischen Oszillationsfrequenz von $f = 39$ Hz. Für Messfahrten der Vibrationsverdichtung wurde eine Amplitude von 0,34 mm bei einer Anregungsfrequenz von $f = 50$ Hz genutzt.

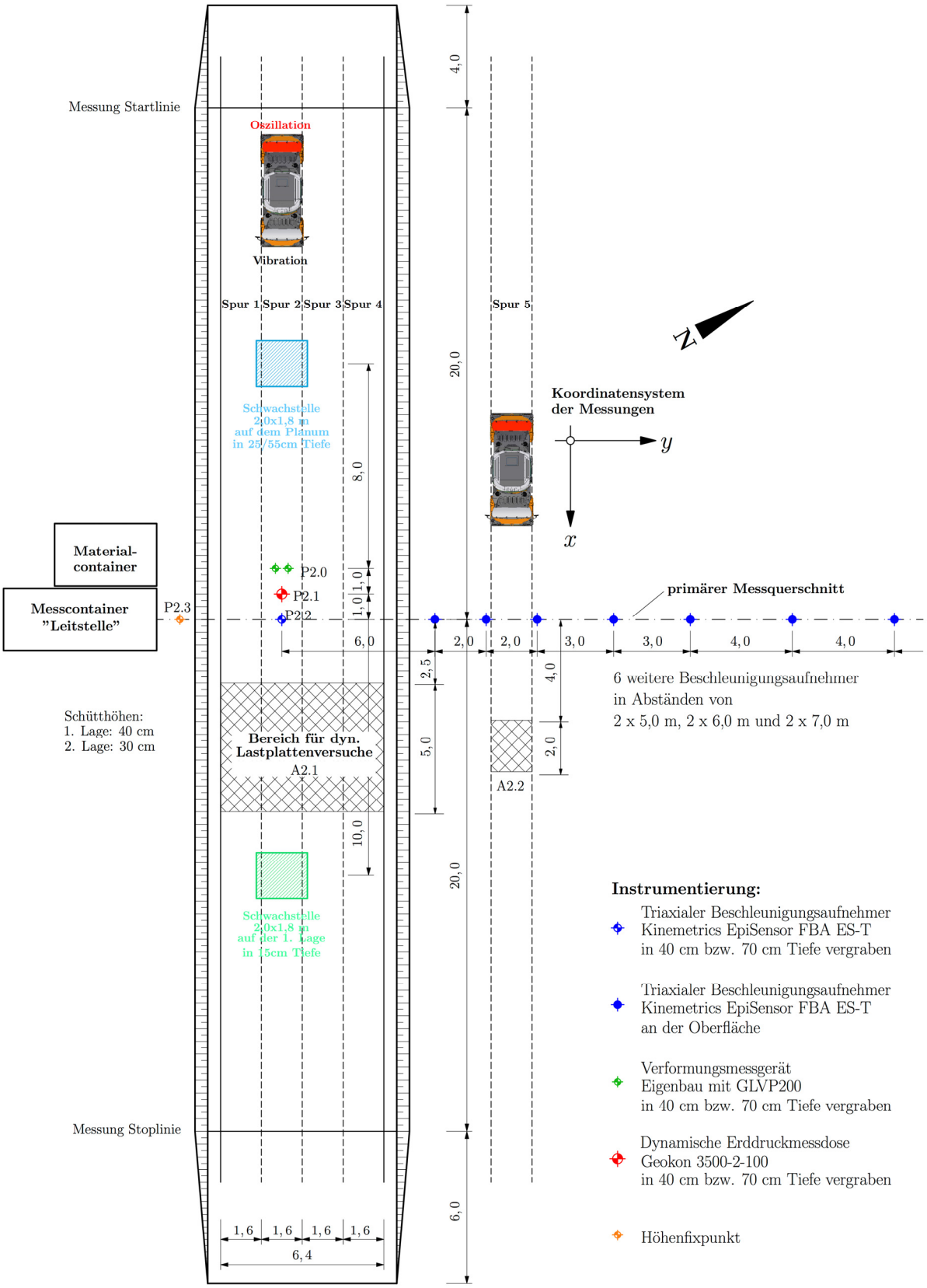



Bild 3: Lageplan des Testfeldes und Instrumentierung (Pistrol 2016)

### 3.2 Testfeld und messtechnische Instrumentierung

Für die experimentellen Untersuchungen wurde ein Testfeld in einer Kiesgrube in Fischamend nahe dem Flughafen Wien Schwechat vorbereitet und messtechnisch instrumentiert. Das zu verdichtende Material, sandiger Kies, wurde in zwei Lagen mit 40 cm und 30 cm auf dem hochgradig verdichteten Unterbauplanum der Kiesgrube aufgebracht. Vier parallele Spuren mit einer Länge von 40 m und einer Breite von jeweils 1,6 m wurden eingemessen und Rampen am Beginn und Ende des Testfeldes vorgesehen. Vor dem Schütten der ersten Lage wurde eine Schwachstelle in Form zweier Matratzen aufgelegt, eine zweite Schwachstelle wurde nach Abschluss der Versuche auf der ersten Schüttlage auf ebendieser situiert und ebenso überschüttet, um den Einfluss schlecht verdichteter bzw. verdichtbarer Bereiche auf das Bewegungsverhalten der Bandage und die FDVK-Werte zu untersuchen (siehe Bild 3).

Triaxiale Beschleunigungsaufnehmer wurden zwischen dem Planum und der ersten Schüttlage angeordnet (Punkt P2.2 in Bild 3) und auf der Lagerschale der Bandagen appliziert.

### 3.3 Bodenbeschleunigungen und Bewegungsverhalten der Oszillationsbandage

Die Bodenbeschleunigungen unter der zu verdichtenden Schicht wurden für alle Versuchsfahrten kontinuierlich aufgezeichnet. Dabei wurde festgestellt, dass die Beschleunigungen in vertikaler Richtung ( $\ddot{z}$ ) zum Zeitpunkt der Überfahrt der Bandage die doppelte Frequenz der Anregung (2*f*) aufweisen, während die Beschleunigungen in horizontaler Richtung ( $\ddot{x}$ ) lediglich die einfache Frequenz der Anregung zeigen (siehe Bild 4). Diese charakteristische Einwirkung einer Oszillationsbandage auf den Boden ist in der Bewegung der Bandage in ihrer Setzungsmulde begründet. Während einer Oszillationsperiode rotiert die Bandage in der Setzungsmulde einmal vor und zurück. Gleichzeitig wird die Bandage durch die Begrenzungen der Setzungsmulde, die Bugwelle in Fahrtrichtung vor der Bandage und die Heckwelle in Fahrtrichtung hinter der Bandage, gezwungen, zwei Bewegungszyklen in vertikaler Richtung auszuführen, was wiederum zu sekundären Beschleunigungen mit der doppelten Frequenz (2*f*) in dieser vertikalen Richtung führt (siehe auch Prinzipdarstellung in Bild 5).

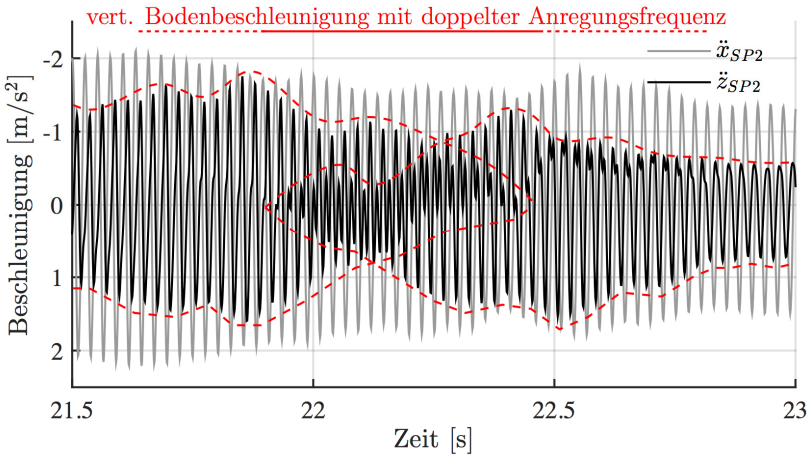



Bild 4: Horizontale und vertikale Bodenbeschleunigungen unter der Einwirkung einer Oszillationsbandage (Pistrol 2016)

Die Bewegung der Oszillationsbandage in der Setzungsmulde führt nicht nur zu Vertikalbeschleunigungen im Boden, sondern beeinflusst auch das Bewegungsverhalten der Oszillati-

onsbandage selbst; es kommt zu einer Verzerrung des vertikalen Beschleunigungssignales in der Lagerschale der Bandage und ebenfalls zur Ausbildung einer Schwingung mit doppelter Frequenz (2*f*), wie in Bild 6 erkennbar ist.

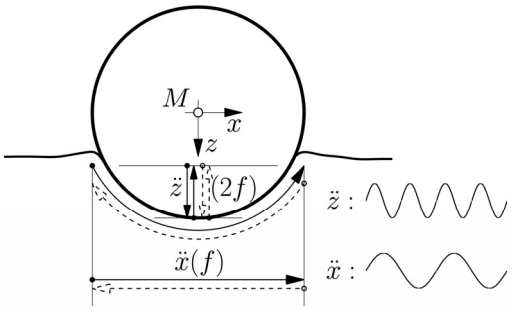



Bild 5: Prinzipdarstellung der Bewegung einer Oszillationsbandage in ihrer Setzungsmulde (Pistrol 2016)

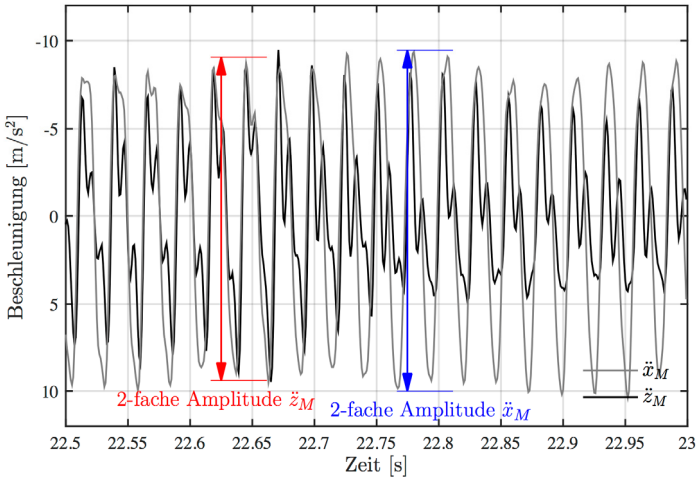



Bild 6: Horizontale und vertikale Beschleunigungen im Lager einer Oszillationsbandage (Pistrol 2016)

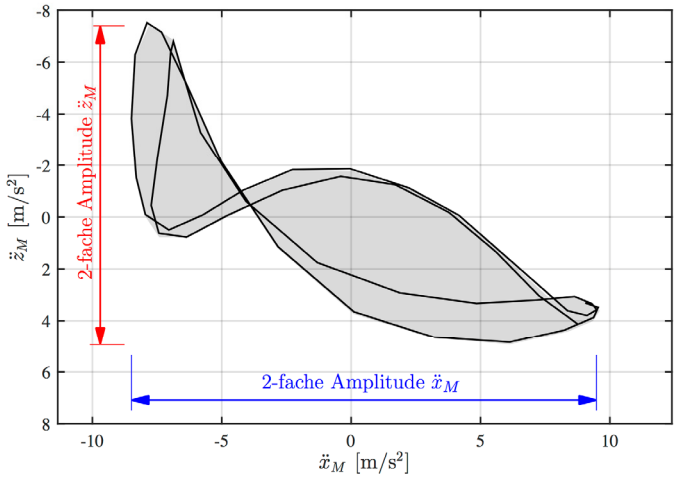



Bild 7: Beschleunigungen für zwei Perioden im Lager einer Oszillationsbandage (Pistrol 2016)

In einer alternativen Darstellung, bei der die Horizontalbeschleunigungen auf der Abszisse und die vertikalen Beschleunigungen auf der Ordinate aufgetragen werden (siehe Bild 7), resultiert die doppelte Frequenz in den vertikalen Lagerbeschleunigungen in einer Form, die einer liegenden Acht ähnelt. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurde nachgewiesen, dass die Ausbildung dieser charakteristischen Form der Lagerbeschleunigungen der Oszillationsbandage reproduzierbar ist und vom Verdichtungszustand des Bodens abhängt; die Grundbedingung für ein FDVK-System ist damit erfüllt.

## 4 Entwicklung und Definition eines FDVK-Wertes für Oszillationswalzen

Zur systematischen Untersuchung der Ausbildung der Lagerbeschleunigungen einer Oszillationsbandage in Abhängigkeit von der Bodensteifigkeit wurde ein mechanisches Modell einer Oszillationsbandage in ihrer Setzungsmulde entwickelt. Die Bandage wird als starre Scheibe mit dem Radius $r$, der Masse $m$ und der Massenträgheit $I$ modelliert. Die Beschreibung der Bodenreaktion erfolgt über Feder-Dämpfer-Elemente mit den Federsteifigkeiten $k_H$ und $k_V$ sowie den Dämpfungsparametern $c_H$ und $c_V$. Zusätzlich wird eine mitschwingende Bodenmasse $\Delta m$ berücksichtigt. Die Bestimmung der Bodenparameter in Abhängigkeit vom dynamischen Schubmodul $G_d$, der Dichte $\rho$ und der Querdehnzahl $\nu$ erfolgt über das Konusmodell nach Wolf (1994).
Die Bewegungsgleichungen für das System mit drei Freiheitsgraden wurden aufgestellt und numerisch mittels MATLAB-Berechnungen gelöst.

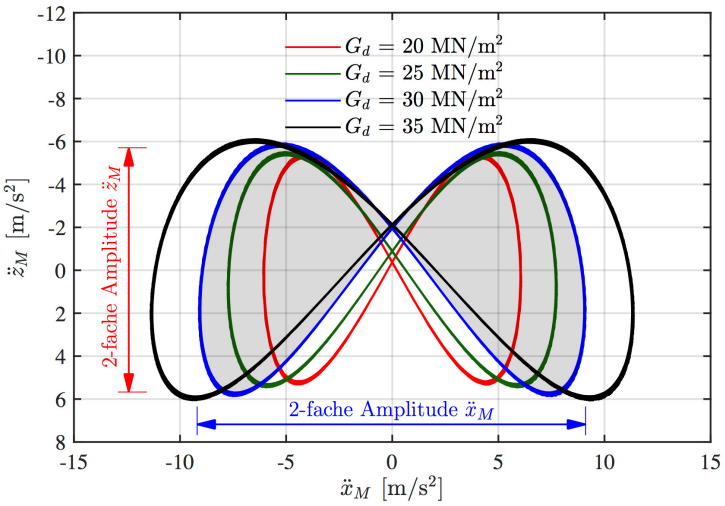



Bild 8: Beschleunigungen ($\ddot{x}_M$, $\ddot{z}_M$ im Mittelpunkt $M$ der Bandage in Abhängigkeit vom dynamischen Schubmodul $G_d$ (Pistrol 2016)

In Bild 8 sind die horizontalen ($\ddot{x}_M$) und vertikalen ($\ddot{z}_M$) Lagerbeschleunigungen für eine Variation des dynamischen Schubmoduls $G_d$ dargestellt. Bild 8 zeigt deutlich, dass sich die Achterform aus Horizontal- und Vertikalbeschleunigungen mit zunehmendem dynamischen Schubmoduls $G_d$ des Bodens ausdehnt. Als FDVK-Wert für Oszillationswalzen wurde deshalb der Flächeninhalt der beschriebenen Achterform definiert und ein geeigneter Algorithmus (Pistrol et al. 2015) zur Auswertung der Bandagenbeschleunigungen entwickelt.

## 5 Verifikation des FDVK-Wertes im Experiment

Der Algorithmus zur Berechnung des in Kapitel 4 beschriebenen FDVK-Wertes für Oszillationswalzen wurde auf die Messdaten der experimentellen Untersuchungen angewendet.

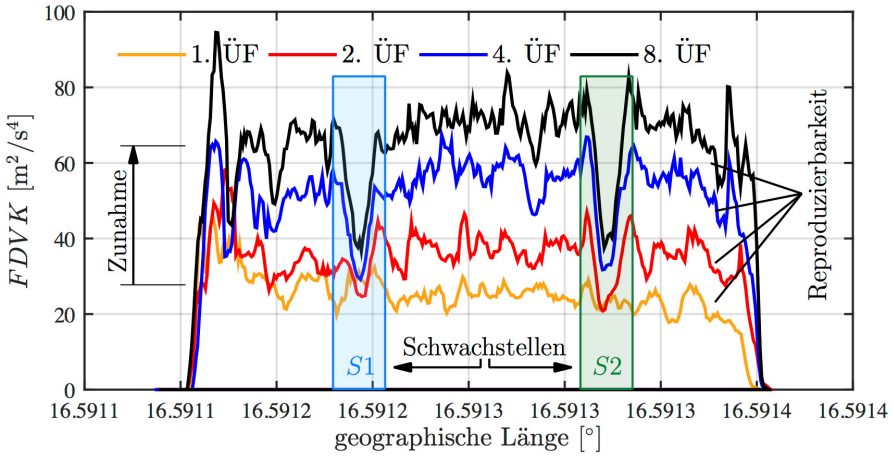



Bild 9: Verläufe des FDVK-Wertes für Oszillationswalzen für die Überfahrten 1, 2, 4 und 8 auf der zweiten Lage der Spur 2 des Testfeldes (Pistrol 2016)

In Bild 9 sind die Verläufe des FDVK-Wertes für Oszillationswalzen für die Überfahrten eins, zwei, vier und acht auf der zweiten Lage der Spur 2 des Testfeldes dargestellt. Ein Vergleich der berechneten Verläufe zeigt die Reproduzierbarkeit der Messungen und die erwartungsgemäße Zunahme der Verdichtung als Folge der steigenden Anzahl an Überfahrten. Mit steigender Verdichtung werden auch die künstlichen Schwachstellen immer besser erkannt. Während über der oberflächennahen Schwachstelle *S1* (ca. 15 cm Überdeckung) praktisch keine Verdichtung möglich ist, kann der Boden über der tiefliegenden Schwachstelle *S2* (ca. 55 cm Überdeckung) geringfügig verdichtet werden.

Weiterführende Untersuchungen (Pistrol 2016) haben darüber hinaus gezeigt, dass zwischen dem FDVK-Wert für Oszillationswalzen und dem dynamischen Verformungsmodul $E_{vd}$ ein Zusammenhang herausragender Güte besteht, der in einer vergleichbaren Messtiefe der Systeme zur Verdichtungskontrolle begründet ist.

Die Erkenntnisse der Forschungsarbeit und der präsentierte Algorithmus zur Berechnung eines FDVK-Wertes für Oszillationswalzen dienten der Firma HAMM AG als Grundlage zum Bau eines FDVK-Systems für Oszillationswalzen mit entsprechender Marktreife. In experimentellen Untersuchungen mit zwei Walzenzügen und einer Tandemwalze (Bild 10), welche mit dem neuen System zur Oszillations-FDVK ausgestattet wurden, konnte bewiesen werden, dass die Berechnung des FDVK-Wertes auch in Echtzeit und unter Baustellenbedingungen funktioniert. Die FDVK-Systeme aller drei Walzen lieferten reproduzierbare Ergebnisse (Bild 11), zeigten aber auch, dass der FDVK-Wert für Oszillationswalzen nicht nur von den Parametern des Verdichtungsprozesses wie Oszillationsfrequenz und Fahrgeschwindigkeit abhängt, sondern auch eine generelle Geräteabhängigkeit, beispielsweise von den Massenverhältnissen, besitzt (unterschiedliche Sensitivität des FDVK-Systems). Um die genannten Abhängigkeiten des Werteniveaus der Oszillations-FDVK gegebenenfalls bereits in der Definition des FDVK-Wertes für Oszillationswalzen zu kompensieren, erfolgen bereits entsprechende weiterführende Untersuchungen (Leitich 2017).

Bild 10: Messwalzen der experimentellen Validierungsversuche: HAMM H7i VIO, HAMM H13i VIO und HAMM HD⁺ 140i (v.l.n.r.) (Pistrol 2016)

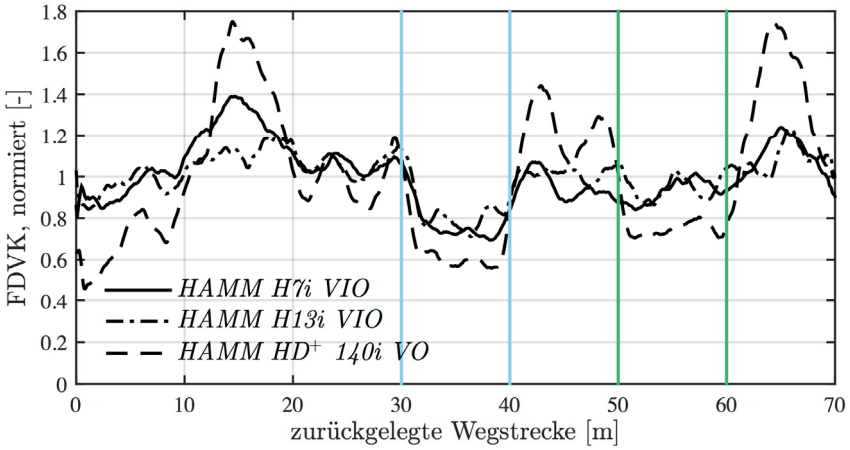



Bild 11: Normierter Vergleich der FDVK-Werte der Validierungsversuche (Pistrol 2016)

Nach der erfolgreichen Validierung des FDVK-Systems für Oszillationswalzen steht nun im baupraktischen Kontext die Erprobung des „von der Forschung bis zur Marktreife“ entwickelten Systems unter Baustellenbedingungen im Vordergrund.

## 6 Literatur


Adam, D. (1996)
Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Vibrationswalzen. Dissertation. Technische Universität Wien.

Adam, D., Pistrol, J., Nagy, P., Capraru, C. & Kopf, F. (2016)
Aktuelle Entwicklungen zur oberflächennahen und tiefen Baugrundverbesserung mittels dynamischer Verfahren. Beiträge zum 31. Christian Veder Kolloquium, Graz.

Kopf, F. (1999)
Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) bei der Verdichtung von Böden durch dynamische Walzen mit unterschiedlichen Anregungsarten. Dissertation. Technische Universität Wien.

Leitich, A. (2017)
Ein FDVK-System für Oszillationswalzen im Vergleich mit herkömmlichen Verdichtungskontrollen. Diplomarbeit. Universität für Bodenkultur, Wien.

Pistrol, J., Kopf, F., Villwock, S. & Völkel, W. (2015)
Algorithmus und Methodik zur Auswertung von Beschleunigungssignalen zur Bestimmung eines Kennwertes für die Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK) mit Oszillationswalzen. Patent: Aktenzeichen DE 10 2015 120 874.1; eingereicht: 02.12.2015.

Pistrol, J. (2016)
Verdichtung mit Oszillationswalzen. Dissertation. Technische Universität Wien.

Wolf, J.P. (1994)
Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J.



Der vorliegende Beitrag wurde in ähnlicher Form bereits von Adam et al. (2016) publiziert.

# Kopenhagen Metro: Maßnahmen zur Gebäudesicherung während der Planung und Ausführung der Tiefbauarbeiten

Dipl.-Ing. Andreas Koester
Metroselskabet og Hovedstadens Letbane, Kopenhagen, Dänemark

## 1 Allgemeines

Kopenhagen ist schon mehrfach als „Lebenswerteste Stadt der Welt" ausgezeichnet worden. Gründe dafür sind unter anderem die spannende Architektur, die die dänische Hauptstadt vielerorts prägt, seine vielen Grünflächen und sein sauberer Hafen. Weitere Highlights sind die zahlreichen Gourmetrestaurants von Kopenhagen – und seine exzellenten Fahrradwege. Kopenhagen ist jung – und gleichzeitig historisch.
Mit einer Grösse von 1,3 Millionen Einwohnern und steigender Tendenz wird der Ausbau des öffentlichen Transports, insbesondere des Metronetzwerkes vorangetrieben. Kopenhagen Cityringen befindet sich derzeit im Bau und wird das derzeitige Metrosystem um 17 neue unterirdische Bahnhöfe mit Eröffnung im Jahr 2019 erweitern. Die Stationen ziehen sich ringförmig durch das historische Zentrum. Eine Erweiterung in den neuen künstlich aufgeschütteten Stadtteil Nordhafen ist im Bau, eine weiter südliche Erweiterung ist in der Ausschreibungsphase.

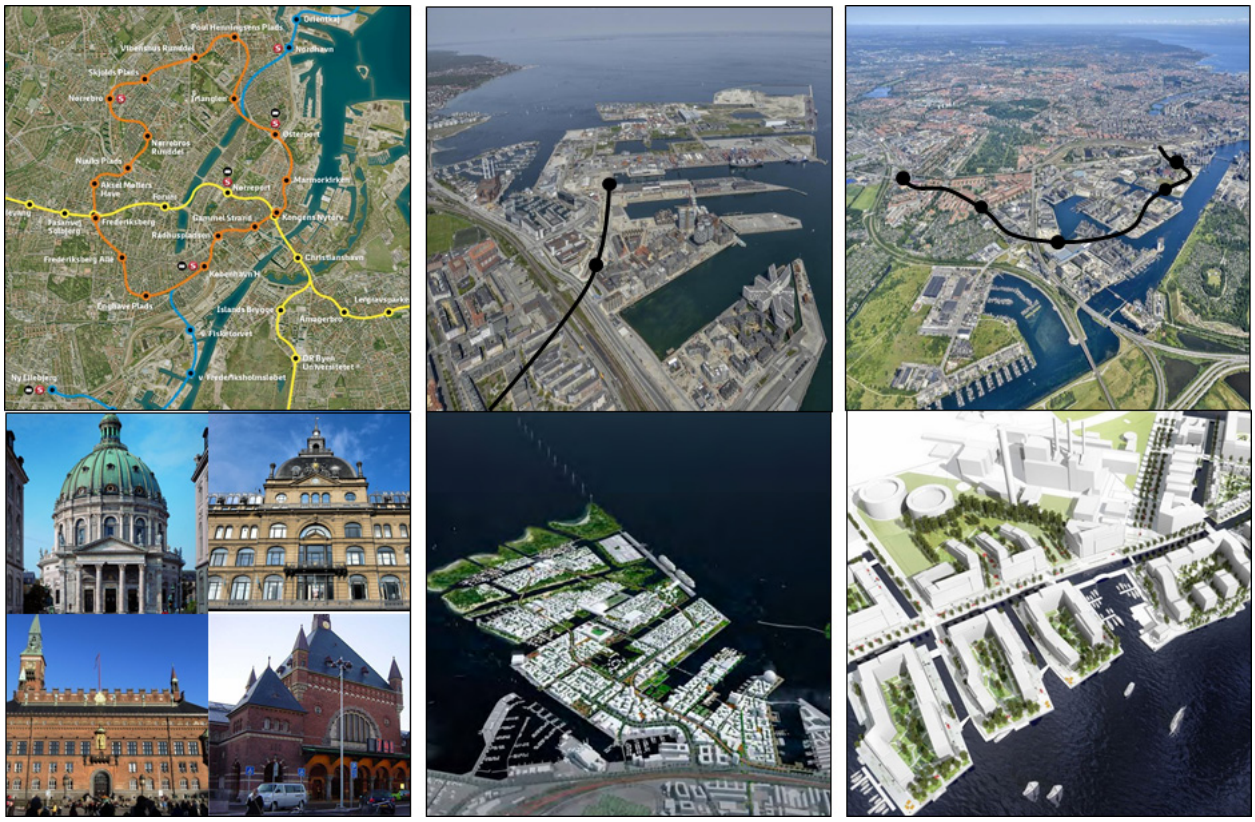


Abbildung 1: Kopenhagen Cityringen, Nord- und Südhafenerweiterungen
Cityringen – Stadtzentrum Nordhafen Südhafen

## 1.1 Geologie

Die Geologie in Kopenhagen besteht in den oberen Schichten aus Füllmaterial und glazialen Ablagerungen des Quartär, Geschiebemergel, Sand, lokale Kiesbänke sowie Geröll. Darunter liegend sind die paläogenen Ablagerungen des Kalksteins, der in den „oberen“, „mittleren“ und „unteren“ Kopenhagen Kalkstein klassifiziert wird. Der Kalkstein weist generell keine Karsthohlräume auf. Vereinzelt durchziehen Flintschichten das Material, die können eine Mächtigkeit von mehreren Dezimetern annehmen.

Die Mächtigkeit der oberen Lockergesteinsschichten variiert in der Nord-Süd Ausdehnung. Während der Tunnelverlauf in der südlichen Hälfte weitgehend im Kalkstein verläuft, taucht er im nördlichen Teil in die Lockergesteinsschichten auf. Der obere Teil des Kalksteins ist durch die frühere Gletscheraktivtät gestört und daher heterogen und klüftig.

Die „Carlsbergkluft“ durchzieht die Geologie lokal, sie ist wasserführend. Das „Rathaustal“ ist eine weitere Besonderheit, da es grobe Gletscherablagerungen enthält und eine hohe Durchlässigkeit aufweist.

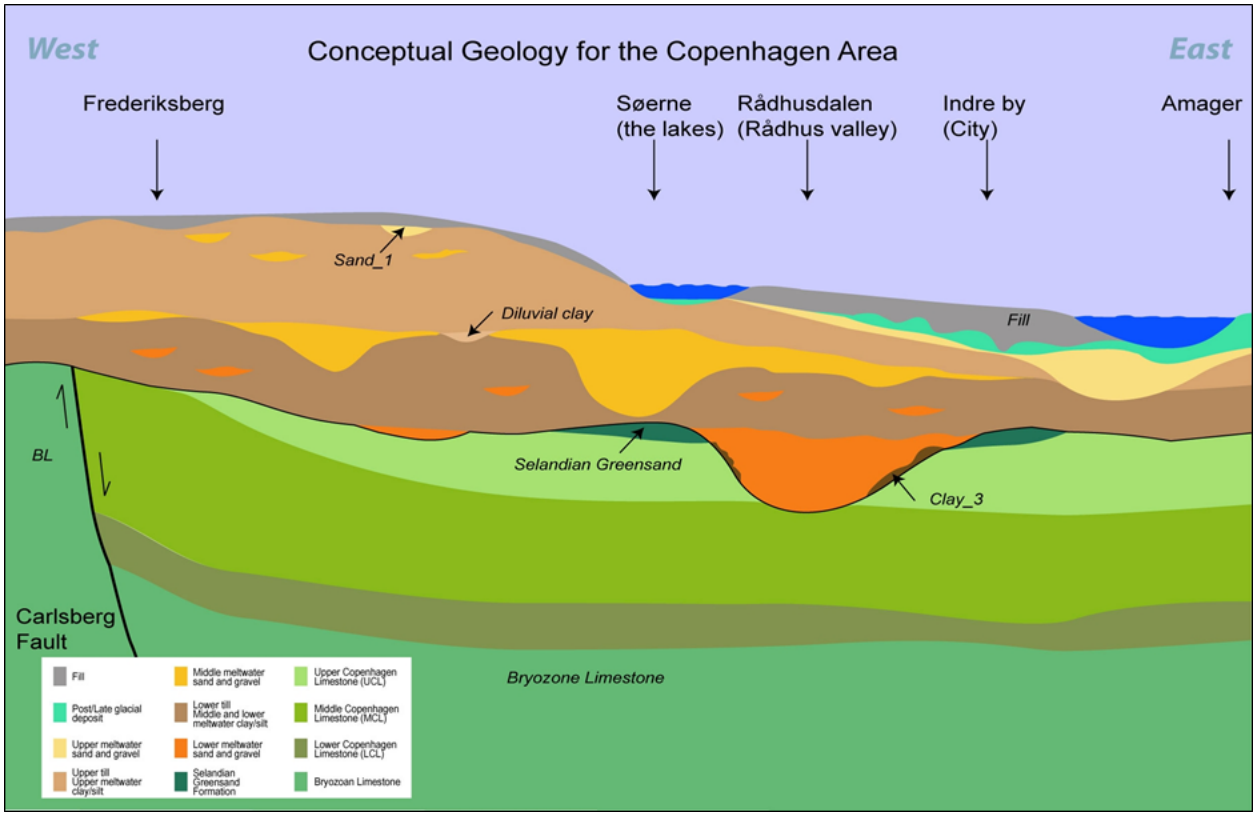



Abbildung 2: Kopenhagen Geologie

## 1.2 Hydrogeologie / Grundwasserhaltung

The primäre Grundwasserleiter liegt generell  im Kalkstein, mit einer hydraulischen Verbindung zu den angrenzenden Sand- und Kiesschichten.  Wo eine schwerdurchlässige Schicht vorhanden ist, ergibt sich ein sekundärer Grundwasserleiter in den oberflächennahen Lockergesteinsschichten.

Um den Grundwasserspiegel durch die Tiefbauarbeiten nicht abzusenken, wird das gepumpte Grundwasser in einem, den Schacht umschließenden, Ring von Reinfiltrationsbrunnen in den gleichen Grundwasserleiter gebracht, aus dem es entnommen wurde.

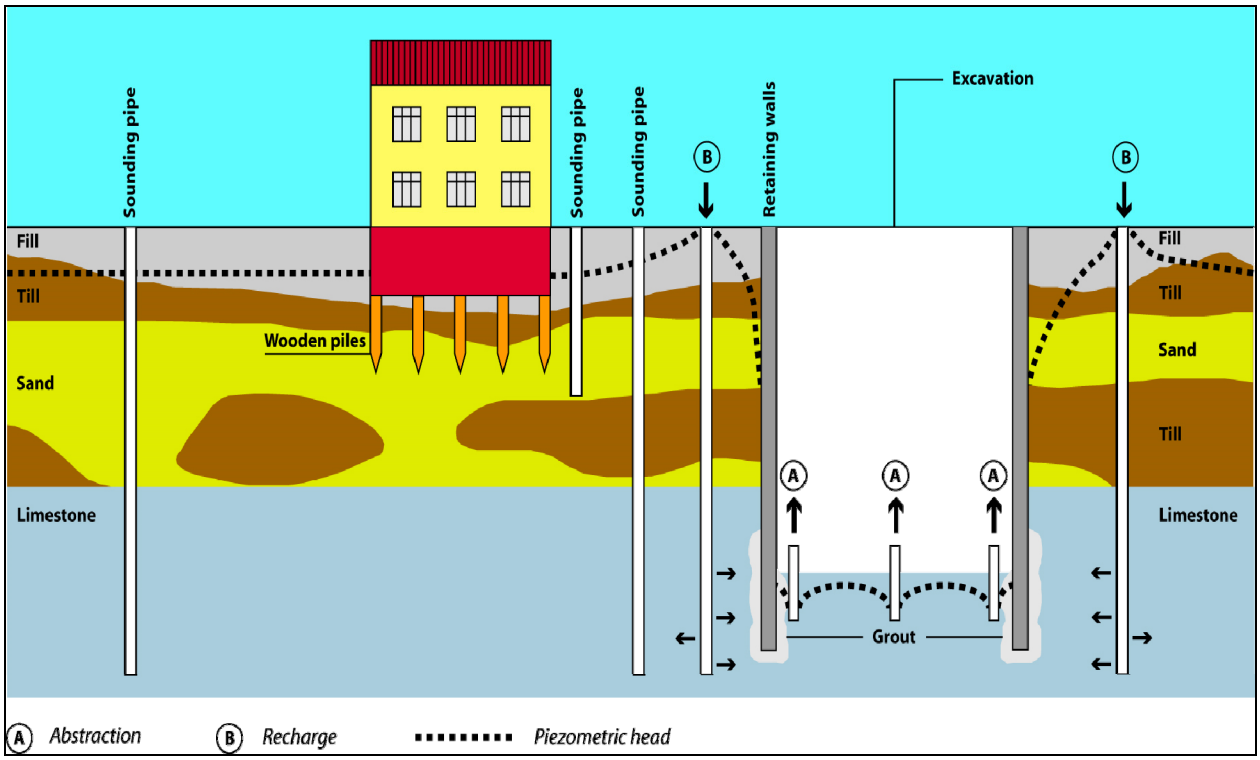



Abbildung 3: Schema Grundwasserhaltung

Die Variation im Grundwasserspiegel in den Referenzbrunnen sollen eine Abweichung von plus minus einem Meter nicht überschreiten. Eine typische Konfiguration besteht aus 8, der Schachtlängsachse entlang angeordneten Absenkbrunnen, einem Ring aus 10 Reinfiltrationsbrunnen (abhängig von deren Kapazität) und 15 Kontrollbrunnen, 6 Referenzbrunnen eingeschlossen. Der Grundwasserspiegel ist gesetzlich geschützt, der Vertrag sieht im Innenstadtbereich eine Reinfiltrationsrate von mindestens 95% vor.

### 1.3 Stationsbauweise

Die Metrostationen werden in klassischer Schachtbauweise erstellt. Die Schächte mit einem Grundriss von gerade einmal ca. 60m x 20m finden selbst im eng bebauten Stadtzentrum Platz.

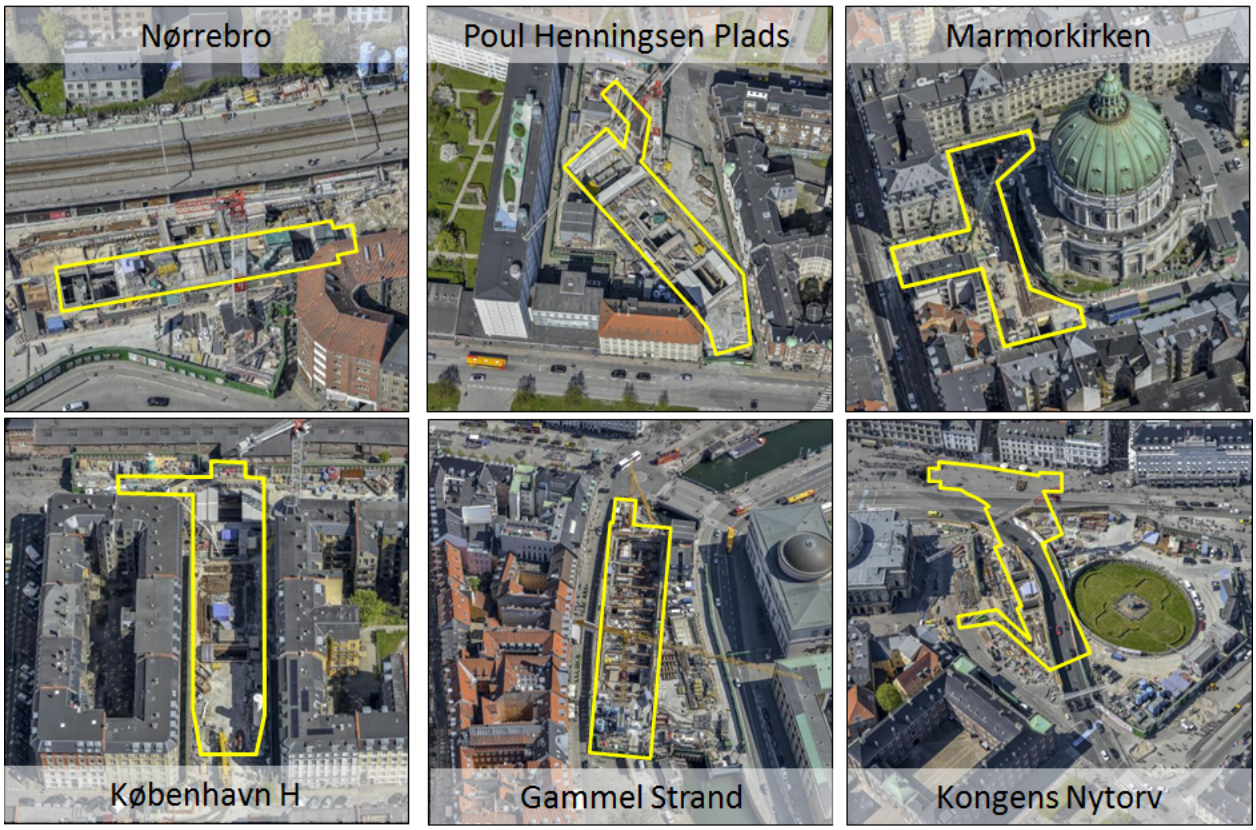



Abbildung 4: Beispiele der Schachtanordnung im Stadtbild

Die geringen Schachtabmessungen hängen mit dem Kopenhagener Metrokonzept zusammen, eine Kombination kurzer Metrofahrzeuge mit hoher Frequenz. Die Metro operiert führerlos, 24/7, und zu Stoßzeiten in Abständen von 150 Sekunden.

Je nach Höhenlage in der Trassenführung werden die Stationen in folgende Kategorien unterteilt: „tiefer Stationstyp“, „oberfächennaher Stationstyp“ und „semi-oberfächennaher Stationstyp“.

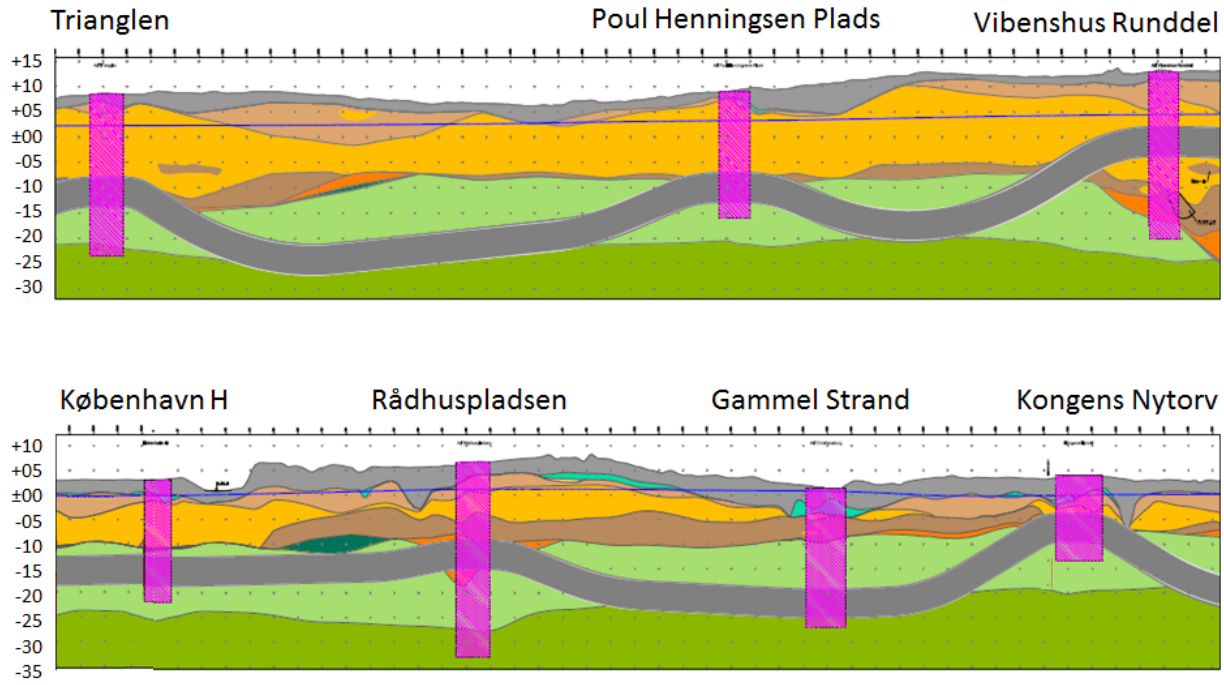



Abbildung 5: Trassierungsabschnitt / Geologie

Die Tiefe der Stützwände ergibt sich zum einen aus der Trassierung folgenden Bodenplattenkote, zum anderen nach der Hydrogeologie, mit dem Ziel wasserführende Schichten zu trennen und somit die Grundwasserhaltung zu optimieren.
Um Setzungen zu minimieren wird die Baugrube nach Erstellung der Stützwände zunächst mit der permanenten Deckenplatte ausgesteift. Diese dient des Weiteren der Geräuschminimierung und der Flächennutzung der Baustelleneinrichtung. Der Aushub erfolgt mit dem Verbau mehrerer temporärer Steifenlagen bis zur Endaushubtiefe. Nach dem Betonieren der Bodenplatte werden die Betonaussenwände, sowie Zwischendecken sequentiell von unten nach oben erstellt und die temporären Steifenlagen ausgebaut.

Eine typische „Tiefe Station“ gliedert sich in Plattformebene, Zwischenebene, Technikebene und Bahnhofshalle verbunden über Treppenzugängen zur Oberfläche.

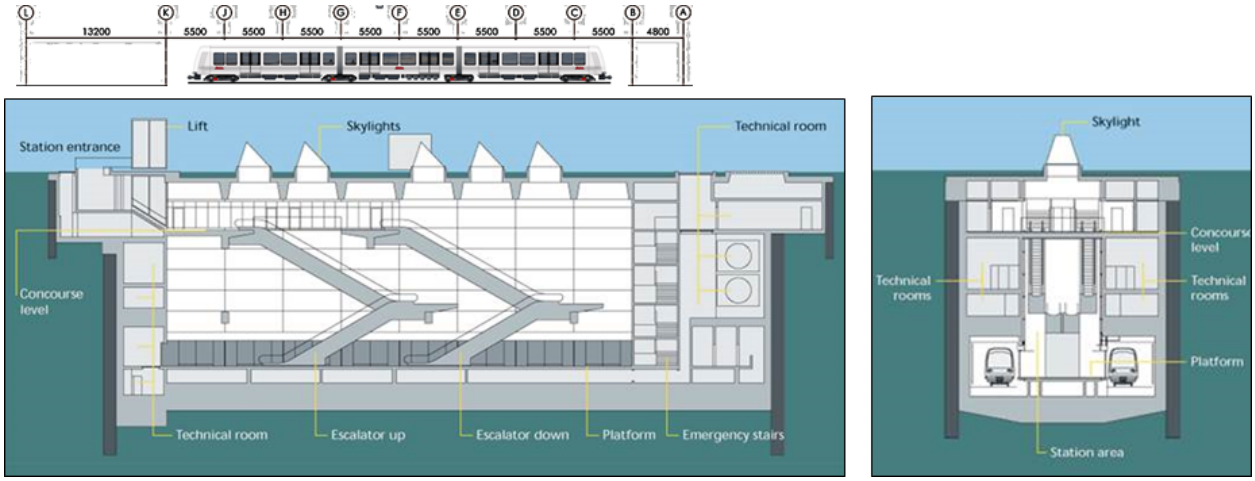



Abbildung 6: Typische „tiefe“ Station (Längs- und Querschnitt)

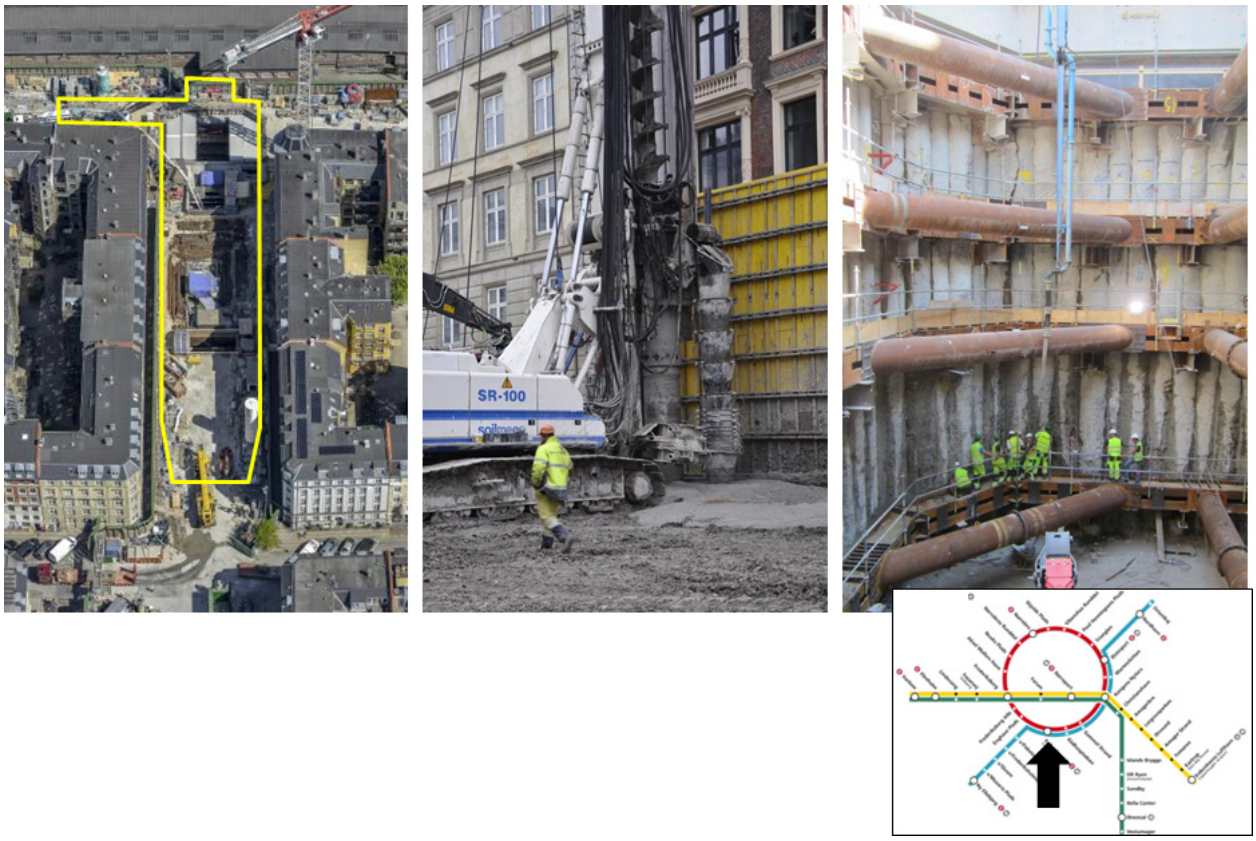



Abbildung 7: Metrostation Kopenhagen Haupbahnhof

# 2 Gebäudeschutz

## 2.1 Schadensklassen und Setzungsberechnung

Nach dem Vertragswerk ist der Auftragnehmer dazu verpflichtet die Arbeiten ohne Schaden an Gebäuden und Fremdeigentum auszuführen. Der Vertrag definiert „Schaden“ als Kategorie 2 oder höher auf der Grundlage von BRE Digest 251 „Assessment of damage in low rise buildings”. Design, Gebäudebeurteilung, sowie Schutzmaßnahmen, sind vom Auftragnehmer in diesen Grenzen zu bemessen und auszuführen.

Schadensklasse 0: Auftreten von Haarrissen mit Rissweite kleiner als 0,1mm. Risse sind vernachlässigbar, es sind keine Maßnahmen erforderlich.

Schadensklasse 1: Feine Risse mit Rissweite bis zu 1 mm weitgehend sichtbar an Innenwänden, weniger an außenliegendem Mauerwerk können während standardmäßigen Maler- und Putzarbeiten einfach behoben werden.

Schadensklasse 2: Risse können einfach verfüllt werden. Wiederkehrende Risse können mit geeigneten Maßnahmen verdeckt werden. Überprüfung von Wetterbeständigkeit bei außenliegenden Rissen erforderlich. Türen und Fenster müssen auf Gängigkeit überprüft und gegebenenfalls angepasst werden. Gewöhnliche Rissweite bis zu 5mm.

Schadensklasse 3:. Risse erfordern Reparatureingriffe, Schäden im Außenmauerwerk erfordern eventuellen begrenzten Austausch. Probleme mit Türen und Fenstern, sowie Gebäudeanschlüssen. Wetterbeständigkeit häufig beeinträchtigt. Rissweiten zwischen 5mm bis 15mm (oder mehreren auftretenden Risse mit Rissweiten von beispielsweise 3mm).

Schadensklasse 4: Umfassende Schäden, die das Aufbrechen und Ersetzen von Wandteilen erfordern, insbesondere über Türen und Fenstern. Tür- und Fensterrahmen, sichtliche Bodenneigungen, Wandverformungen. Teilweiser Verlust der Tragfähigkeit in der Balkenlagerung. Gebäudeanschlüsse nicht mehr funktionsfähig. Typische Rissweiten 15mm bis 25mm, abhängig von der Rissanzahl.

Schadensklasse 5: Bauschäden mit großem Reparaturaufwand, beinhaltet teilweise oder komplette Gebäudesanierung. Balkenlagerung betroffen, geneigte Wände benötigen Abstützung. Risiko der Gebäudestabilität. Risse mit Rissweiten über 25mm, abhängig von der Rissanzahl.

## 2.2 Gebäudeanalyse

Die Analyse bezüglich Setzungen und deren Einfluss auf Gebäude ist in 3 Stufen eingeteilt, mit einem zunehmenden Detaillierungsgrad der Untersuchungen.

„Stufe 1“ basiert auf “Greenfield” Bedingungen, einem angenommenen Volumenverlust und einem Parameter zur Bestimmung der Setzungsmulde. Gebäude innerhalb einer Referenzlinie von 10mm und / oder einer Neigung grösser als 1/500 erfordern eine „Stufe 2“

“Stufe 2” basiert auf Verformungsmodus, angenommen Gründungssteifigkeiten, und dem Vulnerabilitätsindex des zu betrachtenden Gebäudes nach Elena Chiriotti. Gebäude in Schadensklasse 2 und höher fallen die nächste „Stufe 3“.

“Stufe 3 Analyse“ beinhaltet eine 3-D Analyse von Boden, Gebäuden, und der Schacht- und Tunnelbauten unter Berücksichtigung von Bauphasen.

Maßnahmen zur Gebäudesicherung ergeben sich aus der Forderung Gebäude unterhalb der Schadensklasse 2 zu dokumentieren.

.

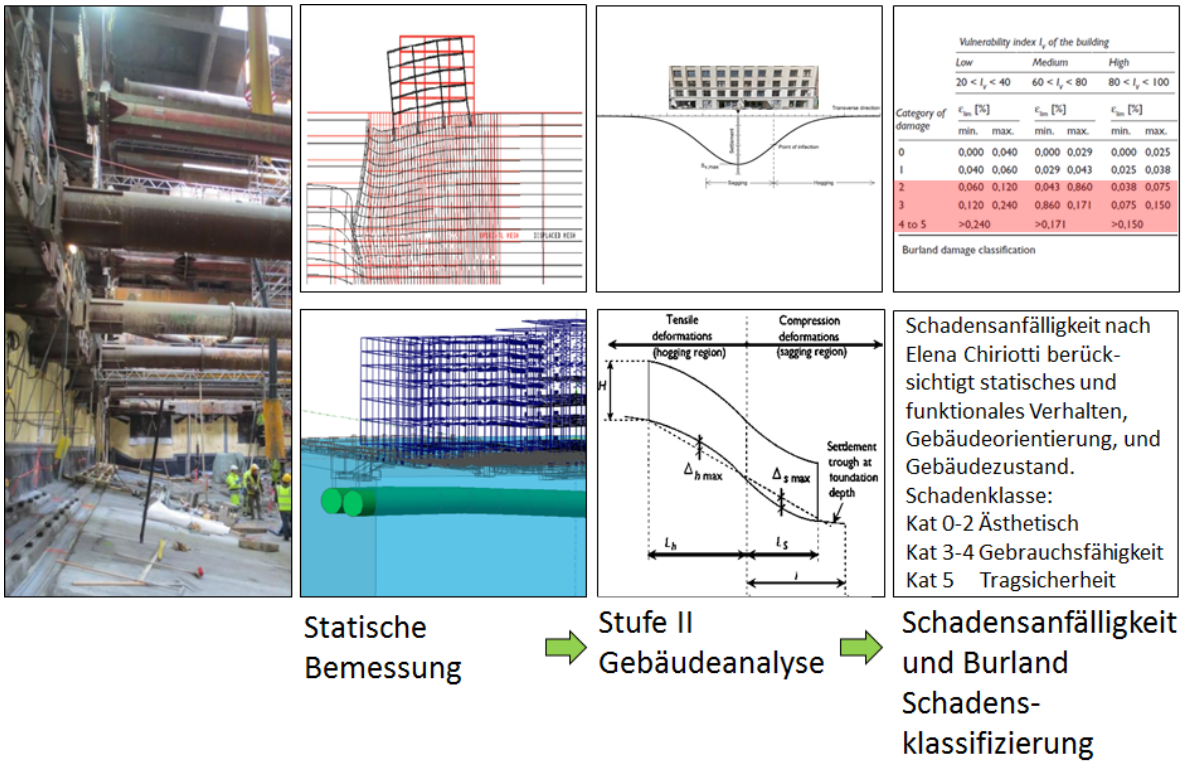



Abbildung 8: Schematische Darstellung der schrittweisen Gebäudeanalyse

Metroselskabet führt eine Datenbank, in der alle vorhanden Informationen von Gebäuden enthalten sind, darunter Grundrisse, Fundamentpläne, Fassendetails, Ausführungsprotokolle, Statik, usw. Diese werden zur Einschätzung der Gebäudesteifigkeiten und der Vulnerabilität berücksichtigt.

## 3 Fallbeispiel aktiver Gebäudesicherung - Kongens Nytorv

Im Bereich von Kongens Nytorv wurden 4 Gebäude identifiziert die einer „Stufe 3 Analysis“ unterzogen werden mussten, darunter: Das Kaufhaus Magasin du Nord und Kongens Nytorv 17 mit McDonald’s Restaurant als Pächter im Erdgeschoss (siehe Abbildung). Die bestehende Metro (grün) wird von der neuen Linienführung (blau) übertunnelt.

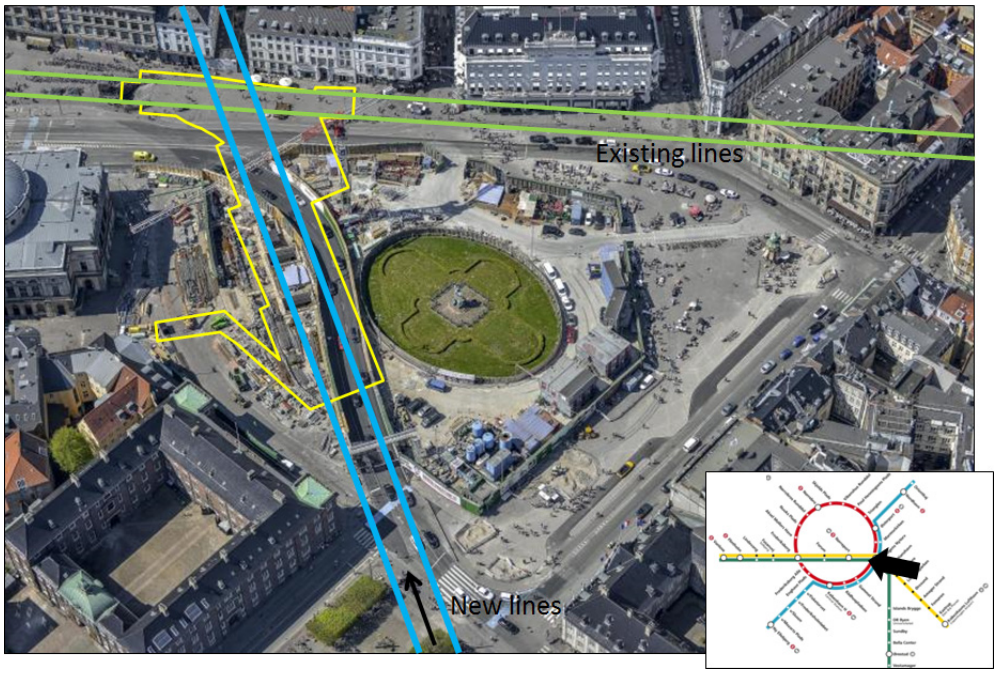



Abbildung 9: Lageplan Kongens Nytorv

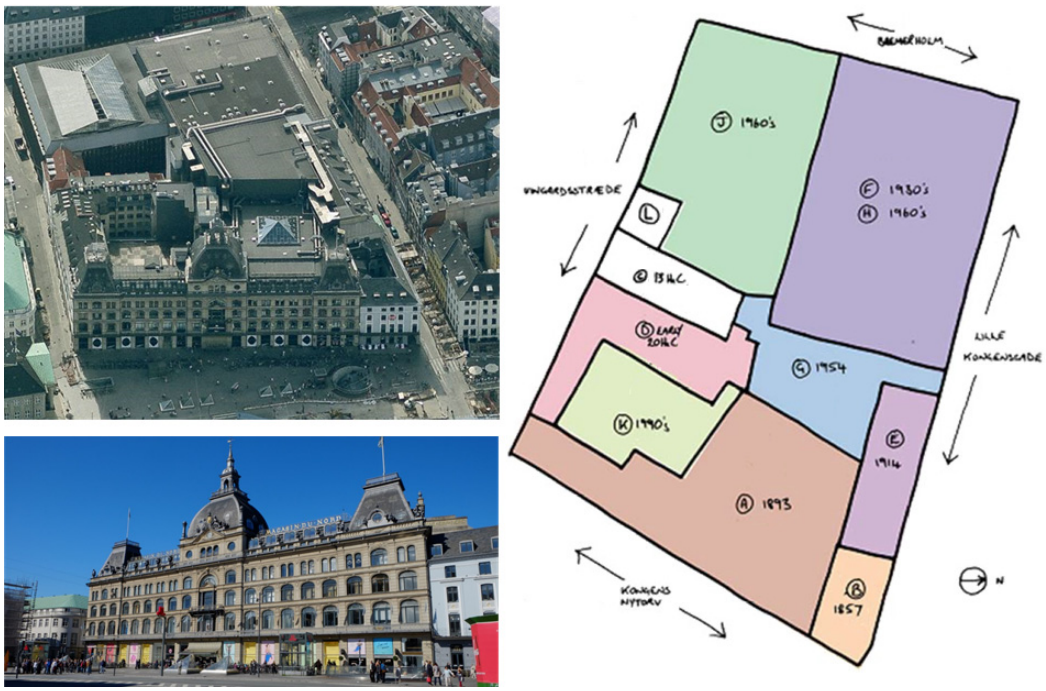



Abbildung 10: Kongens Nytorv - Gebäude mit dem Risiko von Setzungsschäden und bauliche Gliederung des Magasin du Nord

Magasin du Nord ist ein komplexes Gebäude, das zu verschiedenen Zeiten in Teilen errichtet, erweitert und umgebaut wurde. Um das Gebäude realistisch zu modellieren, wurde eine bauliche Aufnahme durchgeführt und kritische Punkte auf deren Eigenschaften und statischer Funktion sowie Randbedingungen untersucht.

Die Stufe 3 Analyse wurde mit einem geotechnisch-statisch kombinierten 3-D Modell durchgeführt, in dem der Tunnelvortrieb der zwei Tunnelbohrmaschinen sequentiell nach Ringbau untersucht wurde. Eine Parameterstudie wurde unter variierenden Randbedingungen durchgeführt. Der E-Modul der glazial abgelagerten Lockergesteinsböden wurde mit 50MPa und 80MPa untersucht, sowie ein Volumenverlust durch den Tunnelvortrieb mit den Werten 0,5% und 1,0%. Diese 4 Szenarien wurden angewendet um die ungünstigsten Verformungen in Setzung und Verdrehung zu ermitteln. Das Ergebnis zeigte Werte in Schadensklasse 2, was nach Vertrag unzulässig und daher durch Schutzmaßnahmen entgegenzuwirken war.

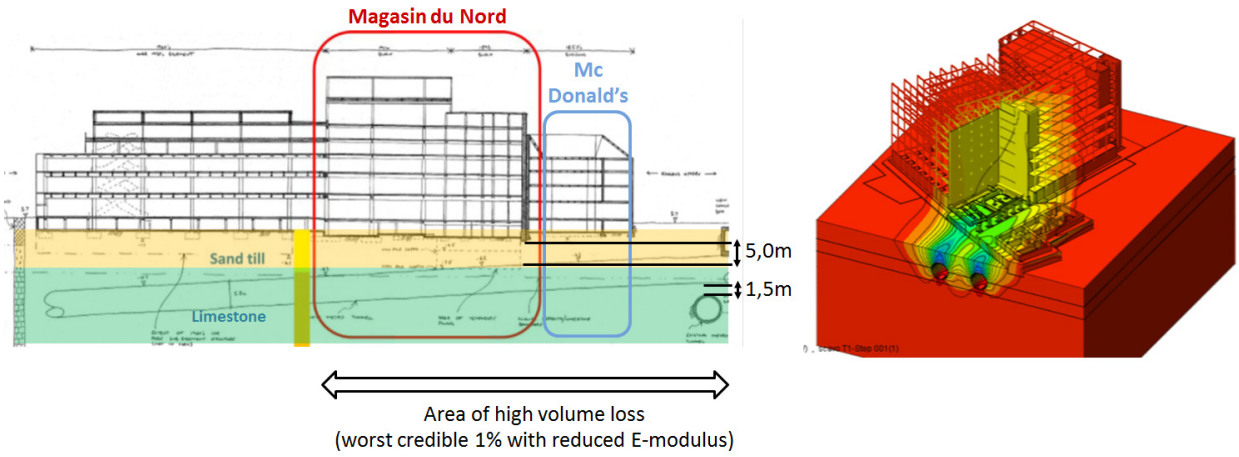



Abbildung 11: Untertunnelung von Magasin du Nord und Setzungsanalyse

Der Auftragnehmer untersuchte verschiedene Maßnahmen. Die zuerst vorgeschlagene Maßnahme einer kompletten strukturellen Anpassung der Fundamentplatte im Einkaufsbereich wurde als unverhältnismäßig verworfen. In der Folge wurden Präventivmaßnahmen entwickelt, als Kombination einer vertikalen Trassenoptimierung, lokaler Gebäudeunterfangung durch Jetgrouting, Vorbereitung für Hebungsinjektionen zum Setzungsausgleich und Vorbereitung für eine Grundwasserabsenkung für den Fall einer TBM Intervention.

### 3.1 Optimierung der Trassenführung

Die Trassierung wurde dahin gehend optimiert, das Gebäuderisiko oberhalb gegen das Risiko der existierenden Tunnel unterhalb der Trassierung abzuwägen. Der Abstand zum bestehenden Tunnel wurde auf einen lichten Nominalabstand von 1,5 Meter verringert zu Gunsten zum Abstand zu den anstehenden Gebäudefundamenten. Hierzu wurde die maximal zugelassene Tunnelgradiente von 6% unmittelbar nach der Tunnelkreuzung voll ausgenutzt. Die Vortriebslänge in Lockergestein wurde dadurch um 25 Meter verkürzt, da die Trassierung schon früher in den Kalkstein abtaucht.

## 3.2 Vorbereitung für Hebungsinjektionen

Um im Fall von während des Tunnelvortriebs auftretenden Setzungen unmittelbar reagieren zu können wurden das Konzept der Hebungsinjektion angewandt. Ausgeführt wurde ein Injektionsschacht in geeigneter Lage, Installation von Tube-en-Manchette, Vorverpressung, sowie ein Setzungsüberwachung bestehend aus Prismen und Schlauchwaage.

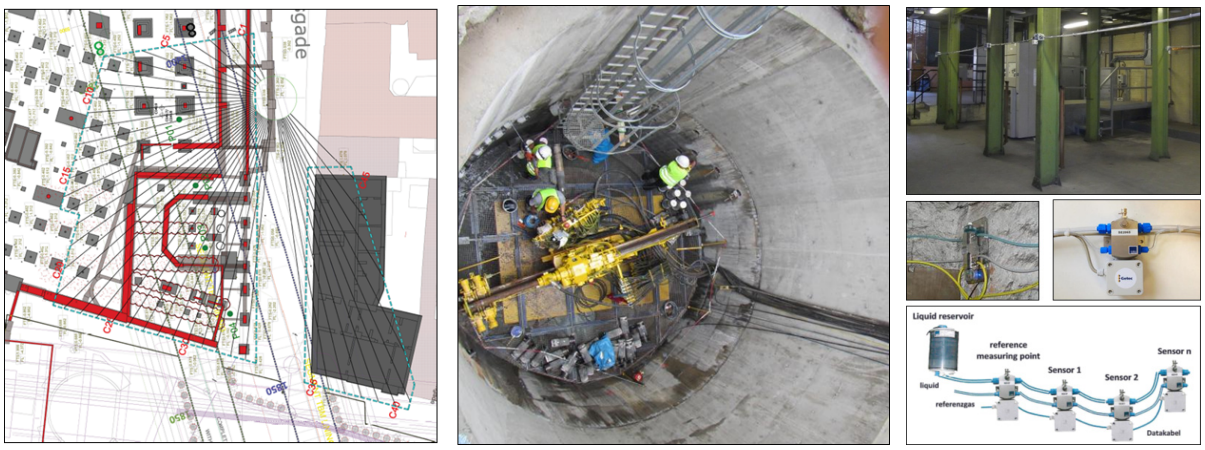



Abbildung 12: Vorbereitung Injektionsschirm und Setzungsmessung

## 3.3 Gebäudeunterfangung durch Jetgrouting

Um das 1857 erbaute flachgegründete Gebäude Kongens Nytorv 17 vor unvorhergesegenen Setzungen zu schützen hat der Auftragnehmer sich entschieden tragende Elemente (Wände und Stützen) zu unterstützen und durch Jetgrouting eine direkte Einbindung in den Kalkstein herzustellen. Im Falle einer TBM Intervention und Verlust des hyperbarischen Drucks würde das Jetgrouting als Bogen agierend das Gebäude unterfangen.

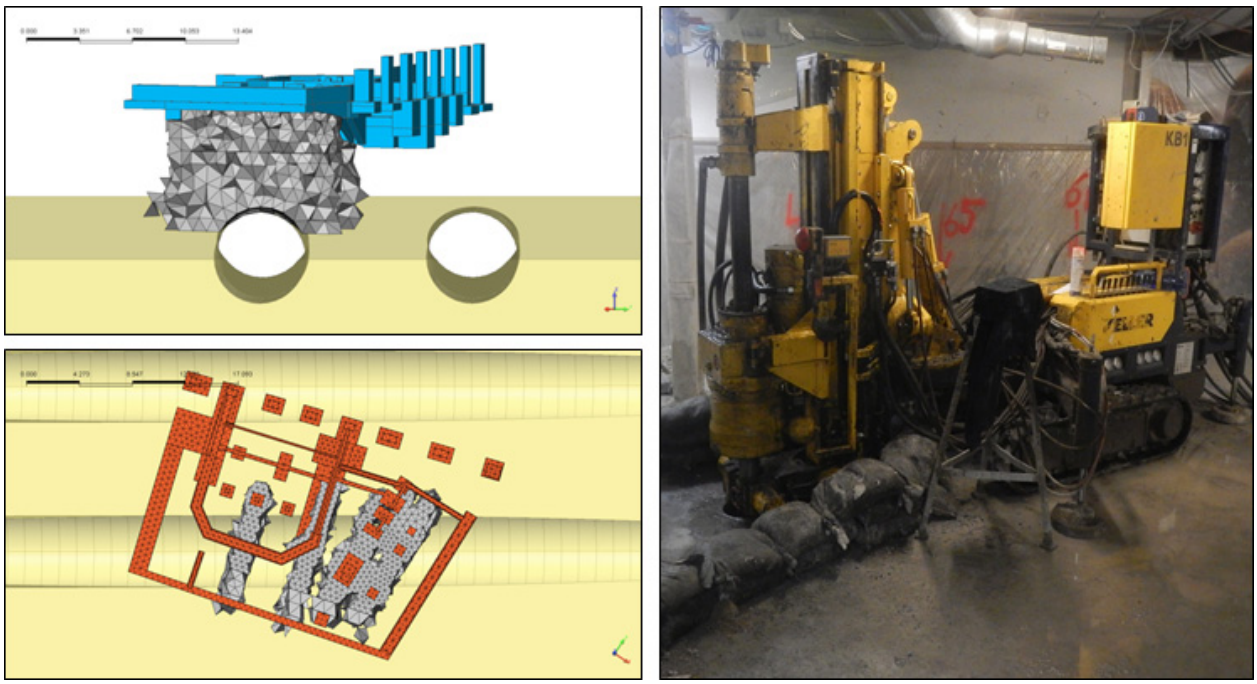


Abbildung 13: Unterfangung durch Jetgrouting

Es wurde die Verträglichkeit zwischen dem versteifenden Jetgrouting und den deformationsgesteuerten Hebungsinjektionen hinterfragt und diskutiert. Nach der Ausführung des Jetgroutings wurde eine über 5 Monate lang fortschreitende Hebung des Gebäudes in der Größenordnung von 10mm aufgezeichnet. Die Hebung wurde mit Temperaturmessungen einer überlagerten und verzögerten Temperaturausdehnung der Zementpfähle zugewiesen.

### 3.4 Weitere Massnahmen

Um auf einen möglichen Druckabfall während einer eventuell erforderlichen TBM Intervention vorzubeugen wurden Pumpbrunnen angeordnet, um das Grundwasser lokal absenken zu können.
Um einem möglichen Druckverlust bei einer Intervention durch Ausbläser vorzubeugen wurden im Gebäude ungenutzte Ventilationsschächte ausbetoniert.

# Bedeutende Aspekte, die bei dem Großprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke München aus hydrogeologischer, geotechnischer und bautechnischer Sicht zu betrachten sind

Dipl.-Ing. (FH) Markus Kretschmer
M.Sc. Helena Loga
DB Netz AG, München

## 1. Einleitung

Die bestehende S-Bahn-Stammstrecke in München zwischen den S-Bahnhöfen Laim im Westen und dem Leuchtenbergring im Osten ist sowohl das Herzstück und gleichzeitig das Nadelöhr des gesamten Münchener Nahverkehrsnetzes. Die Kapazitäten auf dieser Strecke sind erschöpft. Aus diesem Grund soll eine 2. S-Bahn-Stammstrecke realisiert werden.
Anspruchsvolle unterirdische Infrastrukturprojekte wie die 2. S-Bahn-Stammstrecke München erfordern technisch und wirtschaftlich innovativ partnerschaftliche Lösungen. Mit diesem Vortrag sollen einige bedeutende Aspekte im Projekt dargestellt werden. Dazu soll unter Anderem der Einfluss des Grundwassers auf das gesamte Projekt näher betrachtet werden. Die hydrogeologischen Verhältnisse im Münchener Bereich sind bisher für diese Tiefen nicht vollständig erkundet und müssen daher vor, während und nach dem Bau des Projektes beobachtet und berücksichtigt werden.
Es werden zwei parallele Tunnelröhren aufgefahren. Die maschinellen Tunnelvortriebe sollen sowohl technisch, als auch wirtschaftlich auf den Untergrund abgestimmt sein. Dies erfordert die richtige Wahl des Vortriebsmodus.
Ein technisch anspruchsvoller Vortriebsabschnitt befindet sich im Bereich der Isar. Die einzelnen Problematiken bei der Isarunterquerung sollen näher erläutert werden.
Seit mehreren Jahren wird am Liebfrauen Dom („Frauenkirche“) ein Bauwerksmonitoring durchgeführt. Hierbei handelt es sich um ein setzungsempfindliches Gebäude. Die Erkenntnisse des Monitorings werden vorgestellt.

## 2. Projektvorstellung 2. S-Bahn-Stammstrecke München

Das Großprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke München, mit insgesamt ca. 11 km Länge, beinhaltet den Umbau von zwei oberirdischen Bahnhöfen und den Neubau von drei unterirdischen Stationen und einem ca. 7 Kilometer langen Tunnel, bestehend aus zwei eingleisigen Röhren. Zusätzlich werden Netzergänzende Maßnahmen in den Außenästen des Verkehrsnetzes durchgeführt.
Innerhalb des Bauvorhabens werden die oberirdischen Bahnhöfe Laim und Leuchtenbergring umgebaut und die drei unterirdischen Haltepunkte Hauptbahnhof Bahnhofplatz (Hp Hbf), Marienhof (Hp MH) und Ostbahnhof tief (Hp Obf tief) neu gebaut. Im Zusammenhang mit dem Umbau am Bahnhof Laim wird die so genannte „Umweltverbundröhre“ quer zu den Gleisen der Bahntrasse hergestellt. Diese Unterführung soll neben Fußgängern und Radfahrern auch Linienbusse und eine neu geplante Trambahnlinie aufnehmen.

Östlich des Bf München-Laim verläuft die zweigleisige Strecke auf rund zwei Kilometern Länge parallel nördlich zur bestehenden Stammstrecke (s. Bild 1). Westlich der Donnersberger Brücke taucht die Strecke ab und führt in zwei eingleisigen Tunnelröhren zunächst zum geplanten Hp Hauptbahnhof Bahnhofplatz in ca. 42 m Tiefe. Von hier schwenkt die Trasse in nordöstliche Richtung zum Marienhof. Dabei werden die U-Bahnlinien U1/U2 am Hauptbahnhof, die bestehende Stammstrecke, die U4/U5 am Karlsplatz/Stachus und die U3/U6 am Marienhof unterfahren. Am Marienhof wird in etwa 40 m Tiefe die gleichnamige unterirdische Station errichtet. Daraufhin folgt die Trasse der Maximilianstrasse bis zur Isar. Nach der Unterquerung der Isar wird das sogenannte Abzweigbauwerk „Abzweigstelle Praterinsel“ errichtet. Mit dieser Abzweigstelle soll eine spätere Möglichkeit zum Bau einer Trasse Richtung Giesing, im Süden Münchens, gegeben sein. Im Anschluss schwenkt die Trasse Richtung Süden, um dann zum Orleansplatz zu gelangen. Der Hp Ostbahnhof tief ist in ca. 35 m Tiefe geplant. Hier wird die bestehende U-Bahn-Station Ostbahnhof der U5 unterfahren. Nach dem Haltepunkt verläuft die Trasse Richtung Leuchtenbergring, wobei sie im Bereich der Berg-am-Laim-Straße wieder auftaucht.
Die Tunnelröhren werden überwiegend mit Tunnelvortriebsmaschinen aufgefahren, die unterirdischen Stationen teils in Schlitzwand- und teils konvetionell in Spritzbetonbauweise erstellt. Die Abzweigstelle wird ebenfalls in konventioneller Bauweise über einen Startschacht erstellt.

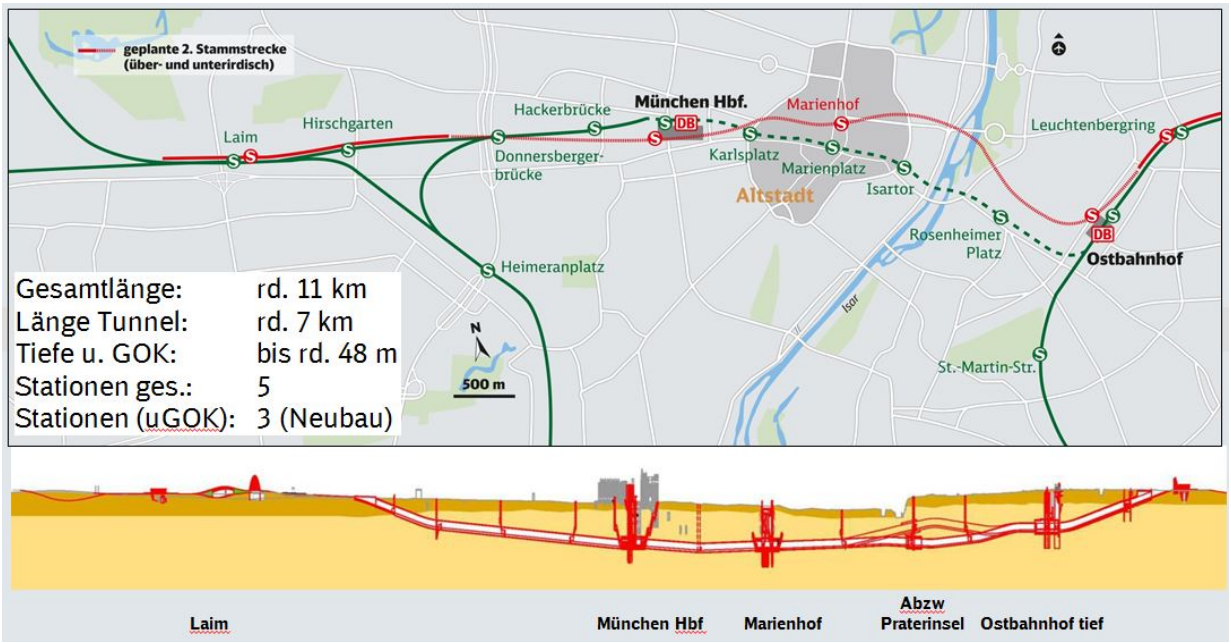



Bild 1: Projektübersicht 2. S-Bahn-Stammstrecke München

## 3. Bedeutende Aspekte

Das äußerst anspruchsvolle, größtenteils unterirdische, innerstädtische Infrastrukturprojekt 2. S-Bahn-Stammstrecke München erfordert technische und wirtschaftliche Höchstleistungen. Im Folgenden sollen einige bedeutende Aspekte im Projekt dargestellt werden. Dies sind

hydrogeologische, geotechnische und bautechnische Aspekte, die zur Findung eines technisch optimierten Bauverfahrens führen sollen.

### 3.1 Einfluss des Grundwassers

Der Münchener Boden besteht aus mitteldicht bis dicht gelagerten quartären, grundwasserführenden Sanden und Kiesen und darunterliegende tertiäre, ebenfalls grundwasserführende Wechsellagen aus dicht gelagerten Sanden sowie halbfesten bis festen Tonen und Schluffen. Die Baumaßnahmen liegen größtenteils unter dem Grundwasserspiegel, weshalb das Grundwasser eine bedeutende Rolle spielt.

Die quartären Kiese besitzen überwiegend einen ganzjährig geschlossenen Grundwasserspiegel, wobei lokale Tertiäraufragungen den quartären Grundwasserspiegel insbesondere um den Marienplatz häufig schon bei mittleren Grundwasserständen überragen und dann im Quartärgrundwasserleiter umströmt werden.

Großräumig folgt die Grundwasserfließrichtung dem Gefälle der Geländeoberfläche nach NNO, wobei nahe des Isarwestufers eine Beeinflussung durch den jeweiligen Flusswasserstand vorliegt. Die Grundwasserfließrichtung weist bei Isarhochwasser von der Isar weg, ansonsten auf die Isar zu. Auf der Ostseite der Isar tritt lokal das Quartärgrundwasser an der Grenze zum unterlagernden Tertiär als Hangquelle aus. Hier fließt das Grundwasser nach NW zur Isar hin.

Der Quartärgrundwasserleiter Q ist vom ersten Tertiärgrundwasserleiter T(I) überwiegend durch eine feinkörnige Zwischenschicht hydraulisch getrennt. Stellenweise, vor allem im Bereich des Marienhofes, befindet sich unter dem Quartärkies Tertiärsand, wodurch an diesen Stellen ein gemeinsamer Q/T-Grundwasserleiter ohne hydraulisch wirksame Trennung vorliegt.

Auch die tertiären Schichten sind grundwasserführend. In von feinkörnigen Schichten überdeckten Sanden wird gespanntes Grundwasser angetroffen, dessen Druckwasserspiegel großräumig etwa bis zur Höhe des Quartärwasserstands zu erwarten ist. Östlich der Isar sind die tertiären Wasserstände zunächst niedriger als die quartären Wasserstände, da der erste Tertiärgrundwasserleiter T(I) dort direkt zur Isar hin entwässern kann und daher einen geringeren freien Wasserspiegel bzw. Druckwasserspiegel besitzt. Mit zunehmendem Abstand von der Isar nähern sich die tertiären den quartären Wasserständen wieder an.

Die bisher erkundeten Tertiärgrundwasserleiter können in 5 verschiedene Grundwasserleiter (T (I) bis T (V)) differenziert werden (s. Bild 2). Der erste Tertiärgrundwasserleiter T(I) ist durchgehend vorhanden. Mit Ausnahme im Bereich der Isar. Nur östlich der Isar und an wenigen Stellen westlich der Isar liegt ein freier Grundwasserspiegel vor. Ansonsten herrschen gespannte Grundwasserverhältnisse. Ein zweiter, nicht durchgängiger tertiärer Grundwasserleiter T(II) mit unterschiedlichen Mächtigkeiten von 6 m bis zu 17 m wurde im betrachteten Ost-West-Schnitt erkundet. Dieser Grundwasserleiter besteht aus wasserführenden Sandlinsen und Sandschichten in den tertiären Tonen und Schluffen. Nur östlich vom Marienhof wurde ein dritter Tertiärgrundwasserleiter T(III) mit Mächtigkeiten bis zu 13 m angetroffen. Im östlichen Bereich der Trasse wurde ebenfalls ein voraussichtlich zusammenhängender vierter Grundwasserleiter T(IV) mit Mächtigkeiten bis ca. 8 m erbohrt. Im Bereich des Hauptbahnhofs wurden mittels zweier tiefer Erkundungsbohrungen ein fünfter Grundwasserleiter T(V) angetroffen [1].

Abgesehen von den erkundeten Grundwasserleitern Q und T(I) bis T(V) befinden sich über die gesamte Tiefe verteilt zahlreiche weitere kleine tertiäre Sandschichten bzw. Sandlinsen.

Bei diesen ist der hydraulische Kontakt zum Quartärgrundwasserleiter Q oder zu den mächtigen Tertiärgrundwasserleitern T(I) bis T(V) im Detail nicht bekannt.

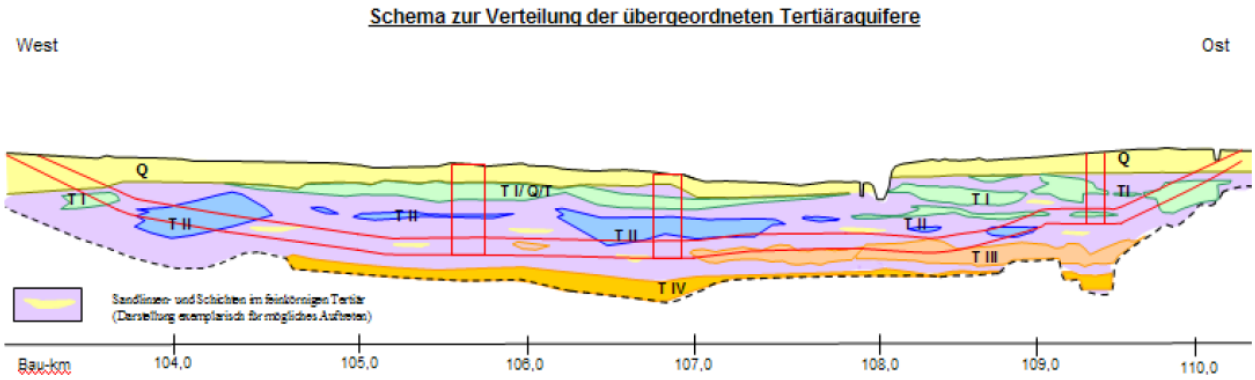


Bild 2: Schema zur Verteilung der Grundwasserleiter im Münchener Untergrund

### 3.2 Erkenntnisse aus dem laufenden Grundwassermonitoring

Im Laufe des Projekts wurden insgesamt 5 Erkundungsbohrprogramme durchgeführt. Im Zuge der Erkundungen wurden zahlreiche durchgeführten Bohrungen zu Grundwassermessstellen (GWM) ausgebaut. Die Messstellen wurden in quartären und verschiedenen tertiären Grundwasserleitern ausgebaut. Häufig als Mehrfachgrundwasserpegel. Mit Hilfe von bis zu 50 ausgewählten Grundwassermessstellen wird seit dem Jahr 2004 ein Grundwassermonitoring im gesamten Bereich des Bauvorhabens durchgeführt. Das langjährige Grundwassermonitoring erlaubt zuverlässige Bereiche der Wasserstände innerhalb der jahreszeitlichen Grundwasserschwankungen zu definieren.
Mittels des Grundwassermonitorings konnte ein allgemeiner leichter Grundwasseranstieg im gesamten Bereich festgestellt werden.
Der größte Einfluss der Grundwasserspiegel während des Monitorings wurde im Zusammenhang mit der Baumaßnahme für die Bahnsteigerweiterung Marienplatz (U6) festgestellt. Im Zuge der Bauwasserhaltung für die Bahnsteigerweiterung Marienplatz (U6) in den Jahren Dezember 2003 bis zum April 2006 wurden die gemessenen Grundwasserstände der Grundwasserleiter Q, T(I) bis T(IV) beeinflusst. Bei diesem Bauprojekt wurden die Grundwasserleiter T(I) und T(II) um 11 m abgesenkt. Nach Abschalten dieser Wasserhaltung fand ein Anstieg von 2 bis 3 m im ersten tertiären Grundwasserleiter (GWM: 2S-6/01; westl. Marienhof) und bis zu 5 m (GWM: 2S-7/02; östl. des Marienhofs) im zweiten tertiären Grundwasserleiter T(II) satt. Auch im dritten und vierten Grundwasserleiter T(III) und T(IV) war ein Grundwasseranstieg zu verzeichnen. Auf Grund der höheren Grundwasserstände mussten auch die Bemessungswasserstände angepasst werden. Der Grundwasserleiter T(III) zeigt aktuell immer noch einen geringen Anstieg. Die genaue Ursache des weiteren Anstiegs konnte bisher nicht endgültig geklärt werden.
Weiterhin konnte ermittelt werden, dass der Tertiärwasserdruck am westlichen Isarufer höher als am östlichen Ufer ist. Dies hängt sowohl mit dem Relief als auch von den vorhandenen Hangquellen des Quartärgrundwasserleiters am östlichen Isarufer zusammen.

### 3.3 Festlegung der Bemessungswasserstände

Bemessungswasserstände für Bauprojekte im Stadtgebiet der Landeshauptstadt München werden normalerweise auf Grundlage von Grundwasserisohypsenkarten [2], die für verschiedene Hochwasserereignisse gelten und unter lage- und projektspezifischen Zuschlägen

ermittelt. Sofern keine aussagekräftigen Grundwasserstandsmessungen am jeweiligen Bauort vorliegen, werden als Bemessungswasserstand in der Landeshauptstadt München der Wert des Hochwassers von 1940 + 0,3 m heran gezogen.
Da die geplante 2. S-Bahn-Stammstrecke jedoch ein nie da gewesenes Großbauprojekt innerhalb des gesamten Innenstadtgebietes Münchens darstellt und die Bauwerke wirtschaftlich bemessen sein sollen, wurden die Werte der Bemessungswasserstände genauer ermittelt. Dazu wurden am Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München langjährige Grundwasserbeobachtungen an 17 Messstellen statisch analysiert und mit den oben genannten Isohypsenkarten verglichen.
Es wurde unter anderem die statistischen ermittelten Grundwasserstände eines 100-jährigen Ereignisses (HW 100) und eines 200-jährigen Ereignisses (HW 200) mit dem Hochwasser von 1940 (HW 1940) verglichen. Auch ein 10-jähriges (HW 10) und ein 20-jähriges (HW 20) statistisch ermitteltes Ereignis wurden im Zusammenhang mit dem Hochwasser von 1988 betrachtet. Dabei wurde erkannt, dass der statistisch ermittelte Grundwasserstand des 200-jährigen Ereignisses im Bereich zwischen Bf München-Laim und Hauptbahnhof etwa dem HW 1940 entspricht. Zwischen Stachus und Isar unterschreitet der statistische Wert durchgehend die Hochwasserstände des HW 1940. Zwischen Max-Weber-Platz, östl. der Isar, und dem Bf Ostbahnhof übersteigt der statistisch ermittelte Wert HW 200 das Hochwasser HW 1940 um bis zu 1,19 m.
Bei der Betrachtung des statistischen Wertes eines 10-jährigen Ereignisses mit dem Hochwasser von 1988 (HW 1988) war zu erkennen, dass der ermittelte Wert HW 10 das HW 1988 durchgehend um meist 40 – 90 cm übersteigt.

Auf Grund der weiträumigen, innerstädtischen Lage des Projektes sind bei der Festlegung der Bemessunswasserstände auch einige Spezifika zu berücksichtigen. Dies sind u.a. die permanente Grundwasserhaltung zur Auftriebssicherung der U1/U2 im Bereich östlich des Hauptbahnhofs und am Stachus, die abgeschlossene Bauwasserhaltung zur Bahnsteigerweiterung U6 in den Jahren 2003 bis 2006 und möglicherweise damit einhergehende Grundwasseranstiege, die Isarunterquerung oder Hangquellen am östlichen Isarufer. Mit Berücksichtigung solcher Besonderheiten wurden projektspezifische und örtlich begrenzte Zuschläge ermittelt.

Für das Großprojekt 2. S-Bahnstammstrecke München wurden folgende allgemeine Bemessungswasserstände für den Endzustand ($HW_{Bau}$) und den Bauzustand ($HW_{Bau}$) festgelegt. Diese sind jedoch nicht für alle Bauobjekte gültig. In vielen Bereichen werden, wie bereits erwähnt, spezifische Werte angegeben.

Im Endzustand ($HW_{End}$) = HW 200 bzw. HW 1940 + 0,3 m, wenn er höher ist als HW 200
Im Bauzustand ($HW_{Bau}$) = HW 10

Spezifische Bemessungswasserstände werden unter anderem im Bereich der Hangquellen östlich der Isar angesetzt. Auch im Bereich östlich des Marienhofes mussten spezifische Bemessungswasserstände ermittelt werden. Da in dem Bereich östlich des Marienhofes bis zur Isar der Druckwasserspiegel des dritten Tertiärgrundwasserspiegels T(III) den des Q/T-Grundwasserleiters übersteigt. Deshalb wurden hier zusätzlich die Bemessungswasserstän-

de im Quartär und im Tertiär unterschieden. Hier wurde z.B. der Bemessungswasserstand für den Bauzustand im Quartär um bis zu 1,4 m angehoben.
Unter anderem aufgrund des weiteren Anstiegs des Grundwasserspiegels in den tertiären Grundwasserleitern sind die Bemessungswerte während der Ausführungsplanung zu überprüfen und endgültig festzulegen.

## 4 Wahl des Tunnelvortriebverfahrens

Ein erfolgreicher maschineller Vortrieb hängt unter anderem unmittelbar von der Wahl der Vortriebsmaschine und dessen Werkzeugbestückung ab [7]. Für die Entscheidung der passenden Vortriebmaschine müssen sämtliche geologische und hydrogeologische Randbedingungen berücksichtigt werden. Bei dem vorliegendem Projekt, zweier rund 7 km langen Vortriebsstrecken durch den Münchener Innenstadtbereich waren unter anderen folgende Parameter zu berücksichtigen:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1. | Vortrieb in ca. 40 m Tiefe | → | Hoher Wasser- und Erddruck, damit hoher Stützdruck |
| 2. | Quartäre Kiese in den Anfahrbereichen | → | Hohe Durchlässigkeit |
| 3. | Feste Tertiäre Tone und Schluffe, teilweise verfestigt | → | Hohes Verklebungspotential, großer Separationsaufwand |
| 4. | Wassergefüllte, gespannte Sandlinsen im Tertiär | → | Gefahr von ausfließenden Sandlinsen |
| 5. | Setzungsempfindliche Bebauung (z.B. Justizpalast, Liebfrauen Dom, Praterwehr oder Gleisbereiche) | → | Setzungsarmer Vortrieb, Vermeidung von Stillständen in sensiblen Bereichen |

Bild 3: Einteilung der Tunnelvortriebsmaschinen nach DAUB-Empfehlung

Zum Auffahren von Tunnelstrecken gibt es verschiedene Verfahren (s. Bild 3) Im Münchener Untergrund stehen Lockergesteine an, weshalb Schildmaschinen mit Vollschnittabbau (SM-V) zum Einsatz kommen werden. Es war somit zu eruieren, ob eine Schildmaschine mit

flüssigkeitsgestützer oder mit erddruckgestützter Ortsbrust die technisch und wirtschaftlich beste Wahl darstellt. Dabei waren vor allem die Werte des Stützdrucks, der Durchlässigkeiten, und des Feinkornanteils maßgeblich.
Gemäß DAUB Empfehlung [3] und unter Berücksichtigung aller weiteren Randbedingungen ist die Wahl auf eine flüssigkeitsgestützte Tunnelvortriebsmaschine (SM-V4) als Amtsvorschlag gefallen. Grund dafür ist der Ausschluss eines reinen Erddruckschildes (SM-V5). Gegen den Einsatz eines reinen EPB-Schildes spricht zu allererst der sehr hohe vorherrschende Stützdruck von > 3,0 bar. Für die Beherrschung eines solch hohen Stützdrucks, der aus der tiefen Lage und damit einhergehenden hohen Erd- und Wasserdrücken resultiert, sind bei Einsatz eines Schildes mit erddruckgestützter Ortsbrust mit hoher Wahrscheinlichkeit erhebliche Zusatzmaßnahmen erforderlich. Solche Zusatzmaßnahmen können die Vortriebsleistung und somit die Wirtschaftlichkeit enorm reduzieren [3]. Die Durchlässigkeit (k-Wert) des vorhandenen Bodens ist ebenfalls bei der Entscheidung zwischen SM-V4 und SM-V5 zu berücksichtigen. Die Maschinen müssen zunächst innerhalb der anstehenden quartären Kiese anfahren. Danach befindet sich die Trasse in den anstehenden tertiären Ablagerungen. Hier müssen tertiäre Tone und Schluffe und tertiäre Sande unterschieden werden. Mit folgenden Mittelwerten für die Durchlässigkeit k nach DIN 18130 ist zu rechnen:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Quartär: | Kiese | $k = 5 * 10^{-3}$ m/s | bis | $5 * 10^{-6}$ m/s |
| | Rollkies- und Steinlagen | $k = 5 * 10^{-2}$ m/s | bis | $5 * 10^{-3}$ m/s |
| Tertiär: | Tone und Schluffe | $k \leq 1 * 10^{-8}$ m/s | | |
| | Sande | $k = 5 * 10^{-4}$ m/s | bis | $5 * 10^{-8}$ m/s |

Es herrschen demnach wechselnde Durchlässigkeiten k mit Werten zwischen stark durchlässigen, durchlässigen und schwach durchlässigen Böden. Der Haupteinsatzbereich für Erddruckschilde befindet sich jedoch in schwach durchlässigen Böden, wogegen sich bei flüssigkeitsgestützten Schildmaschinen der Haupteinsatzbereich im durchlässigen Boden befindet (s. Bild 4).
Erddruckgestützte Schildmaschinen benötigen einen hohen Feinkornanteil (< 0,063 mm, gemäß DIN 18196) des vorhanden Bodens, um so die Stützung der Ortsbrust gewährleisten zu können. Denn der abgebaute Boden muss eine weiche, bis steif-plastische Konsistenz aufweisen. Ist dies nicht der Fall, muss der abgebaute Boden konditioniert werden, um so die entsprechende Konsistenz zu erlangen. Bei konditionierten Böden sind jedoch der umwelttechnische Aspekt und wasserrechtliche Belange bei der Separierung und Deponierung mit einzubeziehen. Im Bereich der Tunnelvortriebe stehen Wechsellagerungen aus Tertiären Tonen und Schluffen und Tertiären Sanden an, teilweise verfestigt. Da der Feinkornanteil im Bereich der Tunnelvortriebe aufgrund der Sande weniger als 30 % betragen kann und auch bei verfestigtem Material konditioniert werden muss, ist eine Schildmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust zu bevorzugen. Wegen der zum Teil sehr sensiblen Bebauung im Innenstadtbereich ist ein setzungsarmer Vortrieb unabdingbar. Bei einem Schildvortrieb mit erddruckgestützter Ortsbrust sind Setzungen nicht auszuschließen, bzw. die Gefahr deutlich höher als im flüssigkeitsgestütztem Vortrieb. Dies liegt zum einen an ein gegebenenfalls unkontrolliertes ausfließen von den im Untergrund anstehenden, gespannten Sandlinsen. Oder auch durch den Wegfall/Reduzierung der Ortsbruststützung aufgrund von notwendigen Begehungen der Abbaukammer für Werkzeugwechsel oder Inspektionen.

| SM-V4 | | | | | | SM-V5 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Feinkornanteil (< 0,06 mm ) | < 5 % | 5 - 15 % | 15 - 40 % | > 40 % | | Feinkornanteil (< 0,06 mm ) | < 5 % | 5 - 15 % | 15 - 40 % | > 40 % | |
| DIN 18196 | + | + | + | o | | DIN 18196 | - | o | o + | + | |
| Durchlässigkeit k nach DIN 18130 [m/s] | Sehr stark durchlässig $>10^{-2}$ | stark durchlässig $10^{-2}$ - $10^{-4}$ | durchlässig $10^{-4}$ - $10^{-6}$ | schwach durchlässig $< 10^{-6}$ | | Durchlässigkeit k nach DIN 18130 [m/s] | Sehr stark durchlässig $>10^{-2}$ | stark durchlässig $10^{-2}$ - $10^{-4}$ | durchlässig $10^{-4}$ - $10^{-6}$ | schwach durchlässig $< 10^{-6}$ | |
| | - | o | + | o | | | - | - | o | + | |
| Stützdruck [bar] | 0 | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 | Stützdruck [bar] | 0 | 0 - 1 | 1 - 2 | 2 - 3 | 3 - 4 |
| | o | + | + | + | + | | + | + | + | o | - |

Bild 4: Auszug der DAUB - Einsatzbereiche und Auswahlkriterien SM-V4 und SM-V5

Im vorliegenden Projekt führen die Tunnelvortriebsstrecken durch wechselhafte Baugrundverhältnisse, vorwiegend durch Tone, Schluffe und Sande des Tertiärs. Bei dem Einsatz eines Schildes mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust ist der Separationsaufwand deshalb sehr hoch. Die Vortriebsgeschwindigkeit hängt hier von der Separiergeschwindigkeit ab. Auf Grund dessen wurden auch Kombinationsschildmaschinen mit flüssigkeitsgestützter und erddruckgestützter Ortsbrust (SM-V4, SM-V5) in Betracht gezogen. Diese erlauben, eine auf die Baugrundverhältnisse perfekt abgestimmtes Vortriebsverfahren. Allerdings nehmen die Umbauarbeiten recht viel Zeit in Anspruch, in der die Maschinen still stehen müssen. Im hochsensiblen innerstädtischen Bereich sollen jedoch längere Standzeiten vermieden werden, um so einen setzungsarmen Vortrieb gewährleisten zu können. Somit wurde auch der Vortrieb mit normalen Kombinationsschildmaschinen als technisch nicht akzeptabel erklärt und verworfen. Um die größtmögliche Vortriebsleistung und Sicherheit, sowie eine hohe Wirtschaftlichkeit im Projekt zu erzielen, sollen die Nutzung so genannter Hybridmaschinen (variable-density-Maschinen) nicht ausgeschlossen werden. Mittels Hybridmaschine werden die Vorteile der beiden Maschinentypen (flüssigkeitsgestützte bzw. erddruckgestützte Ortsbrust) kombiniert. Zudem ist es möglich, die Vortriebsmodi ohne mechanische Modifikationen oder längere Umbauarbeiten in der Abbaukammer, an der Maschine selbst oder im Nachläuferbereich vorzunehmen [4].

## 5 Isarunterquerung mit flüssigkeitsgestützten Tunnelvortriebsmaschinen

Im Verlauf des Tunnelvortriebs wird die Isar im Bereich der Praterinsel unterquert. In diesem Bereich liegen die beiden Vortriebe nicht auf selber Höhenkote. Es gibt einen Versatz der Tunnelröhren zum Abzweig Praterinsel, um hier einen späteren Anbau Richtung Süden zu gewährleisten. Im Bereich der Tunnelunterquerung besteht die Isar aus Kleiner Isar, Großer Isar und dem angrenzenden Auer Mühlbach (s. Bild 5). In Bezug auf die Isarunterquerung sollen folgende Aspekte näher betrachtet werden. Die Unterfahrung des setzungsempfindlichen Praterwehrs, Unterfahrung des Isardükers, mögliche Havarierisiken und die ansteigenden Wasserstände.

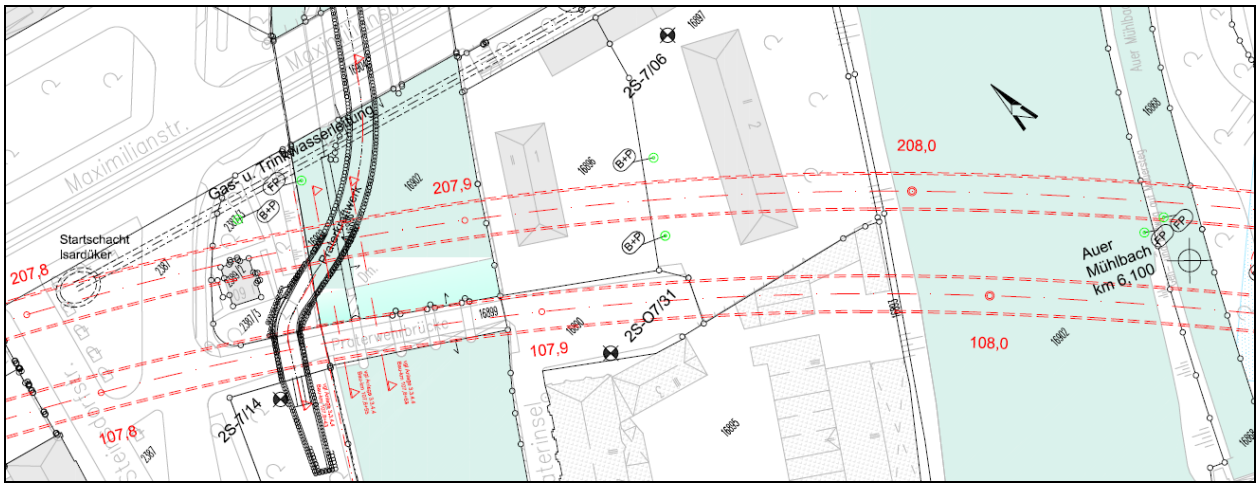


Bild 5: Grundriss Isarunterquerung (M 1:250)

## 5.1 Unterfahrung des Praterwehrs

An der Großen Isar befindet sich die Wehranlage des Praterwehrs (s. Bild 6). Die Wehranlage besteht aus 6 massiven Pfeilern an denen Wehrklappen befestigt sind. Auf diesen liegt die Brücke zur Praterinsel auf. Die Brückenpfeiler sind flach gegründet, worauf sich ein Stahlbetonoberbau befindet. Der Abstand Tunnelfirste zur Sohle des Gründungskörpers des Wehrs beträgt ca. 14,3 m. Die Wehrklappen dürfen bei der Unterfahrung weder unzulässige Schiefstellungen einzelner Fundamente, noch unzulässige Setzungsunterschiede benachbarter Fundamente des Wehres erfahren, damit die Funktionstüchtigkeit vorhanden bleibt. Demnach ist auch hier auf einen setzungsminimierenden Vortrieb zu achten. Um die möglichen Setzungen und Verdrehungen während des Vortriebs prognostizieren zu können, hat das Zentrum für Geotechnik der Technischen Universität München sowohl anhand eines empirischen Prognoseverfahrens Aussagen über die Größe und Form möglicher Längssetzungsmulden beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust unterhalb des Praterwehres getroffen, als auch ergänzende 3D-FE-Berechnungen durchgeführt, um zusätzlich den zeitlichen Verlauf der Längssetzungsmulde und die Auswirkungen der Belastung aus dem Praterwehr auf die Verformungen zu ermitteln [5].

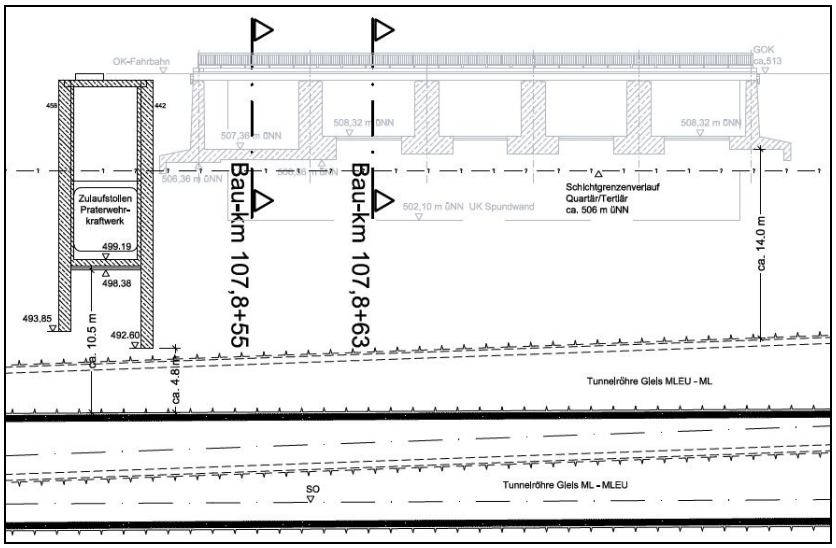


Bild 6: Längsschnitt Praterkraftwerk (M 1:200)

Die empirische Betrachtung ergab, wie in Bild 7 dargestellt, bei der Unterfahrung des Praterwehrs unter Annahme der ungünstigsten errechneten Tangentenneigung ($t_y$ = 1 / 3480), Verkantungen infolge von Verdrehungen und Setzungsdifferenzen in Höhe von 1,1 mm.
Auch bei der 3D-FE-Berechnung (s. Bild 8) ergab die Modellierung der Quer- und Längssetzungsmulden lediglich Verkantungen der Wehrklappen im Bereich von 0,5 mm bis 1,5 mm. Somit ergibt sowohl die empirische Betrachtung, als auch die nummerische Betrachtung von möglichen Verkantungen, dass das Schadenspotential am Praterwehr als sehr gering erachtet werden kann, sofern mit einer als setzungsarm einzustufenden flüssigkeitsgestützen Schildmaschine gefahren wird.

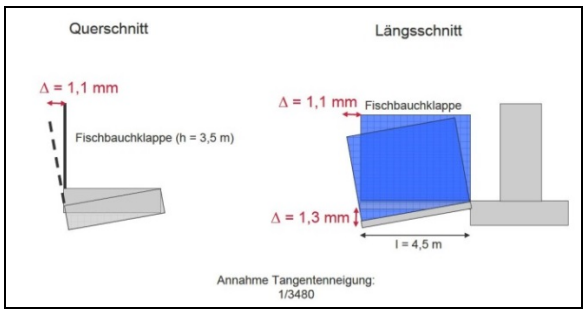



Bild 7: Quer- und Längsschnitt der Wehrklappen nach [5]

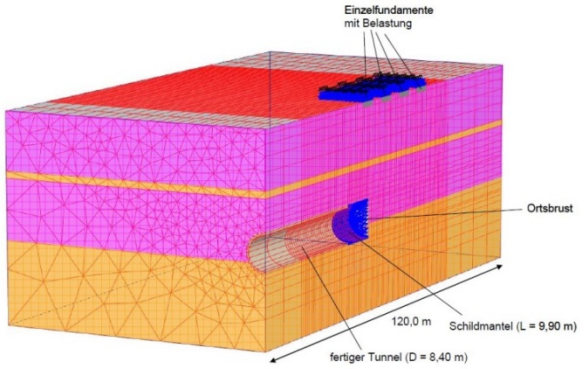



Bild 8: FE-Modell nach [5]

## 5.2 Unterfahrung des Isardükers

Westlich der Großen Isar befindet sich der Startschacht des sogenannten Isardükers. Der Isardüker ist ein im Rohrvortrieb aufgefahrener Spartentunnel der Stadtwerke München. Hier verlaufen Gas- und Trinkwasserleitungen. Der Startschacht wurde verfüllt und ist nicht mehr zugänglich. Bestandsunterlagen, in denen Pfahlunterkanten des Startschachtes abgelesen werden können bzw. Informationen, ob die Pfähle bewehrt oder unbewehrt ausgeführt wurden, sind nur unzureichend vorhanden. Wegen diesen ungenauen Informationen zum Schachtbauwerk des Isardükers wurden die ersten Planungen zur Trassierung, also der Verlauf der Tunnelgradiente soweit angepasst, dass ein minimaler Abstand von 2,9 m zur Tunnelfirste des nördlichen Streckentunnels vorhanden ist (s. Bild 9) und Bohrpfähle im Bereich des Vortriebs sicher ausgeschlossen werden können.

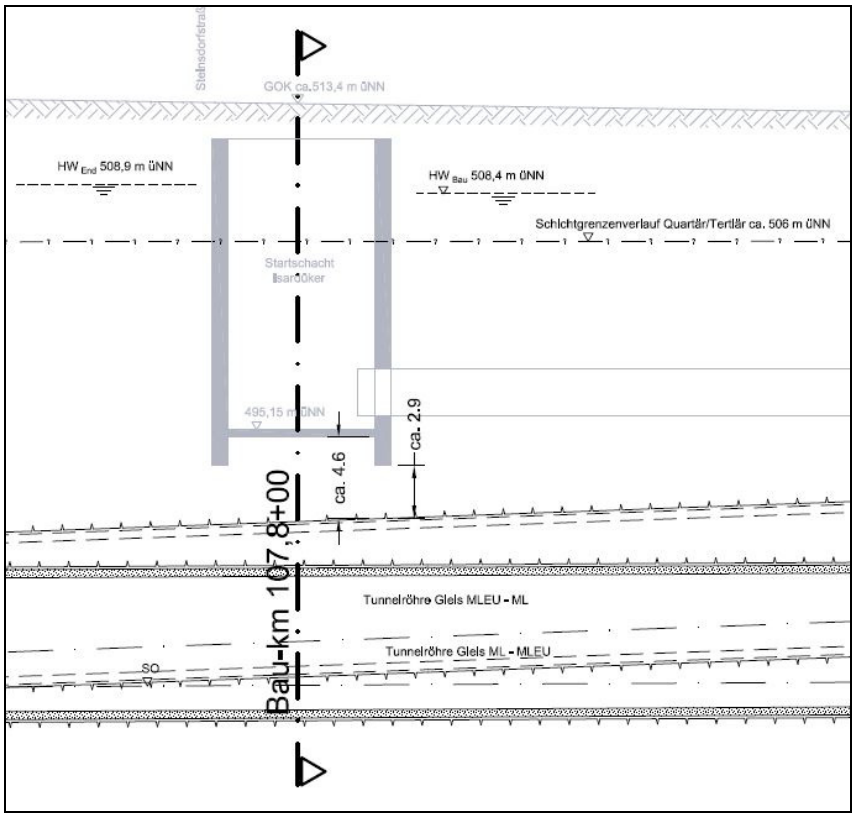


Bild 9: Startschacht Isardüker

### 5.3 Havarierisiko

Bei der Unterfahrung der Großen Isar und dem Auer Mühlenbach ist ein besonderes Augenmerk auf die nördliche Tunnelröhre zu legen, da diese höher liegt. Denn hier befindet sich die Tunnelfirste nur etwa 6,8 m unter der Sohle Isar. Die südliche Röhre weist einen vertikalen Abstand von etwa 18,5 m zwischen Tunnelfirste und Sohlkante auf. Bei der Isarunterfahrung sind zwingend die Havarien auszuschließen, dass es zu einer Verbindung zwischen Isar und den Vortriebskammern der Schildmaschine kommt. Das heißt, dass es weder zu einem Sohlaufbruch der Isar, noch zu einem Wassereinbruch in den Tunneln kommt.

Es ist davon auszugehen, dass direkt unterhalb der Isar tertiäre halbfeste bis feste Tone und Schluffe anstehen. Diese Deckschicht kann jedoch durch geringmächtige Flussschotter oder feinkörnige Böden mit geringer Konsistenz in der Nähe des Flussbettes reduziert sein.

Bei der Untersuchung des Havarierisikos eines Kurzschlusses zwischen Isar und Tunnelröhre sind der Bauzustand und der Endzustand getrennt zu betrachten [6]. Im Bauzustand wird die Isar planmäßig mit einer flüssigkeitsgestützten Vortriebsmaschine mit druckdichter Abbaukammer unterfahren. In der Abbaukammer herrscht ein Überdruck, der den maximal vorherrschen Erd- und Wasserdruck übersteigt und so die Ortsbrust stützt. Die erforderliche Sicherheit gegen Sohlaufbruch durch Ausbläser ist gemäß der erfolgten Stützdruckberechnung gegeben. In einem flüssigkeitsgestützten Vortriebsmodus kann der Stützdruck zudem zeitlich schnell und sehr genau reguliert werden, um auch nicht vorherzusehende Druckabfälle und –anstiege ausgleichen zu können.

Auch wenn es zu einem maschinentechnischen Versagen beim Vortrieb kommen sollte, kann bei der Havarie eines Wassereinbruchs in die Tunnel nur eine begrenzte Wassermen-

ge von der Abbaukammer in den betreffenden Tunnel fließen, da die Speise- und Förderleitungen mit Schiebern verschlossen werden können. Der Ausbau der Tunnelröhren erfolgt direkt im Anschluss an den Vortrieb mit Fertigteilelementen (Tübbinge). Die Havarierisiken einer Verbindung zwischen Tunnelröhre und Isar kann somit im Bauzustand ausgeschlossen werden, solange mit der geplanten Vortriebsmaschine mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust aufgefahren wird.
Die Tübbinge sind auf den vorherrschenden Erd- und Wasserdruck zu bemessen. Sofern nach der Schildfahrt keine größeren Verformungen oder Risse auftreten, ist auch im Endzustand die Gefahr eines plötzlichen Versagens als sehr gering einzustufen. Diese Sicherheit wird auch von der tertiären Deckschicht unterstützt, da sie den überlagernden Wasserdruck aufnimmt.

### 5.4 Ansteigende Wasserstände

Wie in Kapitel 3.1 erläutert, steigen die Wasserstände im Bereich der Isar stetig an. Der genaue Grund konnte bisher nicht ermittelt werden. Für die Bauausführung ist der Wasserstand jedoch ein enorm wichtiger Parameter. Bei der Unterfahrung der Isar ist der Stützdruck bei den maschinellen Vortrieben auf die Grundwasserverhältnisse im Bauzustand und dem Pegelstand der Gewässer (Große, Kleine Isar und Auer Mühlbach) abzustimmen, damit zum einen die Ortsbrust entsprechend stabilisiert wird und zum anderen die Sicherheit gegen das Aufbrechen des überlagerten Bodens gewährleistet werden kann. Demnach sind bei der Isarunterfahrung zwingend die Grundwasserstände zu beobachten und gegebenenfalls eine lokale Grundwasserabsenkung notwendig. Zudem sind die Flusswasserstände zu beobachten.

## 6 Erkenntnisse aus dem Bauwerksmonitoring Liebfrauen Dom („Frauenkirche“)

Die Tunnelvortriebe verlaufen mit einem vertikalen Abstand von etwa 30 m zur Gründung der Frauenkirche. Als eines der hochsensiblen Gebäude im Einflussbereich des Projektes wurde im Jahr 2005 eine Bestandsaufnahme des Bauwerkes durchgeführt. Auf Grundlage der Bestandsaufnahme wurde an der Frauenkirche ein Mess-System installiert, das seit dem Jahr 2006 ein teilweise automatisiertes Bauwerksmonitoring durchführt und von einem Fachmann für Sakralbauten, Dr. Bergmann [9] und Fachleuten der Abteilung Geodäsie der Technischen Universität München [8] bewertet wird. Es wurden Tachymeter, Neigungssensoren und Rissmonitore installiert. Auch Präzisionsmessungen mit Nivellement wurden mehrfach durchgeführt.
Zyklische klimabedingte Bauwerksverformungen, wobei sich das Bauwerksvolumen bei niedrigen Temperaturen verringert und bei hohen Temperaturen vergrößert, als auch sich im Jahresverlauf ändernde Grundwasserspiegel, die zu Hebungen und Setzungen führen, stellen keinerlei Probleme dar, da bei stabilen Verhältnissen das Bauwerk alle Jahre wieder an seine Ausgangslage zurückkehrt. Bei dem Monitoring geht es vor allem darum, bleibende Verformungen zu erkennen.
Anhand der Tachymetermessungen konnte zum einen festgestellt werden, dass sich mit zunehmender Messdauer die Bandbreite der Extremalwerte vergrößert und ein Bewegungs-

trend in Gebäudequerachse (y-Richtung) in Richtung Süden existiert (s. Bild 10). Neben diesen bleibenden Horizontalverformungen konnten große Messwertveränderungen bei Temperaturstürzen (z.B. 11.03.- 14.03.2013 oder 22.10.2014) ermittelt werden. Seit dem Jahr 2014 ist zudem ein Bewegungstrend in Gebäudelängsrichtung (x-Achse) jeweils zur Gebäudemitte hin festzustellen. Auch in negativer z-Richtung (Setzungen) hat sich seit Beginn des Monitorings ein leichter Bewegungstrend im Bereich der Pfeiler im Chor eingestellt.

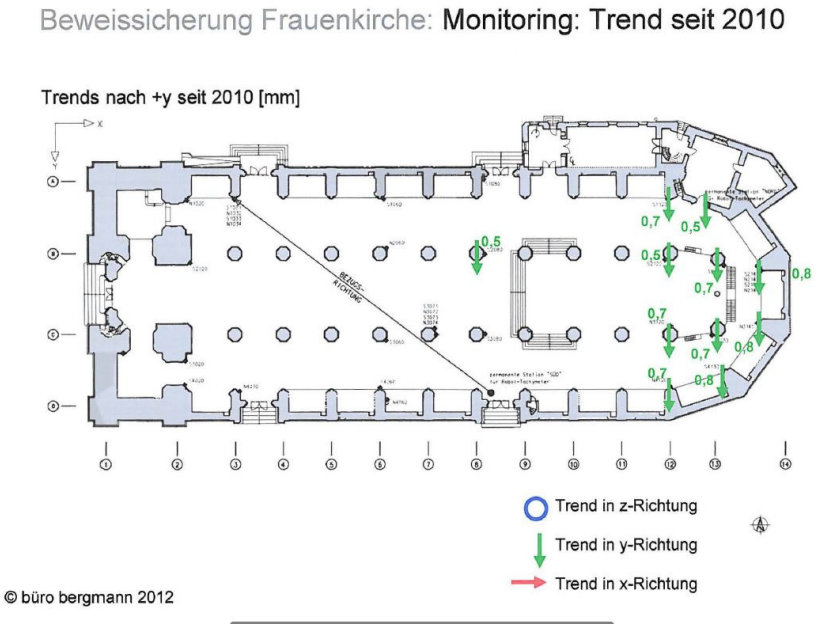



Bild 10: Bewegungstrend der Frauenkirche in Gebäudequerrichtung (y-Richtung)

Mittels der Rissmonitore konnten die im Bauwerk vorhandenen Risse beobachtet werden. Die Beobachtung der bereits vorhandenen Risse hat während des bisherigen Monitorings keine bleibenden Verformungen gezeigt. Allerdings hat sich herausgestellt, dass die Risse am Anschluss zum Südturm als Bauwerksfugen dienen.
An den beiden Türmen der Frauenkirche wurden in 50 m Höhe Neigungssensoren angebracht. Natürlich kommt es allein durch das regelmäßige Glockengeläut zu Schwankungen der Türme. Doch auch Windereignisse, wie der Orkan „Emma“ mit 85 km/h am 01./02.02.2008 führen zu deutlichen Verformungen der Türme. Auch weiter entferntere Ereignisse, wie z.B. das Erdbeben in Norditalien am 20.05.2012 wurden durch das Bauwerkmonitoring erfasst (s. Bild 11). Durch das Erdbeben wurden die bisherigen Maximalwerte der Verformungen deutlich überschritten. In Gebäudequerrichtung (y-Achse) wurden am Nordturm 80 mm statt 55 mm und am Südturm 90 mm statt 65 mm gemessen. Alle bisherigen natürlich bedingten Ereignisse haben jedoch zu keinen bleibenden Verformungen der Türme geführt. Das heißt auch nach dem Erdbeben sind die Türme wieder in ihre Ausgangslage zurückgekehrt. Dank der langjährigen Beobachtung des Bauwerks konnte der vermutete Bewegungstrend der Türme Richtung Süden bzw. Südost, wiederlegt werden.

Bild 11: Aufzeichnung der Neigungssensoren an den Türmen der Frauenkirche

## 7 Zusammenfassung

Für ein erfolgreiches Bauprojekt sind viele Parameter und Randbedingungen aus geologischer, hydrologischer und bautechnischer Sicht zu berücksichtigen. Innerstädtische Tunnelbaumaßnahmen bergen höhere Gefahrenpotentiale als Vortriebe „auf der grünen Wiese“. Es ist daher unabdingbar die kritischen Punkte eines Projektes zu erkennen und entsprechend zu berücksichtigen. Nur auf Grundlage einer guten Planung und unter Einbeziehung fortlaufender Erkenntnisse können Großbauprojekte wie das Projekt 2. S-Bahn-Stammstrecke München innovativ und wirtschaftlich vorangetrieben werden.

## 8 Literatur

[1] Zentrum für Geotechnik, Technische Universität München. Geotechnisches Gutachten Teil I – Baugrunduntersuchungen (Fassung H), 28.11.2014.

[2] U-Bahn-Referat der Landeshauptstadt München. Katasterkarten der Stadt München mit Grundwasserisohypsen für die Hochwässer aus den Jahren 1940 und 1988.

[3] DAUB – Empfehlung zur Auswahl von Tunnelbohrmaschinen, 20/2010.

[4] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Taschenbuch für Tunnelbau 2015.

[5] Zentrum für Geotechnik, Technische Universität München. 75. Stellungnahme - Setzungsermittlung bei der Unterahrung des Praterwehrs.

[6] Zentrum für Geotechnik, Technische Universität München. 76. Stellungnahme - Havarierisiko bei der Isarunterquerung

[7] mtc, Maidl Tunnelconsults. Tunnelbautechnischer Bericht zur 2. S-Bahn-Stammstrecke

[8] Institut für Geodäsie, GIS und Landmanagement, Technische Universität München. Bestandaufnahme im Dom „Zu Unserer Lieben Frau“; Gesamtbericht Bauwerksmonitoring., 09.02.2015

[9] Dr. Bergmann. Jahresauswertung der Messsysteme in der Frauenkirche. 2006 bis 2016

# Geotechnische und verfahrenstechnische Herausforderungen beim Bau des Tunnel Rastatt

Dipl.-Ing. Alexander Schleith
Dr.-Ing. Heiko Neher
Ed. Züblin AG Zentrale Technik
Direktion Tief- und Tunnelbau

## 1 Vorstellung des Projektes

Die DB Netz AG hat in Rastatt mit dem Bau eines zweiröhrigen, jeweils eingleisigen Tunnels mit einer Länge von ca. 4270 m begonnen, wovon ca. 3800 m bergmännisch aufzufahren sind. Weitere ca. 1700 m vor- und nachgelagerte, als Trog ausgebildete, Grundwasserwannen sind Teil des Bauvorhabens. Das Bauwerk ist Teil des Planfeststellungsabschnitts 1.2 „Ötigheim – Rastatt“ der Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe – Basel und unterquert dabei die Federbachniederung sowie das Stadtgebiet von Rastatt.

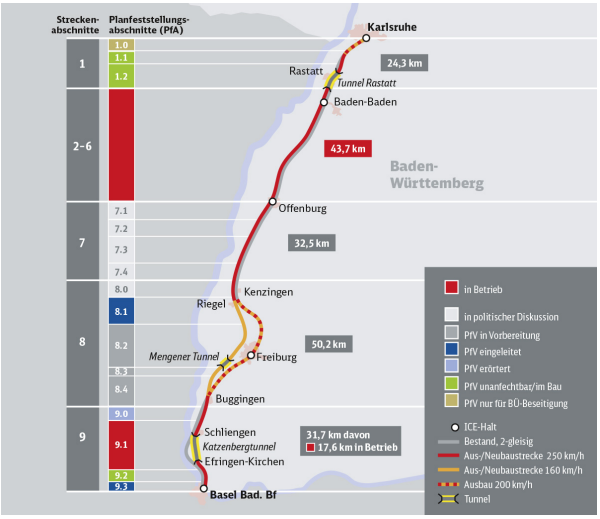



*Abbildung 1: Realisierungsstand ABS KA-BA [1]*

### 1.1 Ausbau der Rheintalbahnstrecke im europäischen Kontext

Die DB Netze beschreibet den erforderlichen Ausbau auf ihrer Hompage zum Projekt Karlsruhe-Basel folgendermaßen: Die 182 Kilometer lange Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe–Basel hat aufgrund ihrer geografischen Lage eine herausragende Funktion für den überregionalen und internationalen Schienenverkehr. Sie gilt als Herzstück des wichtigsten europäischen Güterkorridors zwischen Rotterdam und Genua.
Die bestehende Rheintalbahn (Abk.: Rtb) zwischen Karlsruhe und Basel ist mehr als 150 Jahre alt. Mit täglich mehr als 250 Zügen des Nah-, Fern- und Güterverkehrs ist sie bis an

die Kapazitätsgrenze ausgelastet. Angesichts der bestehenden Engpässe und den damit einhergehenden Qualitätsbeschränkungen ist die Anpassung der Strecke an die aktuellen und künftigen Verkehre dringend erforderlich.
Durch den Ausbau und teilweisen Neubau sollen die Streckenkapazität deutlich erhöht und die Reise- und Transportzeiten verkürzt werden. Erste Baumaßnahmen wurden 1987 mit dem Bahnhof Achern begonnen. Der Streckenabschnitt Raststatt-Süd–Offenburg ist seit Dezember 2004 in Betrieb. Im Dezember 2012 wurde zudem der 17,6 Kilometer lange Abschnitt 9.1 zwischen Schliengen/Auggen und Eimeldingen mit der Eröffnung des Katzenbergtunnels in Betrieb genommen.
Die Strecke Karlsruhe–Basel ist Bestandteil des wichtigsten europäischen Güterkorridors Rotterdam–Köln–Basel–Mailand–Genua. Die Verkehrsachse zwischen den holländischen Häfen und dem Mittelmeer zählt zu den durch die EU-Verkehrspolitik als vorrangig eingestuften Transeuropäischen Netzen (TEN), die mit modernster Technologie Europa näher zusammenbringen sollen.
In den Niederlanden wurde mit der 160 Kilometer langen Betuweroute von Rotterdam bis an die deutsche Grenze Mitte 2007 eine der weltweit modernsten Strecken ausschließlich für den Güterverkehr in Betrieb genommen. Auf deutscher Seite wird in den kommenden Jahren die Anschlussstrecke von Zevenaar über Emmerich bis nach Oberhausen ausgebaut.

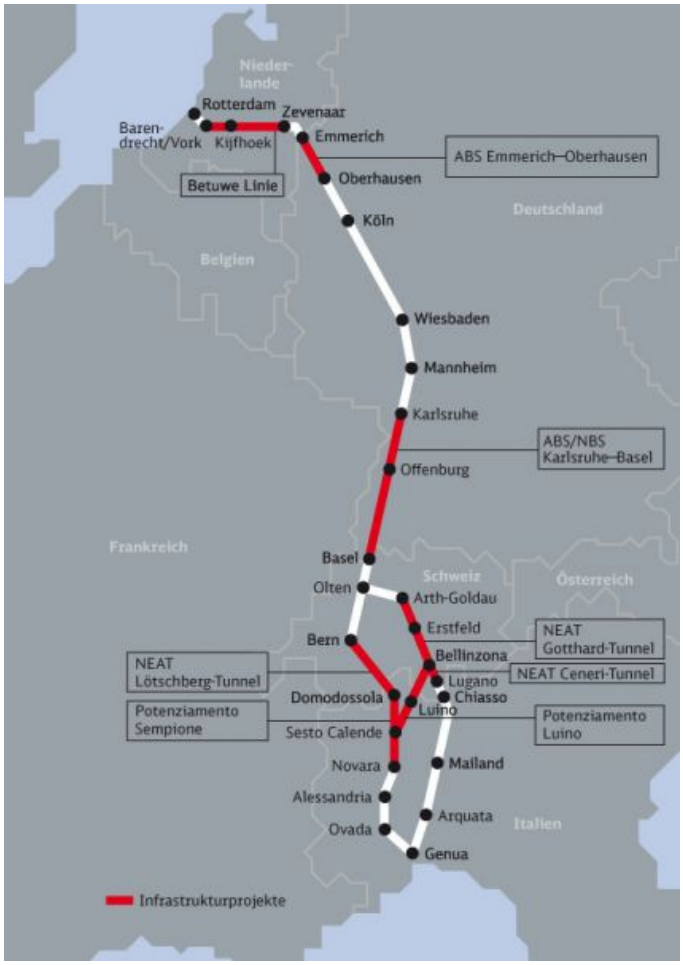



*Abbildung 2: Güterkorridor Rotterdam–Köln–Basel–Mailand–Genua [1]*

Im weiteren Verlauf ist die Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe–Basel der wichtigste nördliche Zulauf zur Neuen Eisenbahn-Alpentransversale (NEAT) mit ihren zentralen Projekten Gotthard- und Lötschberg-Basistunnel.
Die im Korridor Rotterdam–Genua bereits fertiggestellten oder noch im Bau befindlichen Projekte werden das Verkehrsaufkommen weiter zunehmen lassen. Der viergleisige Ausbau der Rheintalbahn wird verhindern, dass dieser Streckenabschnitt zu einem Nadelöhr der zentralen, europäischen Verkehrsachse wird.

Mit dem Ausbau und teilweisen Neubau der Rheintalbahn verfolgt die Bahn drei zentrale Ziele:

- Erhöhung der Streckenkapazität: Der prognostizierte Mehrverkehr auf der Rheintalbahn soll so dauerhaft aufgenommen werden können.
- Entmischung der Verkehre: Die Trennung der schnellen Züge des Fernverkehrs von den langsameren Zügen des Nah- und Güterverkehrs verhindert gegenseitige Beeinträchtigungen im Betrieb.
- Qualitative Verbesserung für die Reisenden: Die Erhöhung der maximalen Geschwindigkeit für den Reisefernverkehr auf 250 Kilometer pro Stunde verkürzt die Reisezeiten deutlich.

## 1.2 Tunnel unter Rastatt

Durch eine frühzeitige Einbindung der Bevölkerung konnte der Bauherr eine hohe Akzeptanz für das Gesamtprojekt und insbesondere auch für den Tunnel unter Rastatt gewinnen. Trotz der Gesamtinvestitionskosten von ca. 8,5 Mrd. Euro sind im Rheintal und in Rastatt keine Proteste und Stimmen gegen das Projekt zu hören. Und das obwohl es sich beim Ausbau der Rheintalbahn um das zweitgrößte deutsche Bahnprojekt nach Stuttgart 21 mit der NBS nach Ulm handelt.
Die Bevölkerung steht vielmehr hinter dem Projekt, weil sie sich hiervon u.a. eine Reduzierung der Lärmbelästigung erhofft: den Bau von Schallschutzwänden und Lärmschutzwällen, die Benutzung der Tunnel und umfahrungsstrecken von Güterzügen.

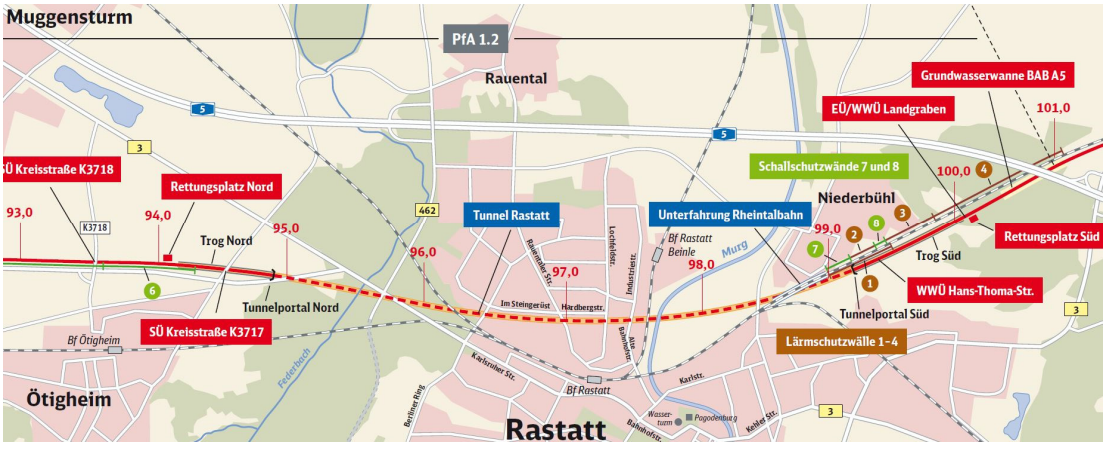



*Abbildung 3: Übersicht Tunnel Rastatt [1]*

Der Tunnel Rastatt unterquert das gesamte Stadtgebiet
von Rastatt von Nord nach Süd mit einer Länge von 4.270 Metern. Er beginnt östlich von Ötigheim und endet südlich von Rastatt im Bereich Niederbühl. Mit der Untertunnelung des

Stadtgebietes werden die Anwohner künftig vom Lärm der vorbeifahrenden Züge entlastet. Zudem lassen sich die Gewässer Murg und Federbach ohne Beeinträchtigung des Naturhaushaltes unterqueren. Der Tunnel Rastatt wird für eine Geschwindigkeit von 250 Kilometer pro Stunde ausgelegt

### 1.3 Übersicht über die bautechnischen Maßnahmen

Der Bauabschnitt gliedert sich in Grundwasserwannen, Tunnel in offener Bauweise, zwei maschinell mittels Tunnelvortriebsmaschinen (TVM) vorgetriebene Tunnelröhren, konventionell hergestellte Querschläge, Schachtbauwerke sowie eine Eisenbahnüberführung.
Durch die teilweise sehr geringe Überdeckung des bergmännischen Tunnels sind außerdem verschiedene Zusatzmaßnahmen wie Bodenvereisungen, Bodenver-festigungen und Überschüttungen erforderlich, um einen sicheren Vortrieb durchführen zu können. Außerdem sind verschiedene Betriebsgebäude, Löschwasser- und Regenrückhaltebecken sowie diverse Aufstellplätze Bestandteil des Bauvertrages, welcher an die ARGE Tunnel Rastatt, bestehend aus der Ed.Züblin AG, Direktion Tunnelbau und der Hochtief Solutions AG, vergeben wurde.
Die Ausführungsplanung der temporären und permanenten Maßnahmen wurde von der ARGE Tunnel Rastatt, an die Zentrale Technik der Ed. Züblin AG, Direktion Tief- und Tunelbau vergeben.
Die Baugruben werden generell als Trog ausgebildet. Im Bereich der Grundwasserwannen Nord und Süd werden die Baugrubenwände durch eine einfach rückverankerte Spundwand gesichert, die Abdichtung der Sohle erfolgt durch eine rückverankerte Unterwasserbetonsohle. Die Tiefe der Baugruben beträgt bis zu ca. 18,0 m und das Grundwasser steht etwa 2,0 bis 4,0 m unterhalb der Geländeoberkante an. Die Herstellung erfolgt in insgesamt 16 Baudocks (im Norden 6 Docks und die Startbaugrube, im Süden 9 Docks). Diese werden durch Querschotts getrennt.
Der bergmännische Tunnel (Außendurchmesser 10,60 m, Innendurchmesser 9,60 m) wird einschalig mit Tübbingringen, bestehend aus 7 (6+1) Stahlbetonfertigteilsegmenten, ausgebaut. Die beiden Röhren des Tunnels sind durch insgesamt 8 Querschläge verbunden, welche in Spritzbetonbauweise hergestellt werden. Eine weitere Verbindung der beiden Tunnelröhren erfolgt am Tiefpunkt des Tunnels und wird als Anschluss zum Versorgungsschacht hergestellt.

### 1.4 Die bautechnischen Herausforderungen

Die Trogbaugruben stellen nur eine geringere Herausforderung an Planung und Ausführung dar. Die eigentlichen Herausforderungen an diesem Projekt liegen

- in der Startbaugrube für die beiden Schildanfahrten,
- im Bereich der Federbachniederung, die der Tunnel mit geringer Überdeckung unterquert
- und in der Unterquerung der Rheintalbahnstrecke Hier wird die Strecke der Rheintalbahn mit einer nur sehr geringen Überdeckung von knapp 3 m in schleifendem Schnitt unterfahren.

Um die Eingriffe in das FFH-Gebiet möglichst gering zu halten, ist geplant, ein Frostdach aufzugefrieren, das während des Vortriebs dazu dienen soll, die Auflastfläche über dem Tunnel zu vergrößern und damit das Risiko von Bodenaufbrüchen und Ausbläsern zu minimieren.

Auch im Bereich der Unterquerung der Rheintalbahn ist vorgesehen, durch eine Vereisung des umliegenden Bodens die Einflüsse auf die bestehende Rheintalbahn zu minimieren. Es werden hier zwei jeweils 200 m lange kreisförmige Eiskörper aufgefroren. In deren Schutz unterquert die TVM die Bahnstrecke. Die Vereisung erfolgt dabei je Röhre aus jeweils einem Schacht am Beginn jeweils 100 m nach Süden und Ende der Vereisungsstrecke 100 m nach Norden. Die Abmessung der Vereisungsschächte betragen ca. 14 m x 18 m. Die Schlitzwände werden über einen Kopfbalken ausgesteift. Die Tiefe der Schächte beträgt ca. 18 m.

Die Trogbauwerke und der Tunnel in offener Bauweise werden in Blöcken à 10 m Länge hergestellt. Die zwei Trogstrecken Nord und Süd bestehen aus insgesamt 170 Blöcken, der Tunnel in offener Bauweise aus insgesamt 61 Blöcken.

# 2 Startbaugrube Nord

Der Tunnelvortrieb erfolgt mit Tunnelvortriebsmaschinen (TVM) von Norden nach Süden. Die Anfahrt der östlichen soll nach aktuellem Terminplan Mitte Mai 2016 erfolgen. Die westliche Röhre wird mit 3-4 Monaten Abstand folgen.
Der Startschacht für den Aufbau der beiden TVM dient gleichzeitig als Baugrube für den Tunnel in offener Bauweise Nord. Die Baugrube wird mit einer Stahlbetonschlitzwand gesichert. Die südliche Schlitzwand der ca. 20 m tiefen Baugrube stellt die Anfahrwand für die beiden Tunnelvortriebsmaschinen dar. Hier werden im Bereich der Anfahröffnungen GfK-bewehrte Schlitzwandkörbe eingesetzt. Die Schlitzwände haben eine Dicke von 1,2 m bis 1,5 m. Die Seitenwände sind mit einer Ankerlage oberhalb des Grundwasserspiegels gesichert. Die Sicherung der Anfahrwand erfolgt über eine 33 m spannende Aussteifungsplatte mit mittig vorgelagerter Stützlamelle.
In diese Aussteifungsplatte sowie in den temporären Teil der Bodenplatte wird die Stahl-Anfahrkonstruktion für die Tunnelvortriebsmaschine verankert. Die Anfahrt der TVM wird als sogenannte Fliegende Anfahrt ausgeführt.

## 2.1 Geologische und hydraulische Randbedingungen

Die geologischen Verhältnisse in Rastatt sind typisch für den Oberrheingraben: unter mächtigen quartären Sand- und Kiesschichten, die teilweise dicht bis sehr dicht gelagert sind, liegt das Tertiär, bestehend aus einer unregelmäßigen Wechsellagerung aus schwach bis stark sandigen Tonen und Schluffen und stark bindigen bis feinkornfreien, schwach bis stark kiesige Sanden. Im Norden weist das Quartär eine Mächtigkeit von 35 m bis 40 m auf.
Das Grundwasser steht ca. 5 bis 7 m unter Gelände an.
Aufgrund der Tiefenlage des Tertiärs und dessen ausgeprägter Heterogenität mit extrem stark schwankenden Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f$ kommen sog. „Tertiärbaugruben“ mit einer in den undurchlässigeren Baugrund reichenden Verbauwand nicht in Frage.
Vielmehr werden klassische Trogbaugruben mit wasserdichtem Verbau und rückverankerter UW-Betonsohle ausgeführt.

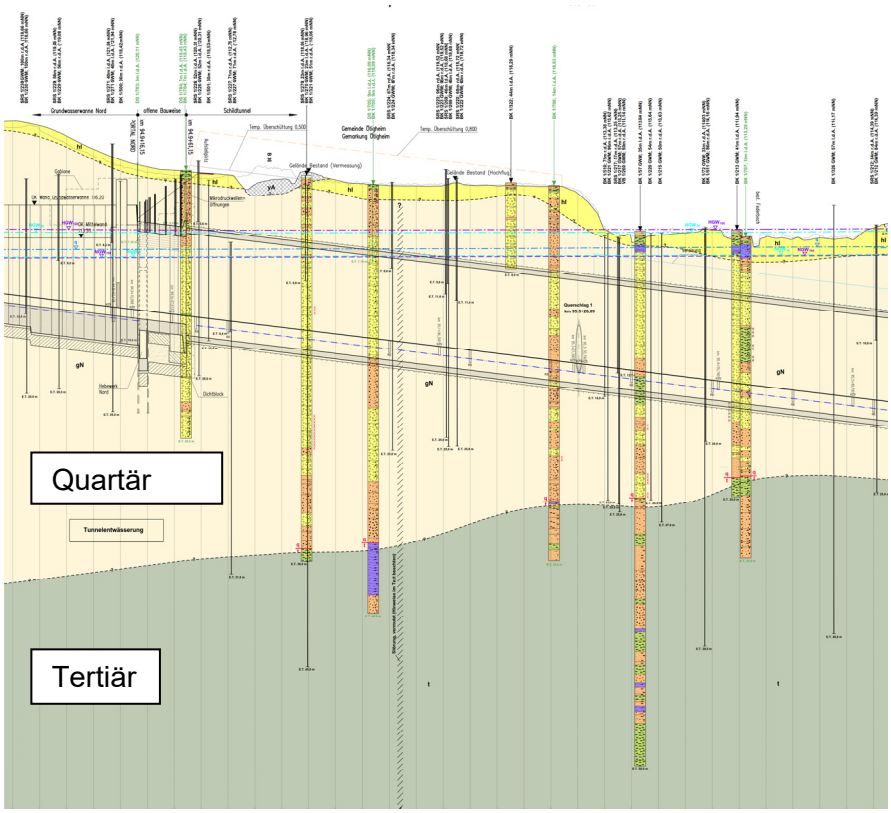



*Abbildung 4: Geologischer Längsschnitt [2]*

Der Grundwasserstand ist stark von den Witterungsbedingungen abhängig. Er wird direkt vom aus südöstlicher Richtung von dem von Berghängen des Nordschwarzwaldes anströmenden Grundwasser beeinflusst.

## 2.2 Baubetriebliche Randbedingungen

Die Startbaugrube ist natürlich vorrangig auf die Anforderungen des Tunnelvortiebs auszulegen. Die Verbauwand ist neben der Auslegung für Erd- und Wasserdruck für hohe Kranlasten aus dem Aufbau der Vortriebsmaschinen, deren schwerste Teile ca. 160 to wiegen, auszulegen. Die Geometrie der Startbaugrube muss zum einen den Tunnelvortrieb zum anderen die späteren Bauwerke berücksichtigen.
Die Anschlagwände sind orthogonal auf die Vortriebsachse anzuordnen, da es ansonsten zu erheblichen Problemen bei der Schildanfahrt kommen kann. Die Startbaugrube muss weiterhin auf die Schildanfahrt und die dabei auftretenden Lasten ausgelegt sein: in Rastatt wird die Arge eine sog. Fliegende Anfahrt einsetzen (Patent der Fa. HOCHTIEF). Hierbei kann auf Blindringe und einen A-Bock verzichtet werden. Dafür müssen aber erhebliche Kräfte aus dem Anfahrvorgang in die Baugrubenkonstruktion zurückgehängt werden.

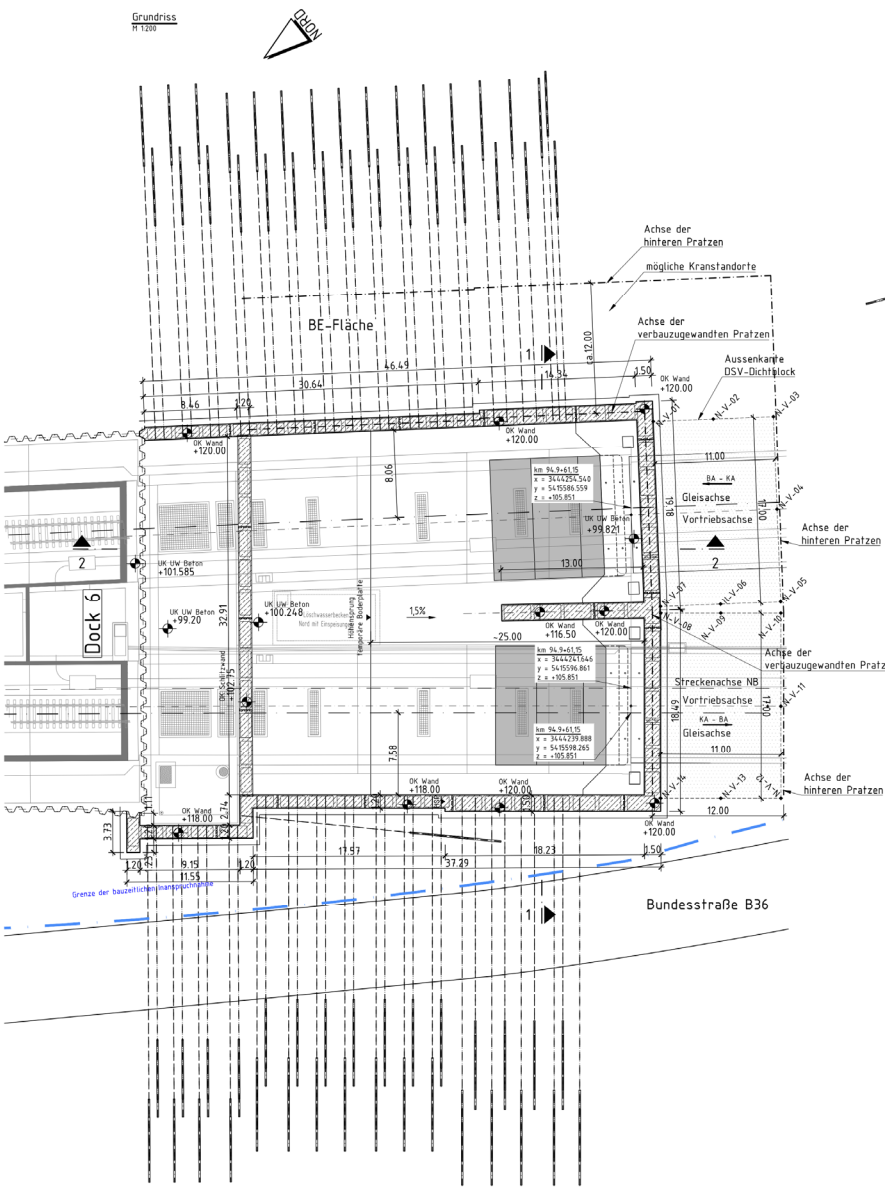



*Abbildung 5: Grundriss Startbaugrube [4]*

Im Bereich der Schildfahrt dürfen keine Anker oder Steifen oder andere Stützkonstruktionen liegen. Die Verbauwand im Bereich der Schilddurchfahrt muss mit glasfaserverstärktem Kunststoff bewehrt werden, der mit dem Schild durchfahren werden kann. Hierfür hatte der Auftraggeber, die DB Netze AG, bereits eine unternehmensinterne Genehmigung (UiG) und eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE). Der Bereich zum Aufbau des Bohrkopfes muss von oben frei zugänglich sein, um die größten Einzelteile einheben zu können.
Die Baugrube hat an ihrer tiefsten Stelle eine Tiefe von 20 m unter Gelände.

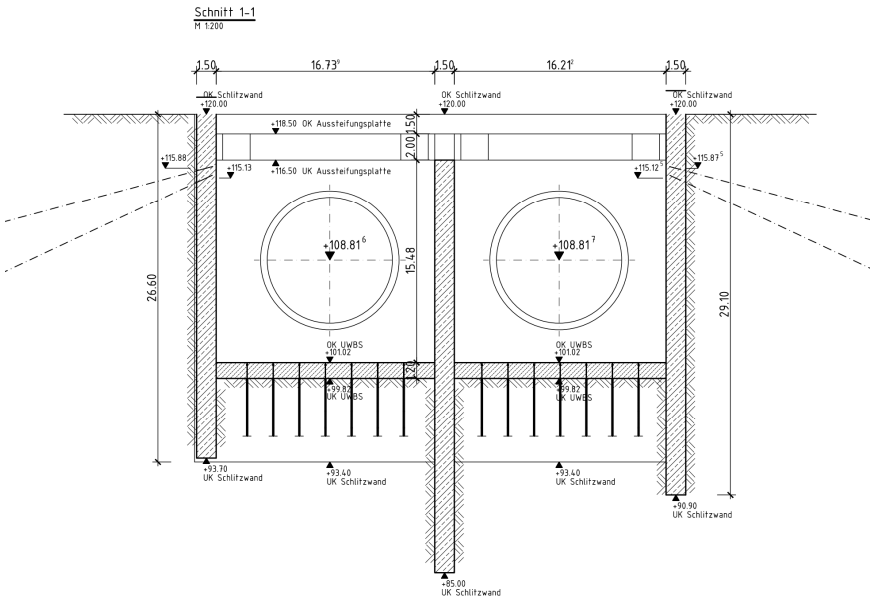



*Abbildung 6: Ansicht Anfahrwand [4]*

Aufgrund des relativ hohen Grundwasserstandes kann nur eine Ankerlage sinnvoll eingebaut werden. Diese Randbedingungen lassen sich am besten mit einer Schlitzwand als Verbauwand einhalten. Die geologischen Verhältnisse lassen einen offenen Schlitz mit einer Länge von bis knapp 9 m zu.

## 2.3 Berechnungen der Stützlamelle

Um die freie Zugänglichkeit für den Aufbau der TVM zu gewährleisten entschieden sich die Planer von Züblin, die Anschlagwand mit einem Gurtbalken mit einer Spannweite von fast 34 m abzustützen. Dieser Gurtbalken lagert in der Mitte auf einer Stützlamelle auf. Diese Lamelle stützt ähnlich einer Buchstütze die Anschlagwand in der Mitte und dient gleichzeitig als Zwischenauflager für den Aussteifungsbalken. In diesen Aussteifungsbalken wird neben den Lasten aus dem Verbau als wesentliche Belastung ein Großteil der Lasten aus der fliegenden Schildanfahrt eingeleitet – ca. 26 MN.

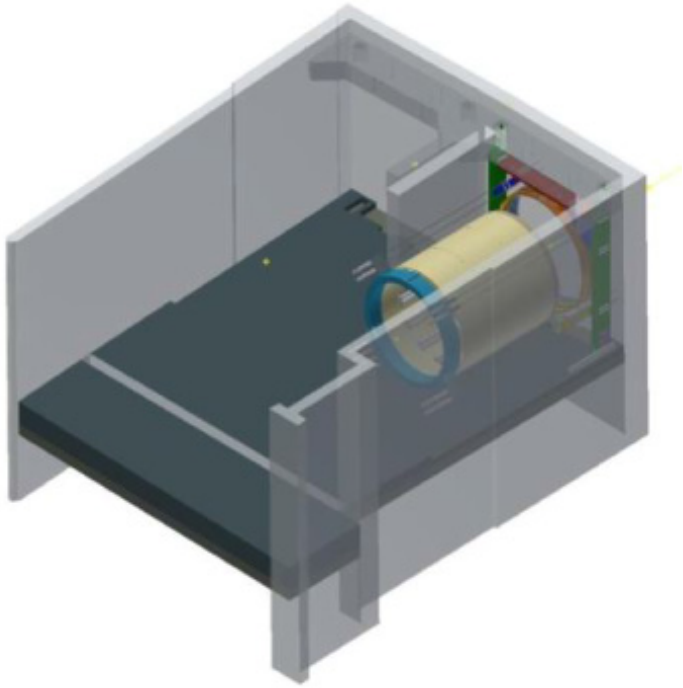


*Abbildung 7: Startbaugrube mit TVM westliche Röhre [3]*

Um die unterschiedlichen Steifigkeiten, die Lamellenfugen und die Lastverteilung so realitätsnah wie möglich zu erfassen, wurde das gesamte System aus Anschlagwand, seitlichen Verbauwänden, Stützscheibe/Stützlamelle und Austeifungsbalken in einem 3d-FE-System modelliert.

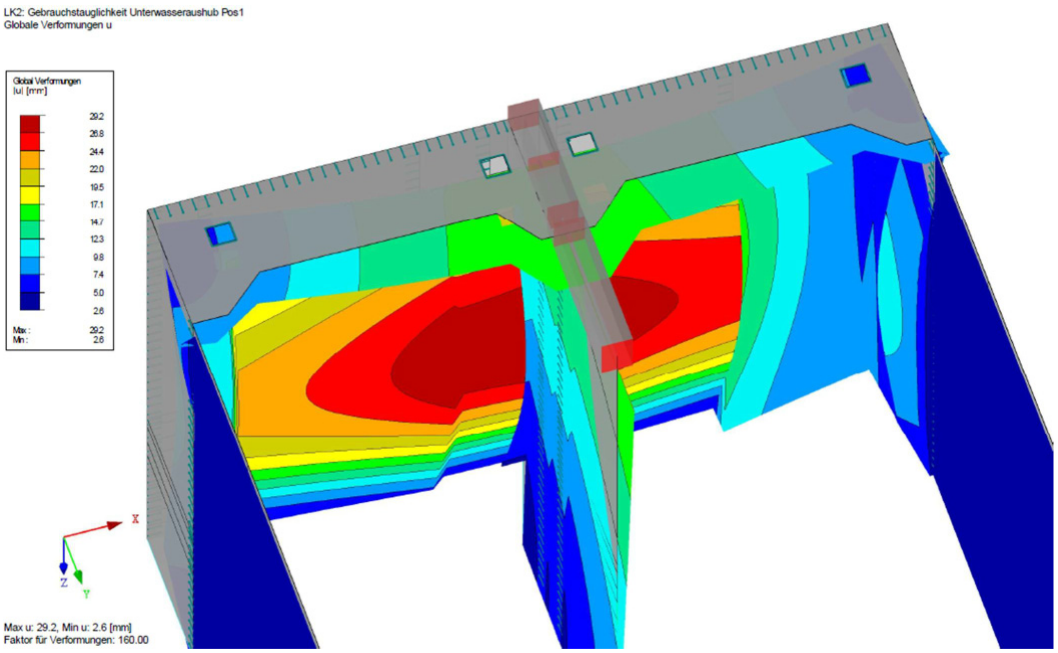



*Abbildung 8: FE-Modell Anfahrwand und Stützlamelle, Verformungen [4]*

Durch eine Variation der Steifigkeitsverhältnisse und Bettungsbedingungen wurde eine Bemessung der Bauteile durchgeführt, die das komplexe System abbildet und die eine ausreichende Tragreserve aufweist.

## 2.4 Details Planung Schilddurchfahrt

Der Bereich der Schilddurchfahrt durch die Schlitzwand muss frei von Stahl sein. Das bedeutet, dass die Bewehrung wie bereits erwähnt mit GfK Stäben ausgeführt werden muss. Hierfür sind ein UiG und eine ZiE erforderlich, da für diese Baustoffe bisher keine bauaufsichtlichen Zulassungen vorliegen.
Weiterhin ist es unvermeidbar, dass in der Schilddurchfahrt eine Lamellenfuge zu liegen kommt. Bei der Herstellung von Schlitzwänden ist es jedoch unabdingbar, dass die Fugen abgestellt werden (z.B. Bachy-Fuge, Abschalrohre, Züblin Flachfuge, o.ä.).

*Abbildung 9: Fertigteilfuge mit Koppelelementen [5]*

Allen diesen Fugentypen ist gemein, dass sie aus Stahl bestehen und das Risiko besteht, dass sie nicht mehr gezogen werden könnten. Bei einer Schlitztiefe von 27 m steigt dieses Risiko zusätzlich noch an. Daher entschied man sich für die Verwendung von Fertigteilfugen, die aus konventionell bewehrten und mit GfK bewehrten Elementen zusammengekoppelt werden. Dies erfolgt während des Einbaus in den Schlitz. Auch
mussten alle Bewehrungskörbe über dem offenen Schlitz gestoßen werden.

*Abbildung 10: Stoß eines Korbes [5]*

## 3 Vereisung für die Unterquerung der Rheintalbahn

Die größte technische Herausforderung des Bauvorhabens Tunnel Rastatt liegt in der Unterquerung der Rheintalstrecke. Diese Strecke ist die wichtigste Nord-Süd-Verbindung im deutschen Eisenbahnverkehr. Die Bahngleise werden in einem schleifenden Schnitt unterquert und das bei einer geringen Überdeckung von weniger als einem halben Schilddurchmesser.

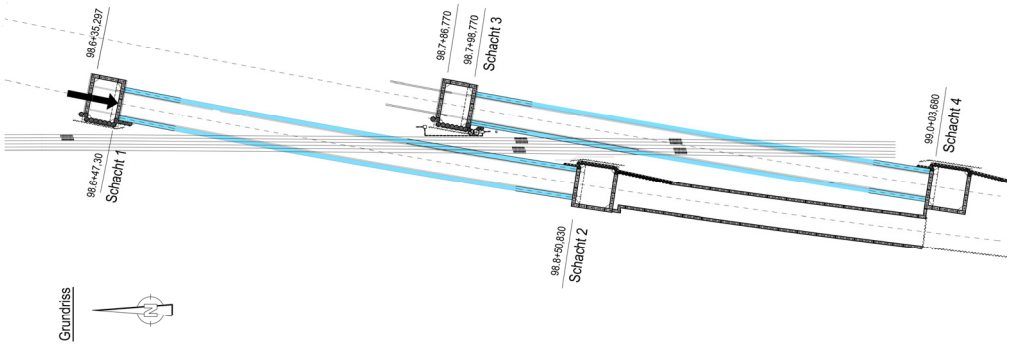



*Abbildung 11: Unterquerung Rtb [4]*

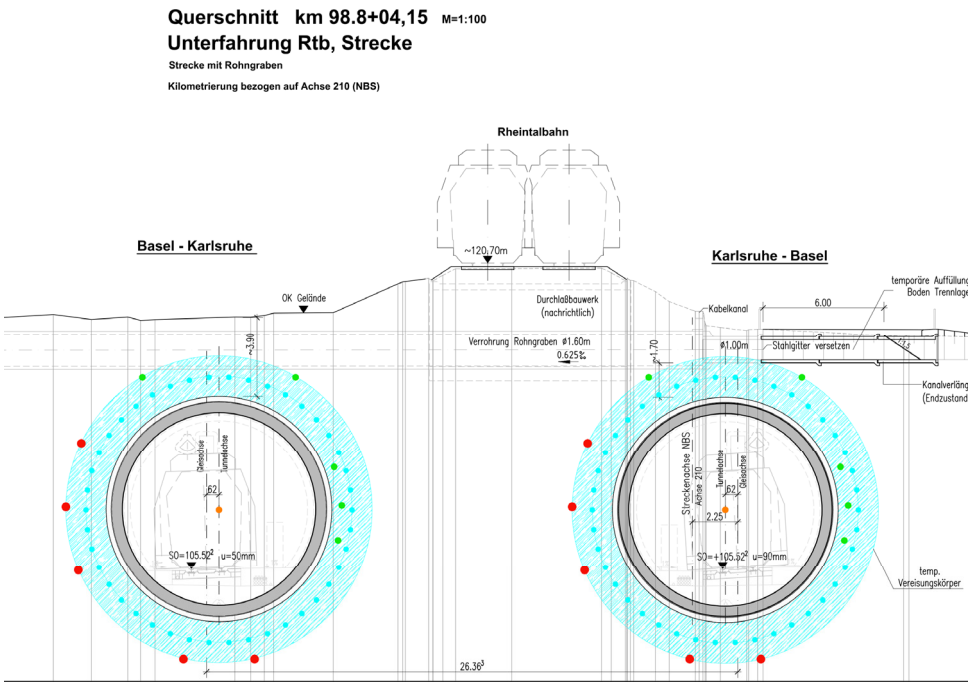



*Abbildung 12: Unterquerung Rtb, Schnitt mit Vereisungskörper [2]*

Zum Schutz der Rheintalbahn soll der Tunnelbau im Schutze eines ringförmigen Vereisungskörpers erfolgen. Die beiden Eiskörper haben ein Länge von ca. 200 m. Die Herstellung erfolgt mittels je 42 gesteuerter Horizontalbohrungen von Norden nach Süden und Süden nach Norden mit jeweils 100 m. Die zulässige Bohrabweichung ist auf 35 cm begrenzt. In diese Bohrungen werden dann die Vereisungsrohre eingezogen.
Die Bohrungen werden aus 4 zuvor hergestellten Schächten vorgetrieben. Diese Schächte liegen jeweils in unmittelbarer Nähe zu den in Betrieb befindlichen Bahngleisen.

## 3.1 Geologische und hydraulische Randbedingungen

Die geologischen Verhältnisse unterscheiden sich im Süden von denen im Norden: das Tertiär taucht im Bereich der Unterquerung der Rheintalbahn deutlich auf und steht ca. 20 m unter Gelände. Der Grundwasserspiegel steht ca. 3 bis max. 5 m unter Geländeoberkante und damit ca. 4 m höher als im Norden an.

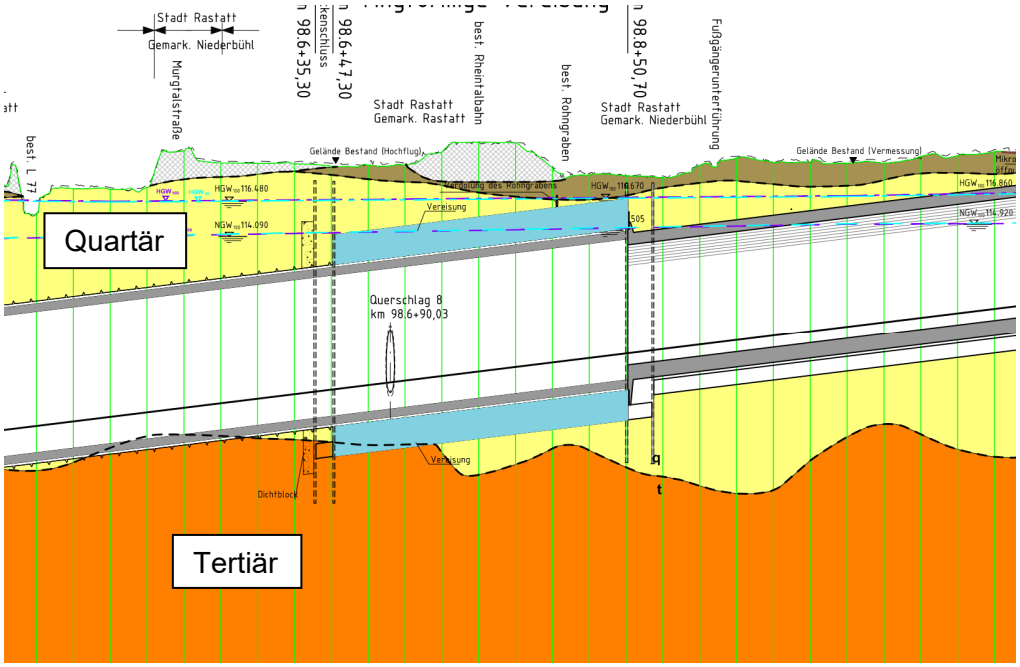



*Abbildung 13: Geologischer Längsschnitt [2]*

Die Verbauwände binden somit in das Tertiär ein, dessen Heterogenität mit einhergehenden, stark schwankenden Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f$ keine sog. „Tertiärbaugruben“ zulassen. Auch hier sind klassische Trogbaugruben mit wasserdichtem Verbau und rückverankerter UW-Betonsohle auszuführen. Da der Einbindebereich der Verbauwände jedoch im Tertiär liegt, ergeben sich hier statisch ungünstigere Bedingungen.

| Schicht | Wichte $\gamma_k$ [kN/m³] | Wichte unter Auftrieb $\gamma'_k$ [kN/m³] | Reibungswinkel $\phi'_k$ [°] | Kohäsion $c'_k$ [kN/m²] | Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m²] |
|---|---|---|---|---|---|
| Auenlehm [hl] | 19 | 10 | 27,5 | 5 | 10-15 |
| Oberbodenmiete [OBM] * | 20 | 11 | 30 | 0 | - |
| Niederterrassenschotter [gN] | 21 | 11 | 35 | 0 | 50-55 |
| Tertiär [t] | 21 | 11 | 27,5 | 5 | 20 |

* Kennwerte basieren auf einer Annahme

*Abbildung 14: Scherparameter (Rechenwerte) [4]*

### 3.2 Baubetriebliche Randbedingungen / Vereisungsbohrungen

Die Lage der Schächte in unmittelbarer Nähe zur Rheintalbahn (Abstand Außenkante Verbau zu Gleisachse ≥ 3,40 m) ist dem schleifenden Schnitt geschuldet und der größtmöglichen Reduzierung der Bohrlänge der Horizontalbohrungen für die Vereisungslanzen. Dennoch ergibt sich eine Länge der Tunnelstrecke im Eis von 200 m für jede der beiden Tunnelröhren. Der aktuelle Stand der Technik lässt gesteuerte Bohrungen mit den geforder-

ten hohen Genauigkeitsanforderungen  von 30 cm über die gesamte Bohrstrecke bis ca. 100 bis 120 m zu. Deshalb werden die Bohrungen von Norden nach Süden und von Süden nach Norden vorgetrieben. Es ergeben sich so Bohrlängen von ca. 100 m. Es kommen verschiedene Bohrverfahren zum Einsatz: Pressbohren und Spülbohren in Abhängigkeit der Untergrundverhältnisse.
Weiterhin müssen in den beiden südlichen Schächten die Vortriebsmaschinen geborgen werden, sodass die lichte Breite von 17,40 m gerade ausreichend ist.

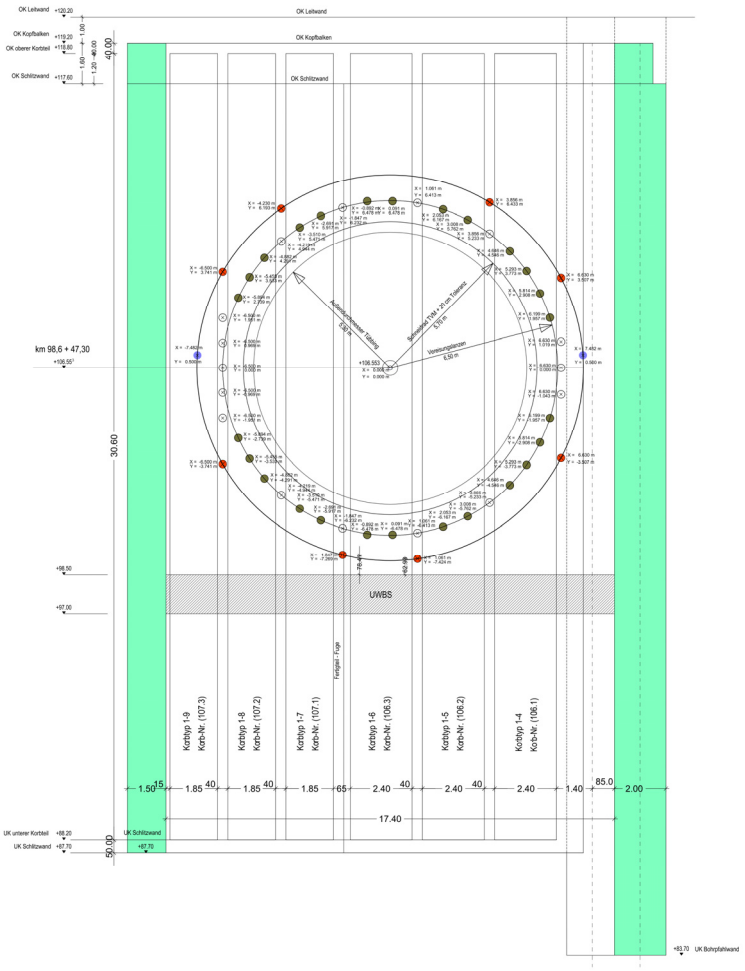



*Abbildung 15: Anordnung der Vereisungsbohrungen [4]*

### 3.3 Details Durchfahrt TVM

Die Verbauwände, die von der TVM durchfahren werden, dürfen in der Schildspur keinerlei Bauteile aus Stahl enthalten. Daher werden die nördlichen und südlichen Wände der beiden Schächte östlich der Rtb sowie die beiden nördlichen Wände der Ziel- und Bergeschächte westlich der Rtb mit Bewehrung aus GfK konstruiert.

Mit Tiefen von 20 m (nördliche Schächte) und 18 m (südliche Schächte) sind die Schlitzwände mit nur zwei Stützpunkten an Kopf und UW-Betonsohle statisch maximal ausgenutzt. In diese Verbauwände müssen nun noch die mindestens 42 Bohrungen für die Vereisung gebohrt werden. Das würde bei konventioneller Herstellung die Durchtrennung von unzähligen Bewehrungsstäben bedeuten.
Ein entsprechender Einbau von zusätzlichen Stäben ist konstruktiv nicht möglich, da die Schlitzwände bereits mit bis zu 12 lagiger Bewehrung an der Grenze der Ausführbarkeit liegen.
Daher werden bereits werksseitig bei der Herstellung der Bewehrungskörbe Hülsen für die Vereisungsbohrungen eingebaut. So kann sichergestellt werden, dass bei der Herstellung der Kernbohrungen keine tragende Bewehrung durchtrennt wird. Andererseits hat man in den Bohransatzpunkten nur sehr geringe Toleranzen von wenigen Zentimetern. Das hat zur Folge, dass bereits die Körbe mit höchster Präzision zu fertigen sind. Hier ist eine Einbaugenauigkeit der Hülsen von 1-2 cm gefordert. Die Positionierung der Körbe im offenen Schlitz muss ebenfalls auf 2-3 cm genau erfolgen, so dass die zulässige Gesamttoleranz im Bereich von 4-5 cm liegt.

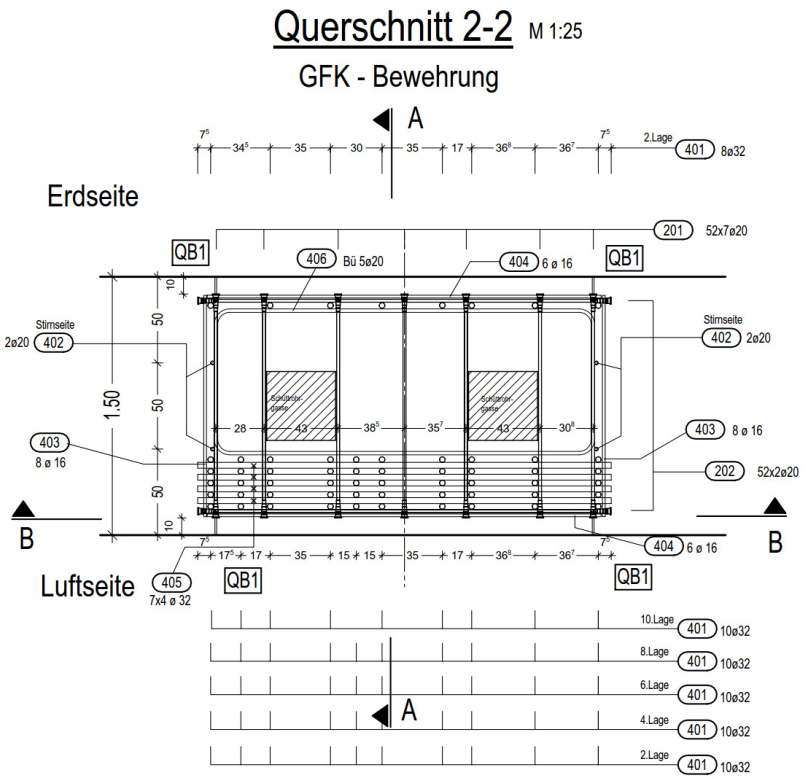



*Abbildung 16: Querschnitt Schlitzwandbewehrungskorb mit GfK-Bewehrung [4]*

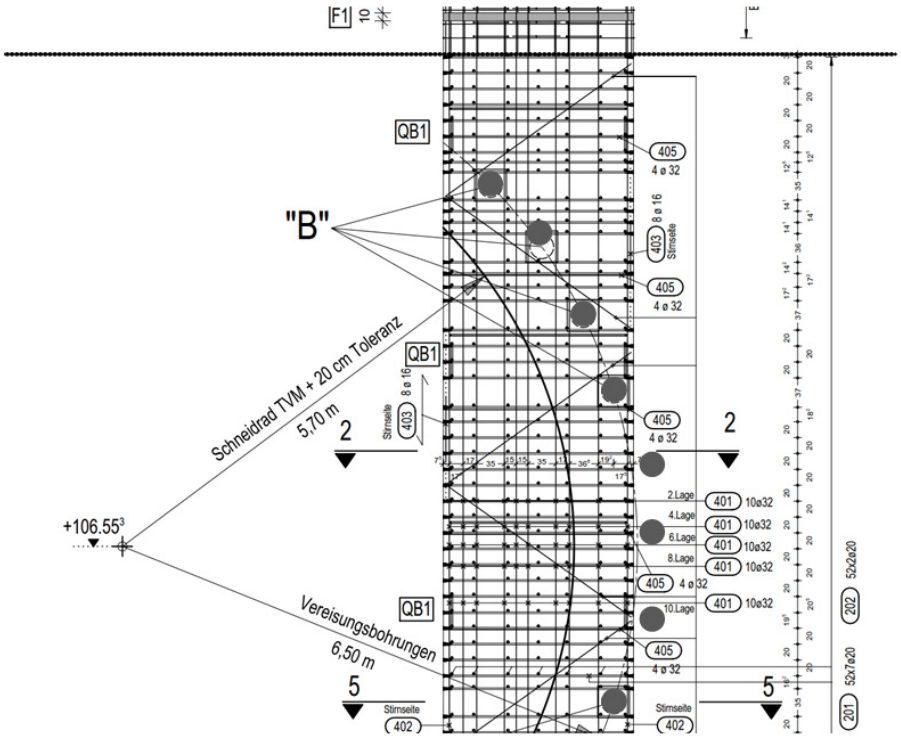



*Abbildung 17: Ansicht SW-Bewehrungskorb mit Ansatz Vereisungsbohrungen [4]*

Diese geringen Toleranzen, die für den Spezialtiefbau als grenzwertig bezeichnet werden können, erfordern von allen Beteiligten ein hohes Maß an Sorgfalt bei Fertigung und Einbau.

### 3.4 Horizontale Vereisungsbohrungen unter der Rheintalbahn

Für unter Unterquerung der Rheintalbahn war es erforderlich, einen 200 m langen, kreisförmigen Vereisungskörpers herzustellen. Der Vereisungskörper soll mit 42 Vereisungslanzen aufgefroren werden. Die Vereisung erfolgt mit Sole. Der Erfolg der Vereisung soll mit Temperaturmessungen kontrolliert werden.

Da 200 m in der geforderten Bohrgenauigkeit verfahrenstechnisch nicht realisiert werden können, wurde bereits in der Entwurfsphase geplant, von Norden nach Süden ca. 100 m zu bohren und ebenso 100 m von Süden nach Norden zu bohren, um so die Toleranzen einhalten zu könne. In der Entwurfsplanung war ein Lanzenabstand von 1,00 m über den Umfang geplant. Die zulässige Bohrtoleranz war mit ± 30 cm festgelegt, wobei die Lanzen aber einen Abstand untereinander von 1,50 m nicht überschreiten durften, um das Zugefrieren des Eiskörpers zu garantieren.

Im Zuge der Ausführungsplanung und der von der Zentralen Technik erstellen wärmetechnischen Berechnungen unter Ansatz einer Grundwasserströmung von ca. 1,13 m/d zeigte sich jedoch, dass der gegenseitige Abstand der Lanzen 1,20 m nicht überschreiten durfte, da ansonsten ein Zufrieren des Eiskörpers nicht mehr dargestellt werden konnte. Diese Berechnungen basieren bereits auf einem optimierten Aufgefrierregime und gruppenweise Anschalten der Lanzen.

Somit ergeben sich für die Bohrungen die folgenden Toleranzen: ± 20 cm über 100 m, maximaler Lanzenabstand jedoch 1,20 m.

Solche erhöhten Anforderungen lassen sich aktuell nur mit der Steuerung der Bohrungen mithilfe einer sog. optischen Gasse sicher bewerkstelligen.

Zum Einsatz kommen 2 Bohrsysteme: das Pressbohren und das Spülbohren. Das Pressbohrverfahren kommt bei den oben liegenden Bohrungen zum Einsatz, wenn die Lagerungsdichte des Boden noch nicht zu hoch ist und nicht mi Hindernissen durch Blöcke zu rechnen ist. Dies wurde im Vorfeld mittels Rammsondierungen abgeschätzt-
Weiter unten kommen dann Spülbohrungen zum Einsatz, die unempfindlicher auf Hindernisse und dicht gelagerte Böden sind.
In beiden Fällen funktioniert die Steuerung über die optische Gasse, die sich innerhalb einer Genauigkeit von ± 7 cm bewegt. Wird das Ende der Bohrung innerhalb der optischen Gasse erreicht ist damit die Bohrung innerhalb aller zulässigen Toleranzen.

Verläuft die Bohrung stärker und lässt sich nicht mehr innerhalb der optischen Gassen halten, kommt das Gyroskop zum Einsatz, das hinter dem Bohrkopf installiert ist. Damit lässt sich die Bohrung weiterhin steuern, jedoch nicht mehr in dem Rahmen der Genauigkeit der optischen Gasse. Diese Bohrungen werden nach dem Rückbau der innenliegenden Bohrgestänges nochmals vermessen und auf ihre Lage und die Einhaltung der Toleranzen geprüft. Werden die zulässigen Abstände überschritten, so sind Zusatzbohrungen anzuordnen.

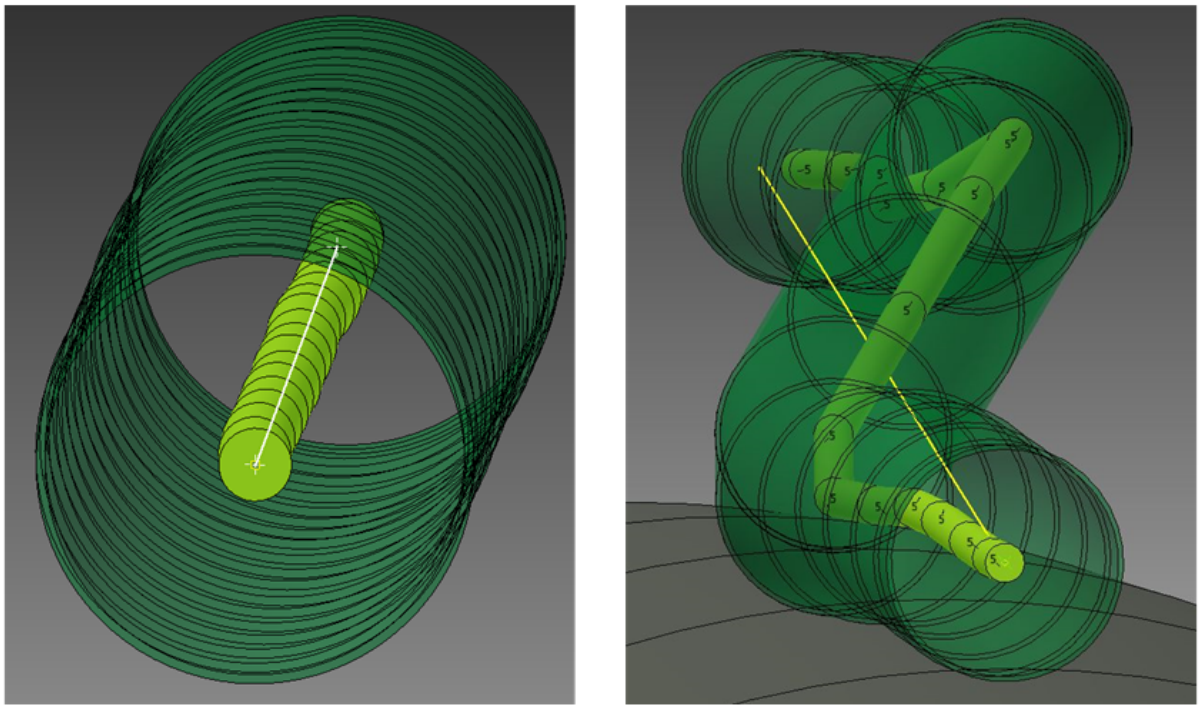


*Abbildung 18:Grafische Darstellung von Vermessungen, links: Bohrung innerhalb der Toleranzen, rechts: Bohrung mit starken Abweichungen [4]*

Die aus den südlichen Schächten nach Norden sind abgeschlossen und zeigen gute bis sehr gute Ergebnisse:

| Schacht Nr. | Vereisungs-lanzen | Temperatur-messlanzen | Zusatz-lanzen | Gesamt |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 42 | 18 | 3 | 63 |
| 4 | 42 | 10 | 7 | 59 |

*Abbildung 19: Übersicht Horizontalbohrungen, Schächte 2 und 4 [4]*

## 4 Projektbeteiligte

Auftraggeber/Bauherr:

DB Netze AG – Großprojekt Karlsruhe-Basel, Karlsruhe (vormals DB ProjektBau GmbH, Regionalbereich Südwest, Großprojekt Karlsruhe-Basel, Karlsruhe)

Auftragnehmer:

Arge Tunnel Rastatt:

- Ed. Züblin AG, Direktion IU Tunnelbau (techn. Geschäftsführung)
- HOCHTIEF Solutions AG (kaufm. Geschäftsführung

Bauüberwachung:

Ingenieurgemeinschaft Tunnel Rastatt:

- Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH
- ZETCON (vormals Zerna)
- Sweco (vormals Grontmij GmbH)
- Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH

Ausführungsplanung:

Ed. Züblin AG, Zentrale Technik
Direktion Tief- und Tunnelbau

Tunnelbautechnischer Sachverständiger:

Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke, Ettlingen

Vereisungstechnischer Sachverständiger:

Dr.-Ing. Wolfgang Orth, Karlsruhe

Bodengutachter:

Igi Consult GmbH, Westheim

Bautechnische Prüfung im Auftrag des EBA:

Dr.-Ing. Ioannis. Retzepis, Kalrsruhe
Dr.-Ing. Dietmar Maier, Karlsruhe
Dr.-Ing. Ulrich Maidl, München

Geotechnische Prüfung im Auftrag des EBA:
Dr.-Ing. C. Erichsen, Weinheim
Dr.-Ing. Walter Rahn, Ettlingen

# 5 Literaturangaben

## 5.1 Quellenangaben


[1] DB Netze AG – www.karlsruhe-basel.de

[2] DB Netze AG – Ausschreibungsunterlagen

[3] Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Newsletter

[4] Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Direktion Tief- und Tunnelbau, Ausführungsplanung Tunnel Rastatt

[5] Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Direktion Tief- und Tunnelbau, Technisches Büro Tiefbau

[6] Richtlinie Ril 836: Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und Instand halten; DB Netz AG Technologiemanagement Fahrwegtechnik , Konstruktiver Ingenieurbau I.NVT 42, 01.02.2013

[7] Richtlinie Ril 836: Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und Instand halten; 01.10.2008, Modul 4302, Kap. 5 Schlitzwände


## 5.2 Abbildungen


Abbildung 1: Realisierungsstand ABS KA-BA [1]
Abbildung 2: Güterkorridor Rotterdam–Köln–Basel–Mailand–Genua [1]
Abbildung 3: Übersicht Tunnel Rastatt [1]
Abbildung 4: Geologischer Längsschnitt [2]
Abbildung 5: Grundriss Startbaugrube [4]
Abbildung 6: Ansicht Anfahrwand [4]
Abbildung 7: Startbaugrube mit TVM westliche Röhre [3]
Abbildung 8: FE-Modell Anfahrwand und Stützlamelle, Verformungen [4]
Abbildung 9: Fertigteilfuge mit Koppelelementen [5]
Abbildung 10: Stoß eines Korbes [5]
Abbildung 11: Unterquerung Rtb [4]
Abbildung 12: Unterquerung Rtb, Schnitt mit Vereisungskörper [2]
Abbildung 13: Geologischer Längsschnitt [2]
Abbildung 14: Scherparameter (Rechenwerte) [4]
Abbildung 15: Anordnung der Vereisungsbohrungen [4]
Abbildung 16: Querschnitt Schlitzwandbewehrungskorb mit GfK-Bewehrung [4]
Abbildung 17: Ansicht SW-Bewehrungskorb mit Ansatz Vereisungsbohrungen [4]
Abbildung 18:Grafische Darstellung von Vermessungen, links: Bohrung innerhalb der Toleranzen, rechts: Bohrung mit starken Abweichungen [4]
Abbildung 19: Übersicht Horizontalbohrungen, Schächte 2 und 4 [4]

# DAX Konzern 2% rauf …
# Tankkomplex schafft endlich die Trendwende
## Soilfrac®-Projekt in widrigstem Umfeld

Dipl.-Ing. Steffan Binde
Keller Grundbau GmbH – Bereichsleiter Süd

## Zusammenfassung

Ein großer Chemiebetrieb hat über Jahre erhebliche Setzungsprobleme unter einer Tankanlage. Diese Setzungen resultieren aus verschiedensten Ursachen in der Auffüllung, aber auch geologischen Problemen in der Tiefe. Die bestehenden Bauteile wurden unterschiedlich gegründet und reagieren auf die Problematik des Untergrundes in unterschiedlichem Maße.
Der laufende Produktionsprozess und der Standort können mittelfristig nicht verändert werden. Setzungsunterschiede haben die Anlagentechnik erheblich in Mitleidenschaft gezogen und würden zur Einstellung der Produktion führen. Weiterhin bildete die erhebliche Kontamination des Bodens und vor allem die Kampfmittelproblematik bis in große Tiefen einen maßgeblichen Faktor in Planung und Ausführung. Nachdem einige geotechnischen Lösungen nicht den entsprechenden Erfolg lieferten, wurde das Soilfrac®-Verfahren speziell an die anspruchsvollen Gegebenheiten angepaßt und erfolgreich ausgeführt.
Die Spezialität an dieser Lösung waren nicht nur das Sichern und Heben bzw. langfristige Stabilisieren des Anlagenkomplexes, sondern das Handling der erhöhten Kampfmittelproblematik, der Kontamination des Baugrundes/Grundwassers sowie die arbeitsbegleitenden rechtlichen und versicherungstechnischen Aspekte.

*Dieser Vortrag ist ein Lösungsansatz: vom Finden einer geeigneten Kampfmittelsondierung bei Stahltanks, Medien-Leitungen und Arbeiten in widrigstem Umfeld. Die Erarbeitung komplexer Dokumentationen und Interaktionen vor allem zur rechtlichen Absicherung der Prozesse war essentiell.*

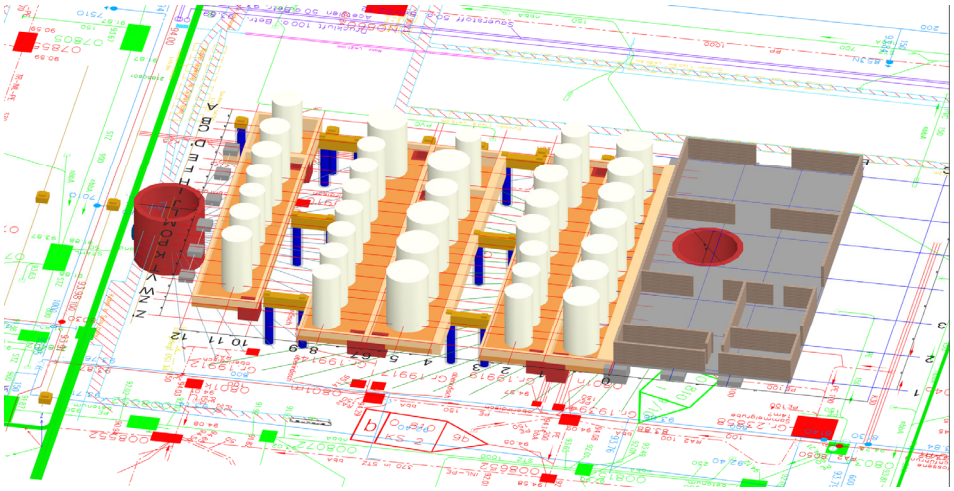


Bild 1: Überblick Projekt

# 1 Einleitung

## 1.1 Aufgabenstellung

Eine große chemische Produktions- und Tankanlage hatte über längere Zeiträume hinweg erhebliche Setzungsprobleme. Es kam zu Setzungen und Sackungen bis zu 5 cm pro Jahr. Durch die Vielzahl der vorhandenen IT- und Medienleitungen im Untergrund bestand eine besondere Gefährdung nicht nur der Tankanlage, sondern auch der gesamten umgebenden Bebauung.
Im Verlauf der Setzungen kam es zu massiven Wasserverlusten aus Versorgungsleitungen, die den Schadens- und Sanierungsprozess zusätzlich negativ beeinflußten. Eine besondere Herausforderung stellte die Aufgabe dar, jedwede Sicherung und Sanierung unter laufendem Betrieb zu organisieren, wobei ein 24stündiger Betrieb an 7 Tagen in der Woche unter ständiger Zuwegung für Bahnwaggons und Tanklastzüge gewährleistet werden mußte.
Als Aufgabenstellung wurde eine Sicherung, langfristige Stabilisierung und Hebung formuliert, die jederzeit in Zukunft wieder fortgesetzt werden kann.
Dem Monitoring der Arbeiten kam aufgrund des Schadensbildes eine besondere Bedeutung zu.
Rückblickend war die unausgesprochene Aufgabe und Erwartung des Bauherrn sowie unser Anspruch allen Unwägbarkeiten begegnen zu können sicher die größte Herausforderung bei diesem Projekt.

## 1.2 Schadensbild

Die durch den Untergrund bedingten Schäden und Verformungen des Bauwerkes bestanden hauptsächlich aus Setzungsunterschieden in den Bodenplatten bzw. Tanktassen. Es wurden Setzungen von bis zu 5 cm jährlich gemessen, die zu Rissen in den Bodenplatten und Tanktassen führten und eine sicheren Betrieb der Anlage massiv gefährdeten.
Erschwerend kam hinzu, das die Tanktassen flach gegründet und die verbindenden Rohrbrücken durch eine Pfahlgründung gesichert waren. Das ohnehin unterschiedliche Setzungsverhalten der beiden Bauteile wurde durch die nachträglichen Verformungen forciert und machte die „Behandlung“ der Problematik nicht einfacher.
Risse in den Tanktassen und ständig angepaßte Rohrverbindungen sowie die zunehmende Gefährdung von Nachbargebäuden und Medienleitungen im Untergrund machten eine geotechnische Sanierung unumgänglich.

## 1.3 Ursachen der Verformungen

In solchen Schadensbildern kommen oft mehrere Ursachen zum Tragen und durch den geotechnischen Berater des Bauherrn wurden 3 Hauptursachen identifiziert, die aus dem Baugrund resultierten.
Unterhalb der tiefliegenden Flußterrassen in den Wechsellagerungen von Ton/Schluff und Fein- und Mittelsand wurden quasi „Karst“ Sackungen vermutet. Die überlagernden Löss- und Sandlössbereiche neigten durch Kalkauslaugungen auch zu Volumenverlusten.
Unterhalb der Tanktassen haben im Bereich der Auffüllungen auch hier Auslaugungserscheinungen, die zu Verformungen führten und bei Medienleitungen Schäden und Wasserverluste verursachten.

Die aus diesen Ursachen resultierenden Setzungen und Horizontalverschiebungen würden zum Verlust der Gebrauchstauglichkeit führen. Auf weitere Details zum Baugrund sei hier nicht tiefer eingegangen und an Herrn Gündling (Büro GeoGue aus Darmstadt) verwiesen.

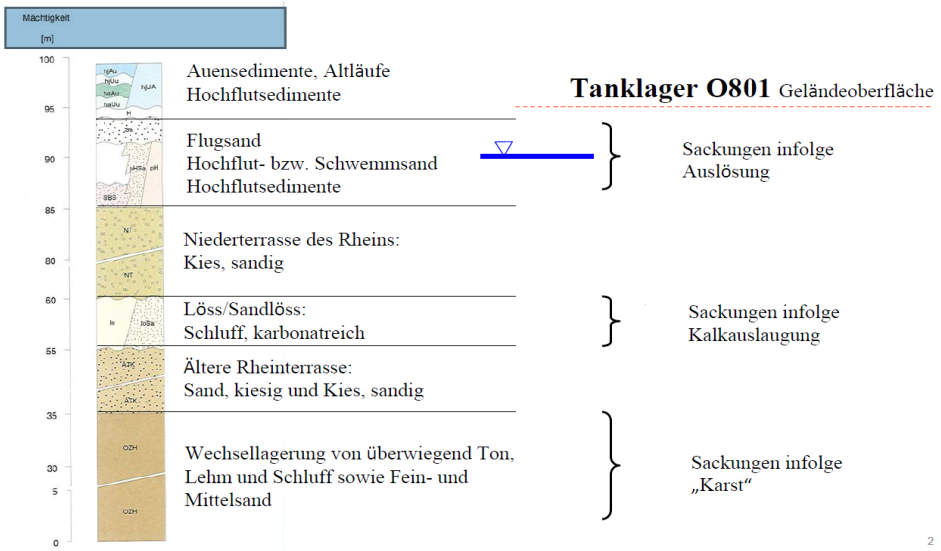



Bild 2: mögliche Ursachen der Sackungen

## 2 Anforderungen und erste Lösungsansätze

### 2.1 Allgemeine Anforderungen

Wie bereits im oberen Teil erwähnt waren die logistischen Einschränkungen im Bereich des Tanklagers immens. Die Verkehrssituation, Arbeitszeiten, die Bebauung -ober- und unterirdisch- sowie die Leitungssituation erschwerten die Auswahl des Sanierungsverfahrens erheblich.

Die Anforderungen hießen also ein Verfahren zu finden, daß platzsparend quasi minimalinvasiv und immer wieder nutzbar war. Weiterhin mußte das Verfahren und die Fachfirma mit den Gefährdungen durch Kampfmittel und Kontamination umgehen können. Es mußte der „Tiefenproblematik“ Rechnung tragen und jederzeit erneut einsetzbar ein.

Nicht zu unterschätzen war hier das Handling der vielschichtigen betrieblichen und gesetzlichen Auflagen im Umfeld einer Großanlage.

### 2.2 Vorherige Sanierungsversuche

Zunächst wurde nach erstem Schadensauftritt versucht durch bauliche Anpassungen die Setzungsproblematik auszugleichen. Als dieses zu aufwendig wurde, kam ein Injektionsverfahren mit Kunstharzen zum Einsatz, daß punktuell und in großen Mengen unter die Tanktassen injiziert wurde. Auch dies führte nicht zum gewünschten Erfolg und aufgrund fortlaufender Setzungen wurde nach einem umfassenden Lösungsverfahren gesucht.

### 2.3 Herausforderung Untergrund

Extreme Wasserverluste im Vorfeld und das Vorhandensein von vermuteten Wasserreservoirs im Untergrund spielten bei der Wahl, dem Einsatz und der Adaption des Sanierungsverfahrens ein große Rolle. Grundwassertemperaturen von > 28 Grad würden die Arbeiten sicherlich beeinflussen.
Im Boden bot die circa 5 m dicke Auffüllung eine Vielzahl an Unwägbarkeiten. Die zu erwartenden Hohlräume und unbekannten Kontaminationen sind gerade für den Verfahrenswahl und die Bohr- und Verpressmaterialien essentiell.
Die Infrastruktur im Untergrund konnte zum größten Teil erkundet werden, jedoch war dies mit den zu erwartenden Kampfmitteln nicht so einfach möglich.
Gerade die Kampfmittelsituation und die rechtlichen Folgen spielten fast eine wichtigere Rolle in der Planung und Ausführung, als die geotechnische Lösung.

## 3 Das SOILFRAC® Verfahren und dessen Anpassung

### 3.1 Allgemeines zum SOILFRAC® Verfahren

Dieses Verfahren ist eine Hebungsinjektion, bei der wahlweise aus Schächten oder Geländeeinschnitten unter dem zu sichernden Objekt ein horizontaler Bohrfächer aus Injektionsrohren installiert wird. Hierbei injiziert man über eine Vielzahl von Manschetten vorzugsweise Zementsuspension in den Baugrund, um durch gesteuerten Volumeneintrag einen Hebungsbetrag zu erzeugen. Dies erfolgt unter Nutzung eines Monitoringsystems (z.B. Schlauchwaagen), um hier gezielt den Hebungserfolg sicherzustellen.

### 3.2 Kampfmittelproblematik – Ideen und Umsetzung

Zunächst war eine Kampfmittelsondierung unterhalb des Tankkomplexes nicht möglich. Die inhomogene Auffüllung nach dem Krieg und der Einfluss der riesigen Stahltanks auf das Messsystem schienen etwaige Ergebnissauswertungen unmöglich zu machen.
Die von Keller Grundbau hier entwickelte gleichzeitige Kampfmitteldetektion während der Bohrungen für die Manschettenrohre, machte es möglich quasi gleichzeitig eine gezielte Bohrung in den freigemessenen Zielraum sicher auszuführen.

### 3.3 Kampfmittelproblematik – Versicherungen & Anwälte

Nun war technisch klar, wie die Lösung aussehen könnte, jedoch heißt dies noch lange nicht, daß seine Umsetzung in diesem sensiblen Umfeld einfach möglich ist. Sowohl auf Seiten des Bauherrn, aber auch in der eigenen Firma waren zunächst erhebliche Widerstände abzubauen. Große Fragen standen im Raum: Wer ist im Planungsrisiko? Wer ist verantwortlich bei Leitungsschäden? Welches Kontaminationsrisiko besteht? Was passiert, wenn eine Bombe explodiert? Allein ein kleiner Zwischenfall hätte eine Lawine der Maßnahmen und Verantwortlichkeiten ausgelöst, die rückwirkend nicht mehr zielführend geregelt hätten werden können.
Durch das Mitwirken vieler Anwälte des Bauherrn, der eigenen Rechtsabteilungen und vor allem Prof. Englert (Prof. Englert + Partner) wurde ein Method-Statement Vertragsgrundlage, dass höchstmögliche Sicherheit und versícherungstechnische Absicherung bot. Hierin wurden die genauen Zeitpläne und Freigaberegularien festgelegt, die begleitend zu den

Detektionen und Bohrungen ausgeführt werden mußten. Die Berufsgenossenschaft sowie die SiGe-Koordinatoren aller Beteiligten wurden mit Aufsichtspflichten und Unterschriften zum Detektionsprotokoll eingebunden.
Dies war auch in unserem Hause wichtig, da wir mit einem weltweiten Versicherungsmakler, dem Health & Safety System einer quasi angloamerikanischen Firma und der OHSAS – Zertifizierung ausgestattet sind.
Das von uns mitgestaltete Merkblatt für Kampfmittel war auch hier sehr hilfreich und eine wichtige Grundlage.

### 3.4 Messtechnik

Vor, während und nach der Sanierung wurden und werden die Arbeiten durch Schlauchwaagensysteme der Firma GeTec überwacht. Hiermit war ein Monitoring der Bohrarbeiten, der Injektionsmengen und –drücke als auch nachlaufender Höhenveränderungen gewährleistet. Es erfolgte begleitend eine Vermessung eventueller Abweichungen in den Fächerbohrungen.

Die Kampfmitteldetektion wurde kontinuierlich auch graphisch überwacht und in das Monitoring des Gesamtprozesses einbezogen. Auch bei der vorlaufenden Erstellung der 2 Angriffsschächte wurden die Bohrungen überwacht und grafisch Hindernisse, Verdachtspunkte und später die Innenabmessungen des Schachtes dargestellt.

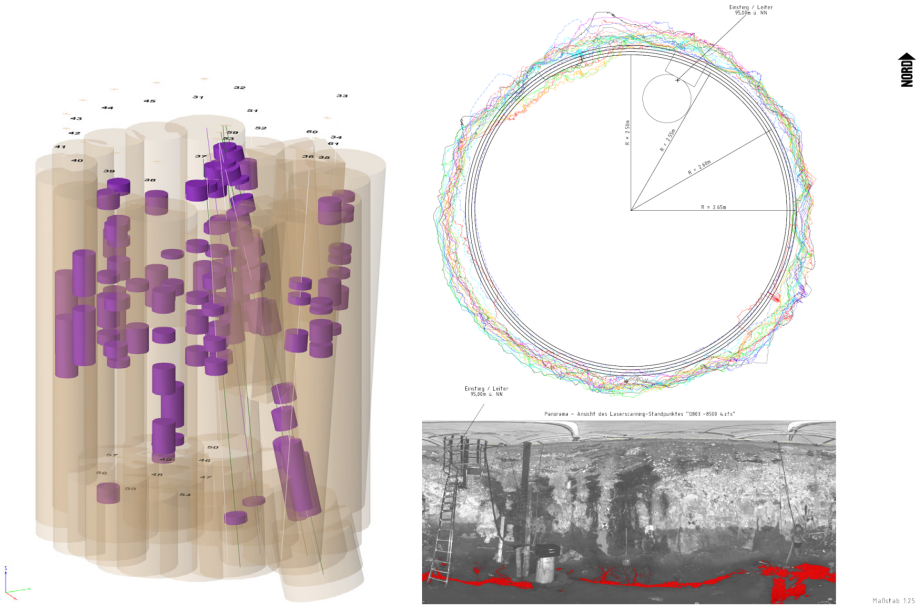



Bild 3: Monitoring in Schächten

### 3.5 Kontamination

Durch die schwer zu ermittelnden Einflüsse der Kontamination von Boden und Wasser wurde die Baustelle unter den Maßgaben der BGR 128 (Berufsgenossenschaftliche Regeln für Sicherheit und Gesundheit bei der Arbeit) abgewickelt. Hierzu gehören u.a. Baustellenkoordinatoren, eine strikte schwarz-weiss Bereichseinteilung, Überdruckmasken, Vollschutzbekleidung, angepaßte Arbeitszeiten und vieles mehr.

Ein Arbeiten unter diesen Bedingungen (u.a. 30 Grad Celsius im Schacht) stellt eine erhebliche Beanspruchung von Material und besonders der Kollegen dar. An dieser Stelle auch noch mein Dank an unser Team vor Ort.

### 3.6 Bohren und Heben

Insgesamt wurden 53 Bohrungen aus 2 Schächten ausgeführt. Von einer speziell angefertigten Hebebühne mit Horizontalbohranlage wurde mit 2 Grad Neigung bis maximal 40 m gebohrt. Die Sondierungen der Kampfmittel erfolgten während des Bohrvorganges vorauslaufend.
Insgesamt wurde aus ca. 2.100 Manschettenventilen mehr als 500 m³ Verpressgut eingebracht. Zunächst wurde ein Kraftschluss an die Tanktassen von 6-10 mm erstellt und danach in Bereichen nachjustiert. Nach Erreichen der Hebungskriterien und Abschluss der Kampagne wurden die Schächte, Zugänge und Ventilrohre so konserviert, das ein zeitnaher Einsatz eines Injekionsteams jederzeit gewährleistet ist.

Bild 4: Bohrungen im Schacht bei ca. 30 Grad Celsius

## 4 Fazit

Durch die innovative und zielorientierte Zusammenarbeit von Gutachtern, Anwälten und Ingenieuren gelang die langfristige Lösung einer nicht nur geotechnischen Herausforderung. Gerade die Kombination von Problemen der Geotechnik, der Kampfmittelproblematik und rechtlicher Anforderungen stellte eine tolle Aufgabe für uns Ingenieure dar.
Durch den Einsatz eines kombinierten Detektions-, Bohr- und Monitoringsystems wurden viele Probleme, die sich im Vorfeld stellten gelöst. Die gezielte und projektspezifische Ausarbeitung eines detaillierten Method-statements mit stündlichen Protokollen und Gegenzeichnungen der Verantwortlichen schuf Vertrauen und eine rechtliche Absicherung aller Beteiligten

Bei der Lösung der Aufgaben ist mit den Bauherrnvertretern, Gutachtern, Anwälten und unseren Kollegen ein Team gewachsen, daß auch nach der Baustelle noch immer guten Kontakt hat. Danke dafür!

# Tiefenverdichtung eines Spülfeldes in Cuxhaven mit begleitender Qualitätskontrolle

Dr.-Ing. Michael Beuße
Ingenieurges. Dr.-Ing. Michael Beuße mbH
Ing. ETP, M.S.c. Jean-Luc Chaumeny
BVT DYNIV GmbH
Dipl.-Ing. Tobias Reitmeier
BVT DYNIV GmbH

## Kurzfassung

An der Elbmündung in Cuxhaven errichtet Siemens eine Fabrik zur Herstellung von Windkraftturbinen zur späteren Offshore-Nutzung. Der Standort zeichnet sich zum einen durch seine günstige Lage an der Nordsee aus, wodurch Transportwege und Kosten minimiert werden. Zum anderen sind bereits jetzt einige Unternehmen an diesem Standort ansässig, die Bauteile für Offshore-Windkraftanlagen produzieren.
Der ausgewählte Standort besteht aus einem Spülfeld und weist damit einhergehende geotechnische Besonderheiten auf: Im tidebeeinflussten Bereich der Elbe liegt eine weiche Klei-Schicht auf mitteldicht gelagerten Wattsanden. Darüber folgt eine etwa 3 m mächtige Lage aus Spülsand, die überwiegend dicht gelagert ist.
Aufgrund der zukünftigen Nutzung als Produktionsstätte für Windkraftturbinen wurden ständige Lasten von bis zu 180 kN/m² angesetzt. Diese Lasten in Kombination mit geringen zulässigen Setzungen und einem Baugrund, der über eine 2,0 m bis 3,0 m mächtige Kleilage verfügt, machten Spezialtiefbaumaßnahmen unumgänglich.
Nach der Ausführung eines Kalibrierfeldes, in dem die Eignung des Verfahrens nachgewiesen wurde, fiel die Wahl des Bauherrn auf eine Bodenverbesserung mit dynamischer Intensivverdichtung. Mit insgesamt fünf Großgeräten wurde eine Fläche von 133.000 m² in der Zeit von November 2015 bis März 2016 verdichtet.
Der Verdichtungsnachweis erfolgte mit Pressiometer-Versuche (PMT) und dem daraus errechneten mittleren Steifemodul. Ergänzend zu diesen Untersuchungen wurden auch Drucksondierungen (CPT) durchgeführt. So konnte parallel zur Ausführung die Qualität der Arbeit und der Verdichtungserfolg kontrolliert werden. Durch das dadurch entstandene dichtmaschige Aufschlussnetz konnten die Arbeiten detailliert analysiert werden und, basierend auf den Daten, ein Vergleich zwischen CPT und PMT gezogen werden.

## 1 Projektbeschreibung

Für den Neubau einer Fabrik investiert Siemens 200 Millionen Euro. An diesem Standort sollen ab Mitte 2017 die Maschinengehäuse der neuen, getriebelosen Windenergieanlagen der 6-8-Megawatt Klasse hergestellt werden.
Für die Standortwahl war neben der Größe der Fertigungsstraße auch die Lage von Bedeutung. Um die Transportwege der großen Turbinen zu optimieren und Sondertransporte zu vermeiden, wurde ein Standort am Wasser gewählt. So ist es möglich, die Anlagen direkt von der Herstellung auf ein sogenanntes Errichterschiff zu verladen und zu einem späteren Standort der Windkraftanlage zu transportieren.

Siemens entschied sich für ein derzeit nicht genutztes 170.000 m² großes Spülfeld in Cuxhaven. Mit der Lage direkt an der Elbmündung ist ein problemloser Transport zu Wasser möglich (siehe Abb. 1). Da hier schon Hersteller für Bauteile von Offshore-Anlagen ansässig sind, existieren bereits die benötigten Liegeplätze für Errichterschiffe.

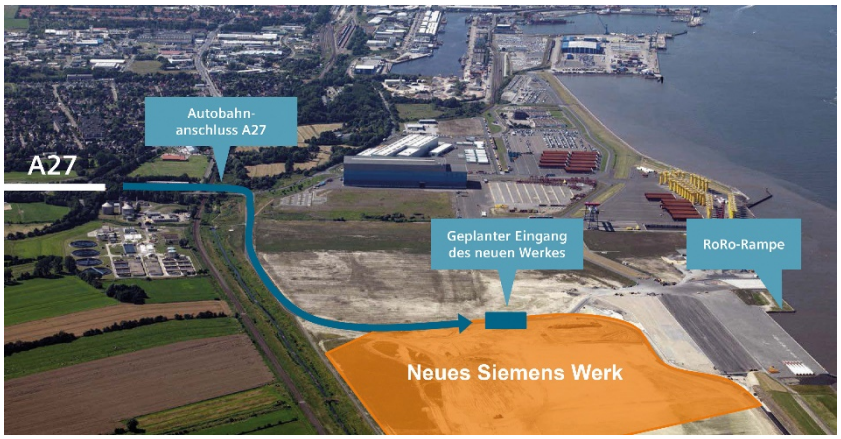



Abb. 1: Die Lage der geplanten Siemens-Fabrik an der Elbmündung in Cuxhaven (Siemens)

### 1.1 Das Baufeld und dessen geologischer Hintergrund

Das ebene Baufeld ist direkt am südwestlichen Ufer der Elbmündung gelegen und in seiner Beschaffenheit maßgebend von den Einflüssen des angrenzenden Wassers geprägt. Das Grundstück ist im Zuge von Landgewinnungsmaßnahmen zur Schaffung eines Gewerbestandortes aufgespült worden und wurde zwischenzeitlich als Standort für Prototypen von Windenergieanlagen genutzt.

Geologisch betrachtet befindet sich das Baufeld im Bereich der holozänen Mischwattablagerungen, welche stark von der Nähe zum Gewässer und durch die Gezeiten beeinflusst werden.
Im Hangenden stehen holozäne, aufgespülte Sande an, die bei einer Mächtigkeit von etwa 3,0 m bis 3,5 m eine sehr heterogene Lagerungsdichte (sehr locker bis dicht) aufweisen. Unterhalb der Auffüllung weist der Baugrund eine typische Sequenz von holozänen Gezeitenablagerungen auf, die sich folgendermaßen darstellen lassen:

- oberer, in unterschiedlicher Mächtigkeit bis zu 3,0 m auftretender Kleihorizont in weicher bis steifer Konsistenz. Dieser Klei wird als toniger Schluff mit unterschiedlich starken organischen Anteilen beschrieben und weist eine geringe Durchlässigkeit auf.
- etwa 15,00 m mächtige Wattsandschicht in lockerer bis mitteldichter Lagerung,
- lokal auftretende, untere, bis zu 2,50 m mächtige Kleischicht in weicher bis steifer Konsistenz,
- ab etwa 18,00 m unter Gelände pleistozäne Sande in mitteldichter bis dichter Lagerung.

Die durchgehende Kleischicht verhindert größtenteils das Versickern des Niederschlagswassers.

Die Untergrundverhältnisse wurden in zwei Bohrkampagnen untersucht. Dabei wurden 28 Kleinbohrungen und 18 schwere Rammsondierungen durchgeführt. Zusätzlich wurde das

Baufeld mit 100 Drucksondierungen anhand des Spitzendrucks $q_c$ auf seine Tragfähigkeit hin analysiert und mithilfe des Reibungsverhältnisses $r_f$ erfolgte eine weitere Untersuchung der Aufschlusshorizonte (siehe Abb. 2) [Beuße, 2015].

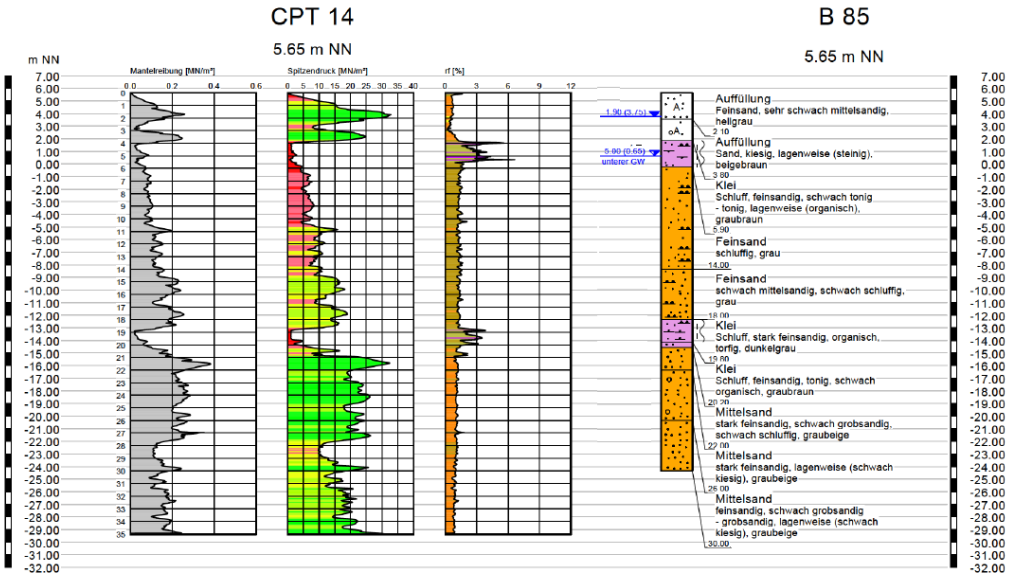



Abb. 2: Typisches Aufschlussbild des Baufeldes (Baugrundgutachten, Büro Dr. Beuße)

Aufgrund der hohen Dichte an Bodenaufschlüssen konnte der Baugrund gut beschrieben und somit die Ungewissheit über die Bodenbeschaffenheit reduziert werden. Auf diese Weise wurde das Risiko für alle Projektbeteiligten minimiert und alle Wettbewerber hatten die Chance, ein gut fundiertes Angebot abzugeben.

### 1.2 Technische Anforderungen an das Projekt

Insgesamt galt es, eine Fläche von 133.000 m² zu verbessern. Diese gliederte sich in sechs Teilbereiche, die entsprechend ihrer späteren Nutzung unterschieden wurden (siehe Abb. 3). Die Bemessungslast auf den einzelnen Flächen variiert zwischen 40 kN/m² und 180 kN/m². Knapp 60.000 m² der Fläche entfallen auf die Produktionshalle, für die die auftretenden Setzungen soweit zu begrenzen waren, dass bauwerksunverträgliche Setzungsdifferenzen ausgeschlossen werden konnten.

Das Gründungskonzept sah eine vertikale Ableitung der großen Einzellasten im Bereich der Stützen über Pfähle in die pleistozänen Schichten vor und eine flachgegründete Hallensohle in den übrigen Bereichen. Durch diese unterschiedlichen Gründungssysteme waren große Setzungsdifferenzen zu erwarten, die ohne weitere geotechnische Maßnahmen nicht schadlos überstanden werden konnten. Daher war eine Verbesserung und Homogenisierung der setzungsrelevanten Kleischichten notwendig.

### 1.3 Anforderungen an das Bauverfahren

Entsprechend der Gliederung der Baugrundverbesserung erfolgte auch die Vergabe für die Gründung in zwei getrennten Losen. Zuerst fand die Baugrundverbesserung im gesamten Bereich des zukünftigen Gebäudes statt. Dabei erfolgte auch eine Verbesserung der Bereiche unter den Stützen, in denen später Pfähle eingebracht wurden. Durch diese Lösung sollte gegebenenfalls eine kurzfristige Änderung der Planung möglich sein.
Parallel zur Ausführung der Baugrundverbesserung erfolgte die Vergabe der Tiefgründung.

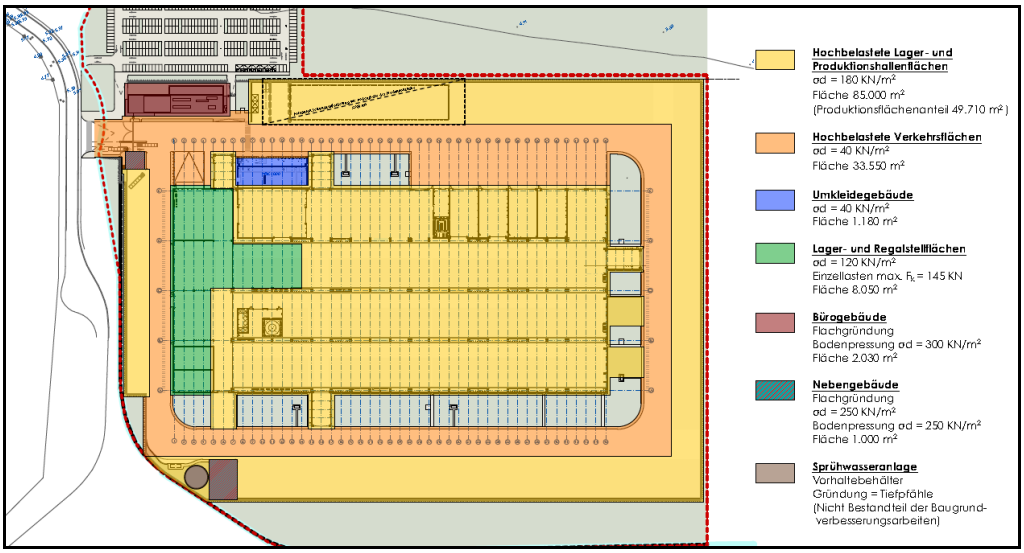


Abb. 3: Lastenplan des Baufeldes unterschieden nach Nutzung und Last (Siemens)

Neben den anspruchsvollen technischen Randbedingungen war bei diesem Bauvorhaben der Zeitdruck eine bestimmende Größe. Aus diesem Grund war auch eine Konsolidation mithilfe von Vertikaldrainagen und Auflastschüttung, wie sie bei ähnlichen Bauvorhaben in Cuxhaven öfter eingesetzt wurde, keine Option.
Da die geplante Bauzeit auf die Wintermonate November bis März entfiel, mussten witterungsbedingte Stillstandzeiten minimiert werden und waren im Angebot zu berücksichtigen.
Die beiden zur Wahl stehenden und auch angebotenen Bauverfahren waren zum einen die Ausführung von vermörtelten Rüttelstopfsäulen und zum anderen die Verbesserung des Baugrundes durch Dynamische Intensivverdichtung.
Das erst genannte Verfahren hat den Nachteil, dass es durch den Einsatz von Wasser und Zement wesentlich witterungsabhängiger ist und erst nach Herstellung der Pfahlgründung und der Einzelfundamente die Rüttelstopfsäulen im Nahbereich der Fundamente hergestellt werden können. Bei der Ausführung der Dynamischen Intensivverdichtung konnte auch bei –5°C und knapp 70 km/h Windgeschwindigkeit noch gearbeitet werden. Außerdem ist durch die Herstellung von DYNIV®-Säulen mit einem Durchmesser über 2,5 m ein deutlich gröberes Raster möglich. Dies erlaubt eine tägliche Flächenleistung von 800 m² pro Gerät und dadurch ein hohes Maß an Wirtschaftlichkeit. Die genannten Aspekte überzeugten den Bauherrn, sodass dieser BVT DYNIV® vorab für ein Test- und Kalibrierfeld beauftragte. Hiermit konnte eine optimale Abstimmung des Verfahrens auf den Baugrund ermöglicht und das Verfahrensrisiko des Bauherrn minimiert werden.
Nach erfolgreicher Durchführung des Kalibrierfeldes entschied sich der Bauherr, BVT DYNIV® mit der Ausführung der gesamten Bodenverbesserungsarbeiten zu beauftragen.

### 1.4 Verfahrensbeschreibung DYNIV®-Säulen

Bei der Dynamischen Intensivverdichtung, kurz auch DYNIV® genannt, wird der zu verbessernde Boden durch die kinetische Energie eines aus großer Höhe fallengelassenen Stahlgewichtes verdichtet (siehe Abb. 4 und Abb. 5).

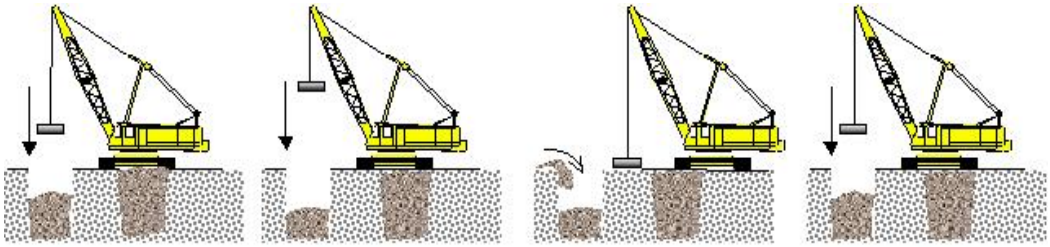


Abb. 4: Herstellung von DYNIV®-Säulen mit Zugabe von Fremdmaterial

Je nach Erfordernis und Beschaffenheit des Untergrundes erfolgt das Verfüllen der Schlagtrichter mit dem anstehenden Material (Eigenverdichtung, Dynamic Compaction) oder durch Zugabe von Fremdmaterial (DYNIV®-Säulen, Dynamic Replacement), wie es im vorliegenden Projekt ausgeführt wurde. [Varaksin, 1993] [Chaumeny et al., 2008].

Abb. 5: Drei DYNIV®-Bagger bei der Bodenverbesserung für das Siemenswerk Cuxhaven

### 1.5 Dimensionierung der Lastverteilungsschicht

Um eine optimale Lasteinleitung in die DYNIV®-Säulen zu gewährleisten, wurde auf diese ein zweilagiges geogitterbewehrtes Gründungspolster mit einer Gesamtstärke von 75 cm gelegt. Durch dieses anpassungsfähige, duktile System können Setzungsdifferenzen aus unterschiedlichen Belastungen ausgeglichen werden. Die den Berechnungen zu Grunde liegende Kurzzeitfestigkeit von 120 kN/m² und die Dehnsteifigkeit von 1.680 kN/m (je Geogitter) der beiden bi-axialen Geogitter reichen aus, um die Lastübertragung zu gewährleisten.

Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis konnte nicht nach EBGEO geführt werden, da die vordefinierten Randbedingungen (starre Säule im weichen Boden) nicht von DYNIV®-Säulen eingehalten werden. Der Nachweis wurde mithilfe der Finite-Elemente-Methode und PLAXIS 2D sowie PLAXIS 3D unter Berücksichtigung eines linear elastischen, ideal plastischen Modells mit dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium geführt. Die Berechnung der beiden biaxialen Geogitter erfolgte mit einer vordefinierten Plastizitätsgrenze.
Im Bereich der tiefgegründeten Hallenfundamente wurden die biaxialen Geogitterlagen entsprechend Abb. 6 angeordnet, sodass Kerbspannungen zwischen Stahlbetonfundamenten und Gründungspolster weitgehend vermieden werden.

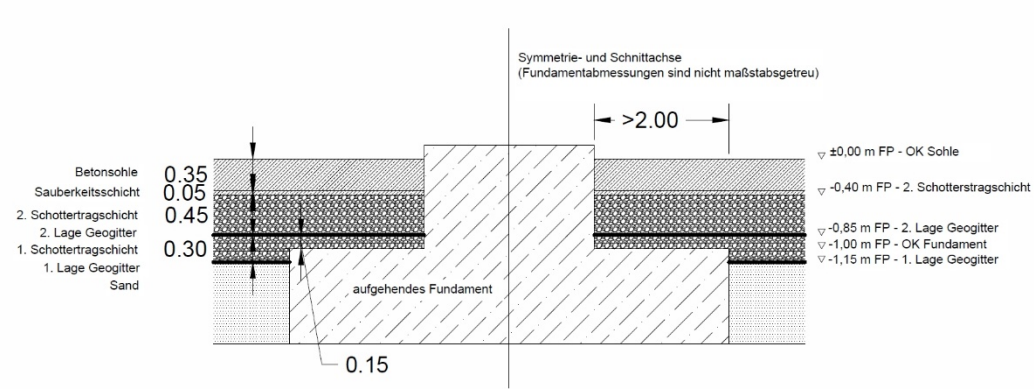



Abb. 6: Das zweilagige, biaxiale Geogitter im Bereich eines Stahlbetonfundaments (Büro Dr. Beuße)

## 2 Ausführung auf der Siemens-Baustelle in Cuxhaven

Das von BVT DYNIV® angebotene Verfahren, Dynamische Intensivverdichtung mit Zugabe von Fremdmaterial, wurde bereits in dem vorab ausgeführten Kalibrierfeld getestet und optimiert. Der so festgelegte Arbeitsablauf sah vor, die feste oberflächennahe Spülsandschicht durch einen Voraushub zu entfernen und den darunterliegenden Klei unter Zugabe von grobkörnigem Material zu verdichten. Anschließend sollte der Krater wieder mit dem Voraushubmaterial und vergleichbarem Sand verfüllt werden, wobei der Einbau lageweise erfolgte. Auf diese Weise sollte eine gut verdichtete Säule über die gesamte Tiefe hergestellt werden.

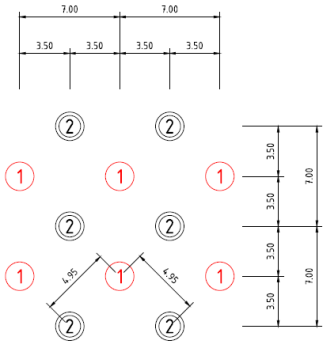



Abb. 7: DYNIV®-Säulenraster mit zwei versetzen Phasen

Vom Auftraggeber wurde ein Kalibrierfeld beauftragt, um das Bauverfahren auf seine Eignung für den Untergrund zu testen. Mithilfe von Kleinbohrungen, die vom Büro Dr. Beuße durchgeführt wurden, zeigte sich, dass der Klei unter den Säulen stark verdichtet werden konnte.
Im Rahmen dieses Kalibrierfeldes wurde ein Rastermaß in zwei Phasen von je 7 m festgelegt. Daraus resultiert ein Achsabstand von 4,95 m. In Abb. 7 ist das entsprechende Rasterschema ersichtlich.
Insgesamt wurden 5.254 Stück DYNIV®-Säulen hergestellt, wobei mit fünf Geräten eine Spitzenleistung von 3.400 m² pro Tag erzielt werden konnte. Die Materialzugabe erfolgte dabei den Bodenparametern angepasst. Auf diese Art konnte auf den angetroffenen Boden reagiert und die Ausführung sowohl wirtschaftlich als auch technisch optimiert werden. Während im Regelfall zwischen 5 m³ und 10 m³ Schotter (Tragschichtmaterial mit gebroche-

nem Material, 0/32 mm Körnung) in einen Verdichtungspunkt eingebracht wurden, erfolgte in Bereichen, in denen viel Wasser angetroffen wurde, die Zugabe von bis zu 51 m³ Schotter.
Nachdem beide Verdichtungsphasen durchgeführt wurden, erfolgte die Schlussverdichtung. Dabei wird mit einem flachen Stahlgewicht flächendeckend jeweils ein Schlag durchgeführt um den oberflächennahen Bereich (bis etwa 1,5 m Tiefe) zu verdichten.

### 2.1 Unterstützung der Verdichtungsarbeiten mit Vertikaldrainage

In vielen Bereichen kam es auf dem Baufeld zu höher liegenden Grundwasserständen. Diese hatten ihren Ursprung in einer geringfügig unterschiedlichen Lage des Kleihorizontes. Infolge von Regenereignissen floss in diesem Bereich das Wasser nicht ab und staute sich häufig auf der Geländeoberfläche.
Zu Beginn der Bautätigkeiten zeigte sich, dass die Verdichtung des Bodens in diesem Bereich problematisch war, deshalb wurden in diesem Abschnitt Vertikaldrainagen als „Entspannungsbrunnen“ eingebracht, um eine Kommunikation der beiden Grundwasserhorizonte zu ermöglichen und ein Entweichen des Wassers während der Verdichtung zu begünstigen (siehe Abb. 8). So konnte während der Verdichtungsarbeiten der Porenwasserüberdruck in kurzer Zeit abgebaut und die Verdichtung erfolgreich durchgeführt werden.

Abb. 8: Durch Vertikaldrainagen entweichendes Wasser infolge des durch die Verdichtungsarbeiten entstehenden Porenwasserüberdruckes

## 3 Qualitätskontrolle

Die Qualitätskontrolle wurde, wie es bei einer Dynamischen Intensivverdichtung üblich ist, durch Pressiometrie-Untersuchungen (PMT) realisiert.
Ergänzend dazu wurden Drucksondierungen ausgeführt. Durch die zeitsparende und einfache Ausführung konnte zusätzlich ein dichtmaschiges Aufschlussnetz über das Baufeld gelegt werden. Dies ermöglichte neben einer guten Kontrolle der Ausführung auch einen zusätzlichen Erkenntnisgewinn über die Verdichtung. So konnten die Bodenverdichtungsarbeiten erfolgreich optimiert und die Leistung gesteigert werden.
Darüber hinaus wurden zu jedem Verdichtungspunkt die eingebrachte Schlagenergie und das eingebaute Material protokolliert.

### 3.1 Nachweis der Verbesserung mithilfe von Drucksondierungen

Im Vorfeld der Arbeiten wurde das Baufeld in zwei Bohrkampagnen durch das gutachtenerstellende Büro untersucht. Es wurden zusätzlich 100 Drucksondierungen ausgeführt. Damit ist ein Vergleich zwischen den Sondierungen vor und nach der Bodenverbesserung möglich. Es erlaubt in anschaulicher Weise eine Darstellung der Bodenverbesserung mithilfe von DYNIV®-Säulen.

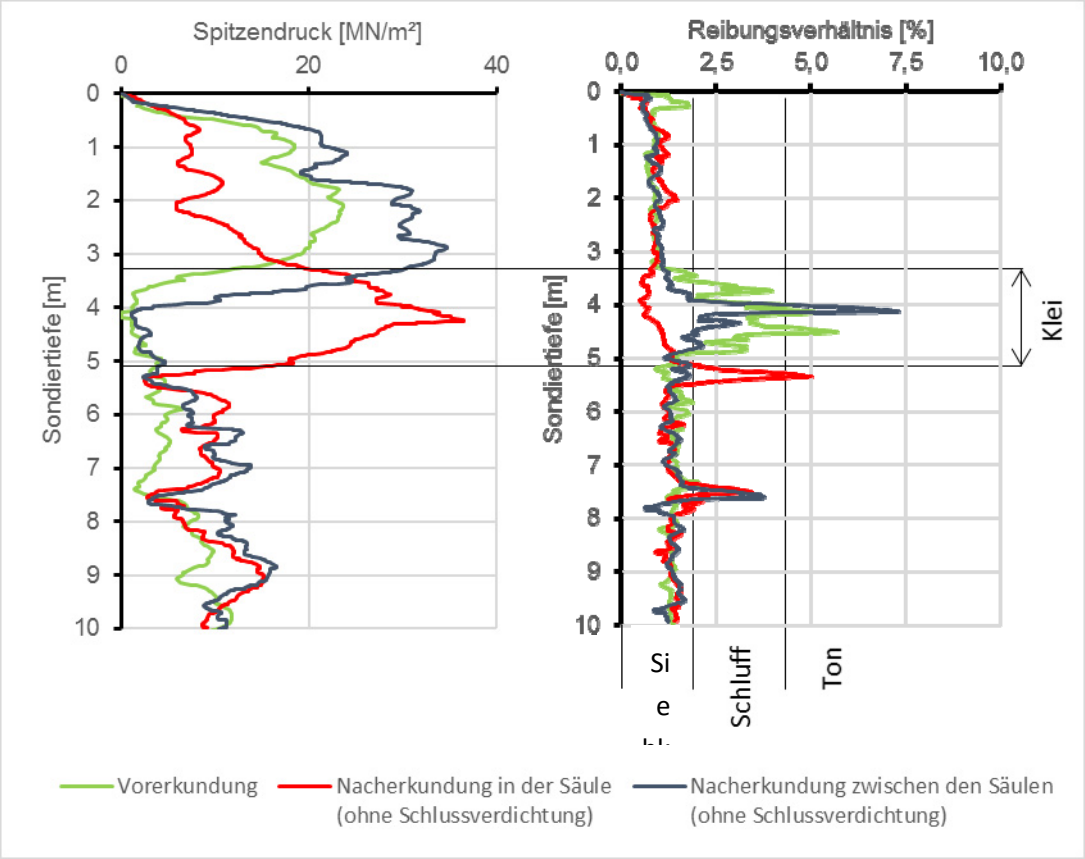



Abb. 9: Gegenüberstellung von CPT-Untersuchungen im Vorfeld der Arbeiten sowie die Nacherkundungen in der Säule und zwischen zwei Säulen. Beide Nacherkundungen wurden vor Ausführung der Schlussverdichtung durchgeführt. Der Kleibereich entspricht in etwa dem der Schluff- und Tonfraktion

Wie in Abb. 9 ersichtlich, wurde der Spitzendruck des anstehenden, dicht gelagerten aufgespülten Sandes in der Säule vermindert. Im Bereich zwischen den Säulen konnte der Spitzendruckwiderstand erhöht werden. Im Bereich des Kleis erfolgte in der Säule durch eine Verdichtung und Veränderung des Korngefüges eine deutliche Verbesserung. Der in der Vorerkundung angetroffene Kleibereich mit einer Mächtigkeit von fast 2 m wurde auf etwa ein Zehntel seiner Stärke komprimiert. So konnte der Spitzendruckwiderstand von etwa 2 MN/m² auf teilweise über 35 MN/m² gesteigert werden.
Ein Vergleich der drei Kurven in größerer Tiefe zeigt, dass der Unterschied zwischen der Sondierung in der Säule und zwischen den Säulen immer geringer wird. Dies resultiert einerseits aus der Lastausbreitung unter dem Fallgewicht, die zu einer größeren Einflussfläche und dadurch zu einer gleichmäßigeren Verdichtung führt. Andererseits nimmt mit zunehmender Tiefe die eingebrachte Energie ab und der Verbesserungseffekt wird geringer.

Es ist zu beachten, dass beide hier gezeigten Nacherkundungen vor der Schlussverdichtung ausgeführt wurden. Durch diese vollflächige Verdichtung wird besonders der oberflächennahe Bereich bis in eine Tiefe von etwa 2 m nachverdichtet.

### 3.2 Qualitätskontrolle durch Pressiometrie

Ein Pressiometer-Versuch (PMT) dient zur direkten Ermittlung des druckabhängigen Steifemoduls. Dazu wird mit einer Kleinbohrung eine Sonde abgeteuft. In dieser wird mittels Druckzelle zwischen zwei Schutzzellen Druck radial auf den anstehenden Boden aufgebracht und die entsprechende Volumenänderung erfasst (siehe Abb. 10).
Aus der Änderung des Volumens und dem dazu benötigten Druck lässt sich der Pressiometer-Modul $E_M$ ableiten. Mit dem Korrelationsfaktor $\alpha$, der sich aus den Bodeneigenschaften ergibt, lässt sich der vertikale Steifemodul $E_s$ errechnen. Der Pressiometer-Versuch ist in der Regel D 60 [Menard, 1965] geregelt, die zur französischen Vornorm wurde und in die aktuell gültige europäische DIN EN ISO 22476-4 [EN, 2013] einfloss [von Bank et al., 2015]. Der Wert $\alpha$ lässt sich aus der Regel D 60 und aus der DIN EN 1997 [EN, 2010] entnehmen.

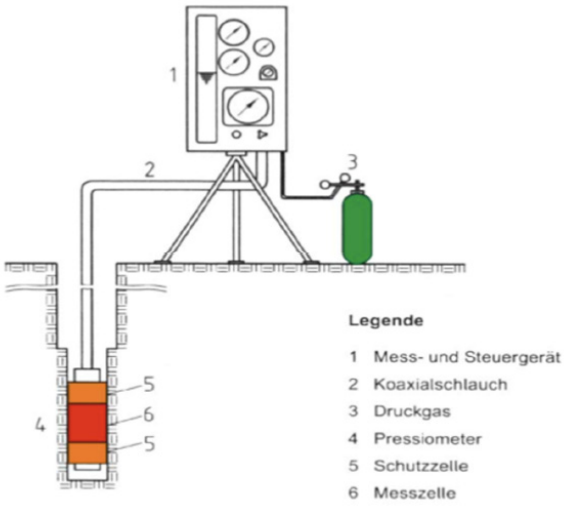



Abb. 10: Prinzipskizze Pressiometrie

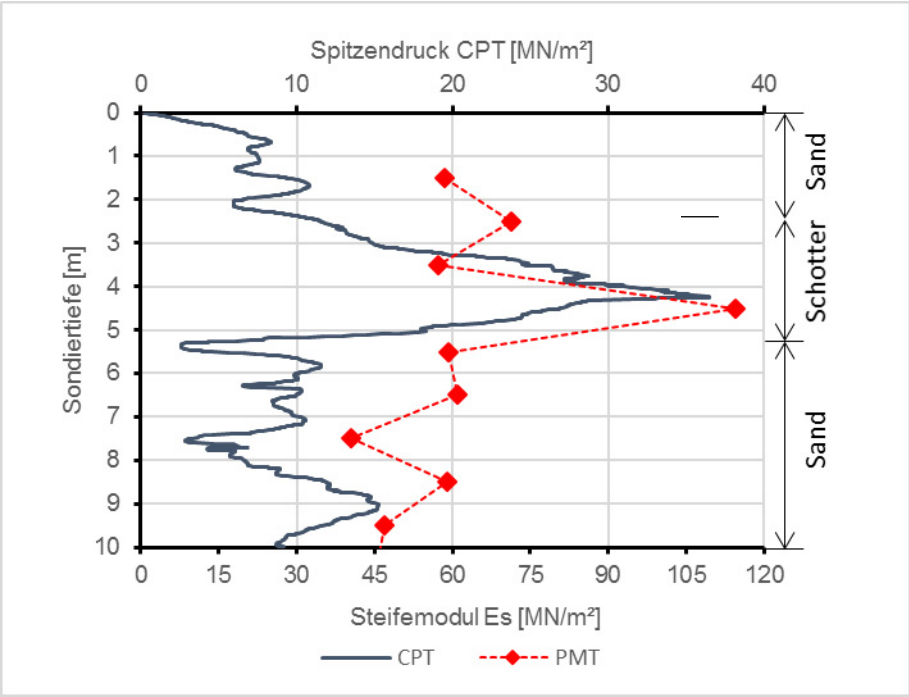



Abb. 11: Vergleich von CPT und PMT in der Säule nach DYNIV® (vor Ausführung der Schlussverdichtung)

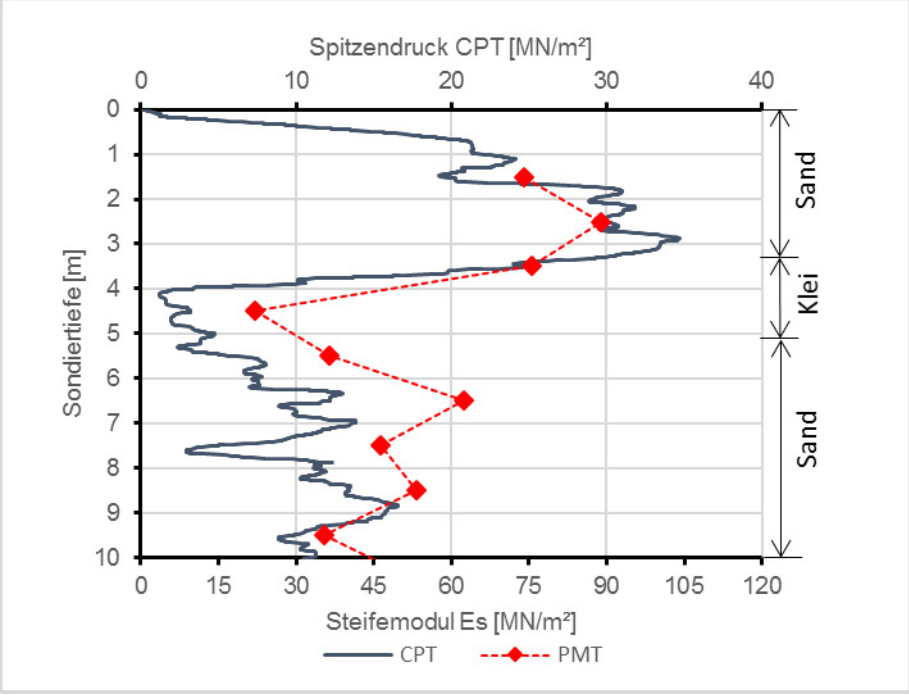



Abb. 12: Vergleich von CPT und PMT zwischen zwei Säulen nach DYNIV® (vor Ausführung der Schlussverdichtung)

Die Qualitätskontrolle und der Nachweis der erfolgreichen Verdichtung erfolgten primär mithilfe von Pressiometer-Untersuchungen. Dazu wurde in erster Linie der Steifemodul in den DYNIV®-Säulen errechnet. Außerdem erfolgte eine Versuchsdurchführung in der Säule und eine zwischen zwei Säulen. Anschließend wurde das harmonische, flächenbezogene Mittel aus diesen Werten errechnet. Dieser Wert wird als $E_{s,verb}$ bezeichnet und steht für den verbesserten Steifemodul der verschmierten Fläche.

Nach Ausführung der Bodenverbesserung musste ein harmonischer, mittlerer Steifemodul über die gesamte Fläche mit $E_s \geq 40$ MN/m² erreicht werden. Als zweites Kriterium wurde durch den Gebrauchstauglichkeitsnachweis für das Gründungspolster ein gemittelter Steifemodul von $E_s \geq 55$ MN/m² für eine einzelne DYNIV®-Säule vorgegeben. Die Anforderungen konnten mittels 62 Pressiometer-Sondierungen mit jeweils 9 Einzelversuchen nachgewiesen werden. Es erfolgten daher mehr als 550 in-situ Last-Verformungsversuche.

In den Verdichtungspunkten, in denen die in Abb. 9 dargestellten Drucksondierungen durchgeführt wurden, sind auch Pressiometrie-Sondierungen ausgeführt worden. Die Ergebnisse wurden in Abb. 11 und Abb. 12 zusammengefasst. Die Ergebnisse der PMT-Untersuchung werden jenen der CPT-Sondierung in diesen beiden Grafiken gegenübergestellt. Es zeigt sich dabei ein ähnlicher Verlauf über die aufgeschlossene Tiefe von 10 m und eine eindeutige Korrelation zwischen $E_s$ und $q_c$. Besonders bemerkenswert ist, dass der höchste Steifemodul $E_s$ in dem mit Schotter verbesserten Kleihorizont erzielt wurde.

## 4 Schlussfolgerung

Ein wesentlicher Faktor dieses Bauvorhabens war der Termindruck von Seiten des Auftraggebers. Dies begann bei der Bodenverbesserung und zog sich bis zur Herstellung der Produktionshalle mit Lager- und Verkehrsflächen für alle Folgegewerke hin. Trotzdem nutzte der Bauherr in intelligenter Weise die Zeit vor der Ausführung zur Erstellung eines umfangreichen und detaillierten Gutachtens sowie zur Durchführung eines Kalibrierfeldes.
Durch die genaue Beschreibung des Baufeldes wurde zum einen die Ungewissheit über den Baugrund minimiert und damit das Risiko quantifiziert, so dass sich der Bauherr vor unerwarteten Kosten schützen konnte. Zum anderen wurde so das Verfahrens- und Ausführungsrisiko für den Auftragnehmer gesenkt. Mit der Ausführung des Kalibrierfeldes hatte das ausführende Unternehmen die Chance, das Bauverfahren bereits während der Angebotsphase zu testen. Dadurch wusste der Auftragnehmer bereits vor der tatsächlichen Ausführungsphase, wie der Boden reagiert und konnte schon im Vorlauf des Projektes eventuelle Probleme abwenden, sowie die vorgefundenen Randbedingungen in sein Angebot einarbeiten. Der Auftraggeber hatte auf diese Weise bereits vor Vergabe einen Eindruck von dem Bauverfahren und konnte diese Kenntnisse in die Auftragsvergabe mit einfließen lassen.
Dies waren wesentliche Punkte, die dazu beigetragen haben, dass die letzte Säule eine Woche vor Vertragstermin hergestellt wurde, und das Bauvorhaben sowohl im Kosten- als auch im Zeitrahmen blieb. Die Tatsache, dass trotz widrigster Bedingungen im Winter kein einziger Ausfalltag zu verzeichnen war, bestätigt, dass die Verfahrenswahl richtig war.

Abb. 13: Simplex Rammpfahl in einer DYNIV®-Säule

Neben dem dichten Aufschlussnetz an Nacherkundungen konnte die unerwartet hohe Schlagzahl beim Rammen der Pfähle die gute Qualität der DYNIV®-Säulen und den darunterliegenden Sanden bestätigen (siehe Abb. 13).
Durch die Kombination von Drucksondierung und Pressiometrie konnte die Bodenverbesserung detailliert überwacht und die Qualität der Ausführung dokumentiert werden. Es zeigte sich, dass diese beiden Sondierungsmethoden durch ihre unterschiedlichen Vor- und Nachteile keine Konkurrenz darstellen, sondern - richtig eingesetzt - sich hervorragend in diesen Böden ergänzen.
Durch die detaillierten Nacherkundungen konnte die Chance genutzt werden, die Bemessung des Gründungspolsters zu optimieren und die Kosten zu senken.

Zuletzt muss an dieser Stelle ein Dank an alle Projektbeteiligten ausgesprochen werden, die bei diesem Bauverfahren hervorragend zusammengearbeitet und so einen reibungsfreien Ablauf ermöglicht haben.

## 5 Literatur

von Bank, M., Durchholz, M., Gündling, N., Markgraft, D. (2015): Die Ertüchtigung eines Gewerbegebietes durch Baugrundverbesserung vor dem Verkauf, Veröffentlichung im Tagungsband der 10. ÖGT, ÖIAV Wien

Beuße M. (2015): Baugrundgutachten Siemensbaustelle Cuxhaven

Chaumeny, J.-L., Hecht, T., Kirstein, J.F., Krings, M., Lutz, B., (2008): Dynamische Intensivverdichtung (DYNIV®) für die Kreuzung eines aktiven Erdfallgebietes im Zuge der Bundesautobahn BAB A 71, 4. Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichung des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin

D 60 Ménard, L. (1965): “Le Pressiometrie”, Règles d´utilisation des techniques pressiometètriques et d´exploration des résultats obtenus pour le calcul des fondations; Notice Generale Montreal.

DIN EN ISO 22476-4: 2013-03: Geotechnische Erkundungen und Untersuchungen – Felduntersuchungen – Teil 4: Pressiometerversuche nach Menard.

DIN EN 1997-2: 2010-10: Eurocode 7 - Erkundung und Untersuchung von Baugrund

Varaksin, S., (1993): Neue Entwicklungen von Bodenverbesserungstechniken und ihre Anwendung in der Praxis, Veröffentlichung der BVT DYNIV® GmbH, Eigenverlag München

# Hardgelinjektionen zur Herstellung von Fußgängertunnels unter laufendem Verkehr

Marcel Douaihy
Bauer International Qatar Ltd.
Roland Kleina
Bauer Spezialtiefbau GmbH

## 1 Projektbeschreibung und Anforderungen

Um das Überqueren der sehr breiten Strassen für Fußgänger im Innenstadtbereich zu erleichtern, wurden von den Stadtverwaltungen in Abu Dhabi und Doha Fußgängertunnels geplant im Bereich zwischen den ampelgeregelten Kreuzungen.
Die Tunnels sollen sehr flach unter den Straßen verlaufen, um die Anzahl der Zugangsstufen so gering wie möglich zu halten. Während der gesamten Bauphase muß der Straßenverkehr ungehindert fließen können.
Länge der Fußgängertunnel ca. 40 m bis 90 m.

Gewählte Lösung:

- Gesteuerte horizontale Bohrungen von den Startschächten aus
- Bohrverfahren mit möglichst wenig Bodenaustrag
- Herstellen eines Stützgewölbes aus inijeziertem Bodenkörper
- Länge des Ausbruchs in Tunnellängsachse auf ca. 2 m beschränkt
- Injektionsrohre aus Stahl, verbleiben im Boden als zusätzliche Sicherheit
- Sofortige Ausbruchssicherung durch Spritzbetonschale, abschnittsweise

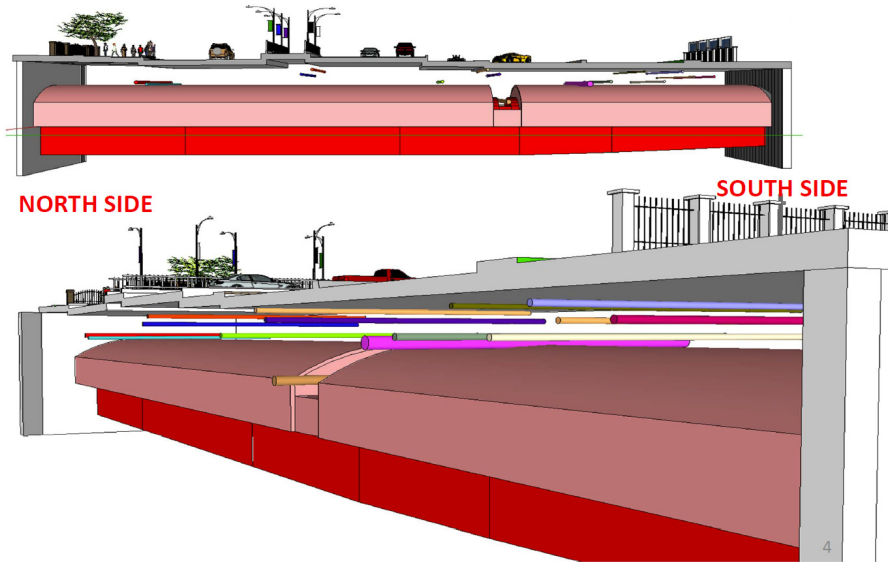



*Abbildung 1 Projektübersicht*

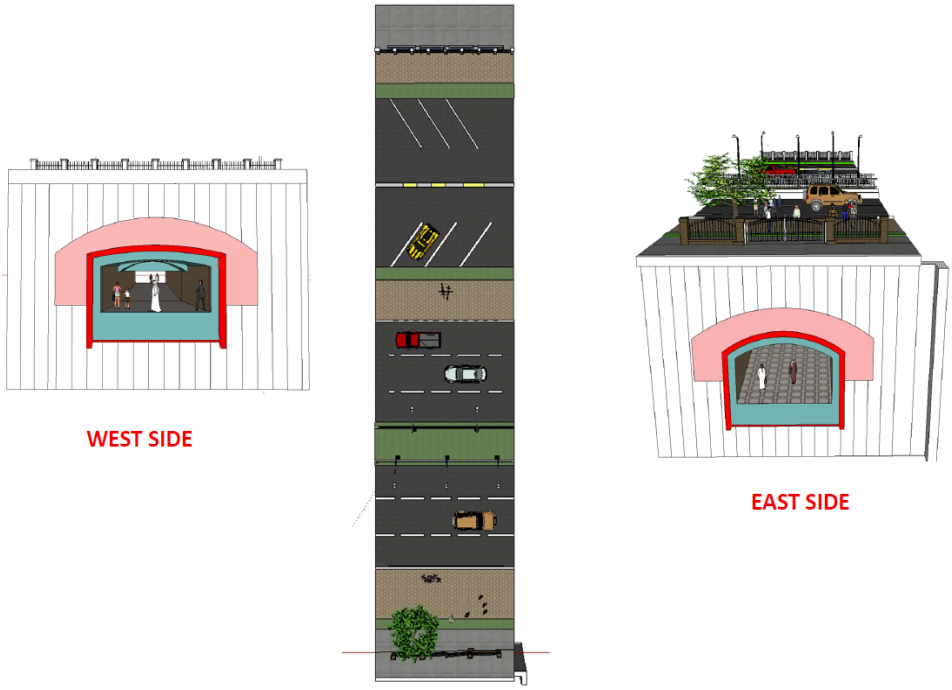



*Abbildung 2 Typische Tunnelanordnung*

Vorteile des gewählten Systems

- Keine Verlegung der Sparten erforderlich
- Uneingeschränkter Verkehrsfluss an der Oberfläche
- Startschächte werden Bestandteil des Bauwerks
- Zeitsparende Methode
- Integrierte Grundwasserhaltung
- Minimale Überdeckung vom Ausbruchquerschnitt zur Straßenoberfläche, ca. 1 m
- Injektionsrohre können nachverpresst werden
- Injektionsschirm verbleibt über gesamte Tunnellänge
- Sichere Stützung des Ausbruchs durch Stützgewölbe

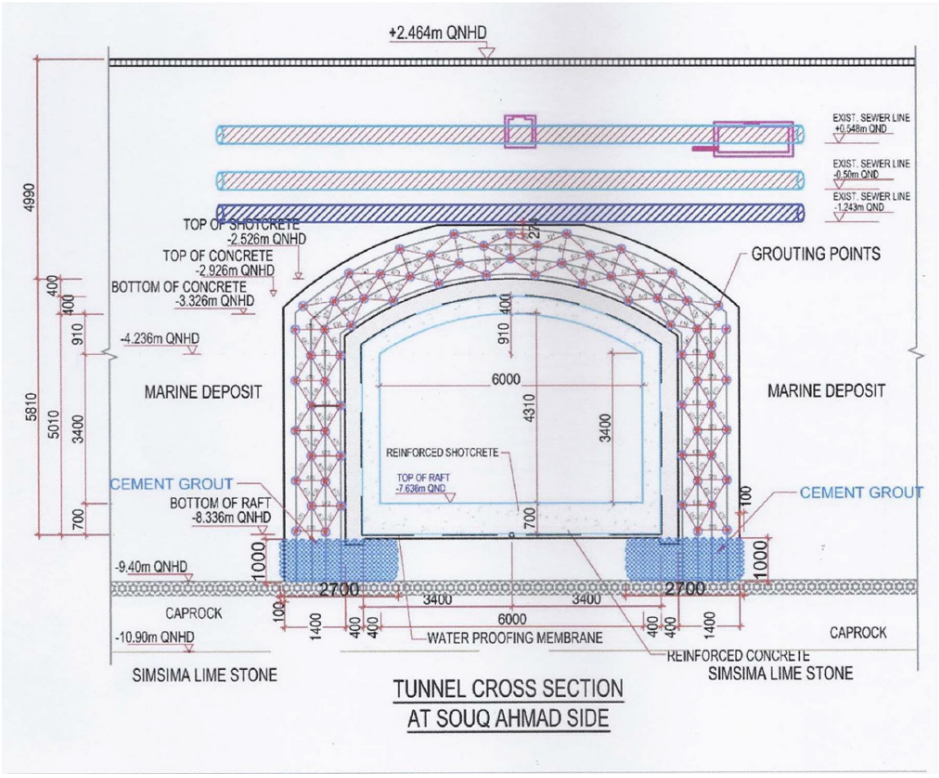
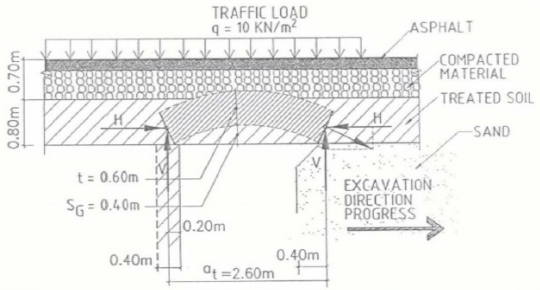



*Abbildung 3 Anordnung der Injektionsbohrungen, Beispiel*

## 2 Spannungsnachweis im Stützgewölbe

Manuel ermittelte einaxiale Druckspannungen für 2 m Ausbruchphase:

| | |
|---|---|
| in Tunnellängsrichtung | max. 210 kN/m² |
| in Tunnelquerrichtung | max. 389 kN/m² (nicht maßgebend) |




Mit 3D FE Analyse ermittelte Druckspannungen:

| | |
|---|---|
| in Gewölbemitte | max. 142 kN/m² |
| Maximalwert | 218 kN/m² |

Gemessene Testresultate:

1000 - 2500 kN/m²

Sicherheitsfaktor Fs ~ 4

## 3 Herstellung der Zugangsschächte mit überschnittenen Bohrpfahlwänden

*Abbildung 4 Grundriss der Baugrubenwände abhängig von der Architektur der Zugangsbauwerke*

## 4 Gesteuerte Horizontalbohrungen

Horizontal gesteuerte Bohrungen werden zuerst von einem Startschacht aus zum Zielschacht auf der anderen Straßenseite gebohrt. Der Bohrkopf wird entfernt, durch einen Räumer ersetzt, die Stahlrohre mit den Injektionsventilen angehängt und auf die Startseite zurückgezogen.

- Bohrgenauigkeit +/- 2cm auf 100 m
- nur 1 m Überdeckung möglich
- Bohrungen und Injektionsrohre folgen dem Verlauf des Ausbruchsquerschnitts
- Rohre sind nachverpressbar
- Rohre bieten zusätzliche Sicherheit

*Abbildung 5 Horizontalbohranlage*

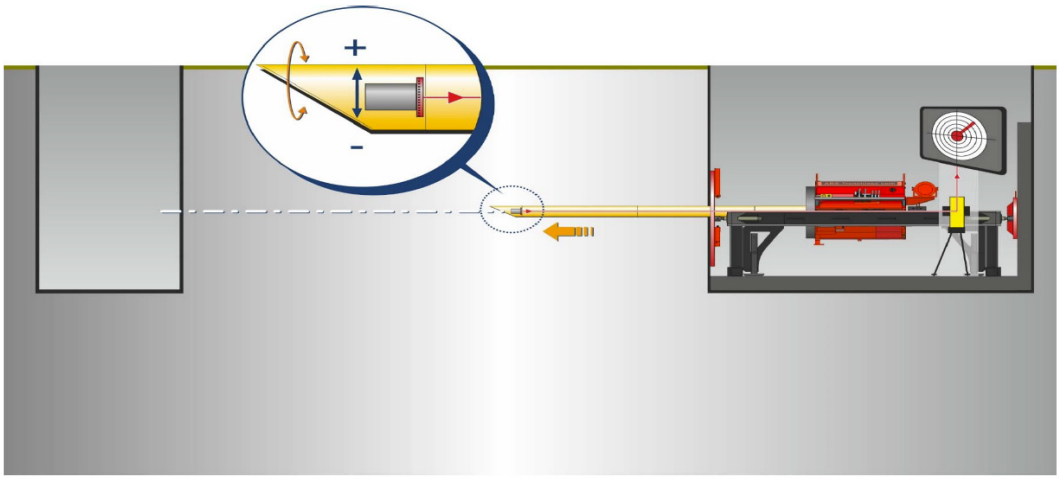


*Abbildung 6 Gesteuertes Horizontalbohrsystem*

*Abbildung 7 Kontrollsystem der Richtbohranlage*

*Abbildung 8 Online-Kontrolle des Bohrgeräteführers*

*Abbildung 9 Bohrgestänge des gesteuerten Bohrsystems*

*Abbildung 10 Anschneiden der Schachtwand*

*Abbildung 11 Abgeschrägter Anfänger zur Richtungskorrektur*

*Abbildung 12 Mc-Tubi Pipe mit Injektionsventil und Doppelpacker*

*Abbildung 13 Abstand der Injektionsventile 75 cm, Doppelpacker*

*Abbildung 14 Anordnung der Injektionsrohre am Startschacht*

*Abbildung 15 Bodenverhältnisse für Horizontalbohrungen und Injektion in Abu Dhabi, vorwiegend Sand*

*Abbildung 16 Bodenverhältnisse für Horizontalbohrungen und Injektion in Doha, vorwiegend brüchiger Kalkstein*

# 5 Injektionen

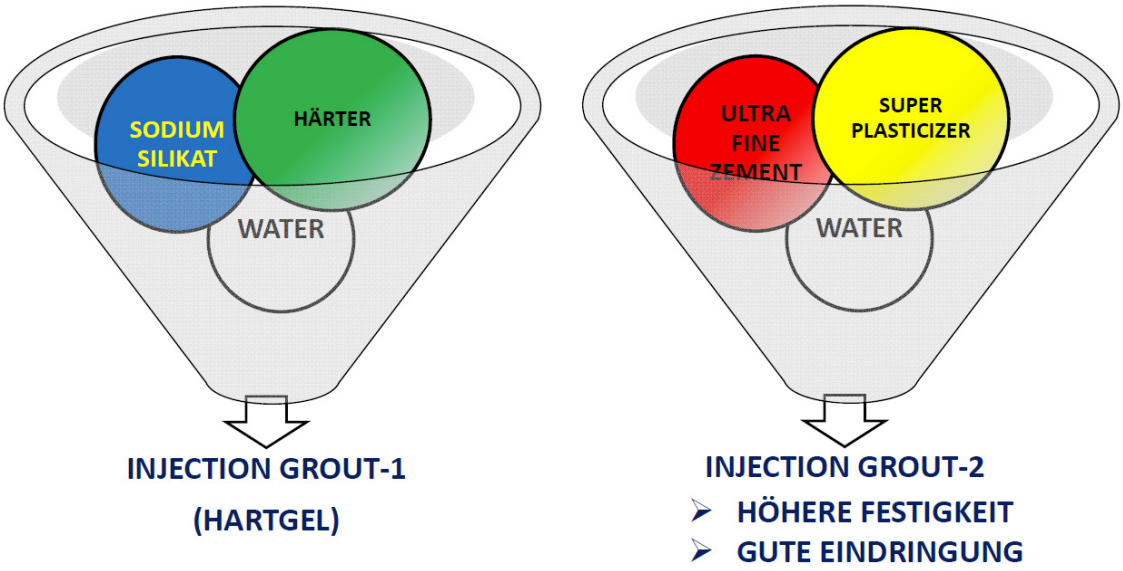



*Abbildung 17 Zusammensetzung des Injektionsmaterials*

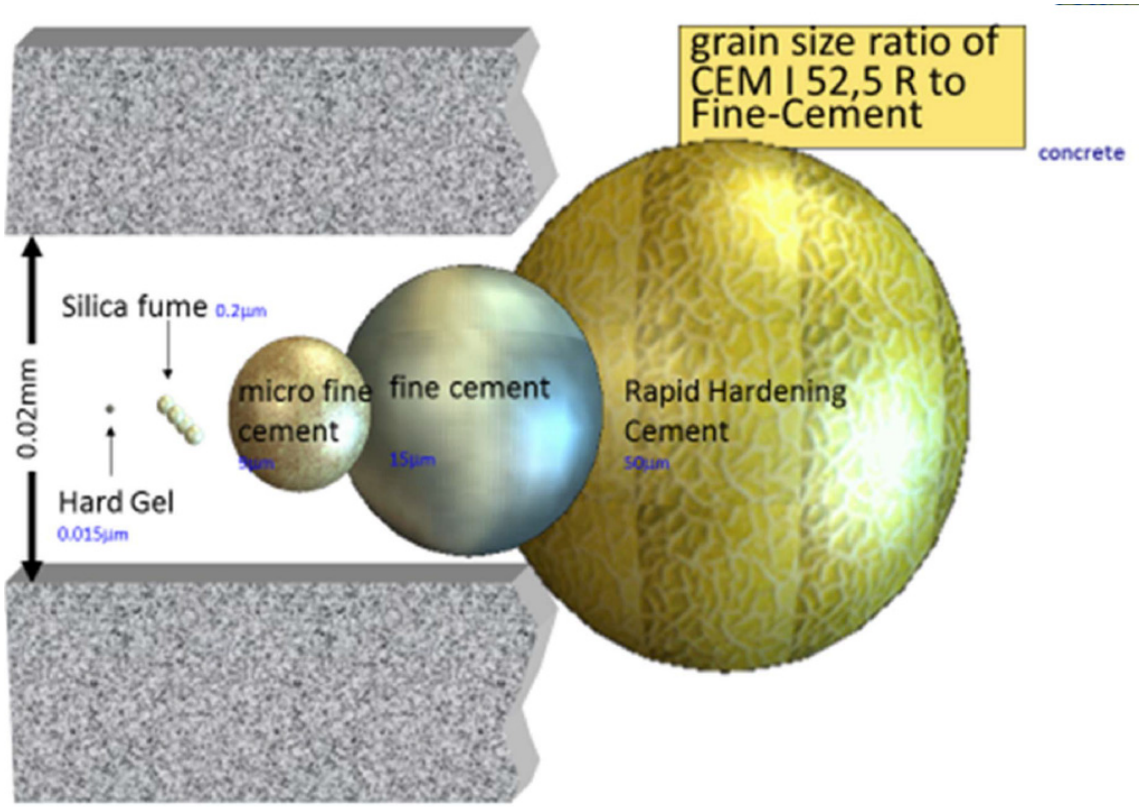



*Abbildung 18 Größenvergleich der Partikel in Injektionsmaterialien*

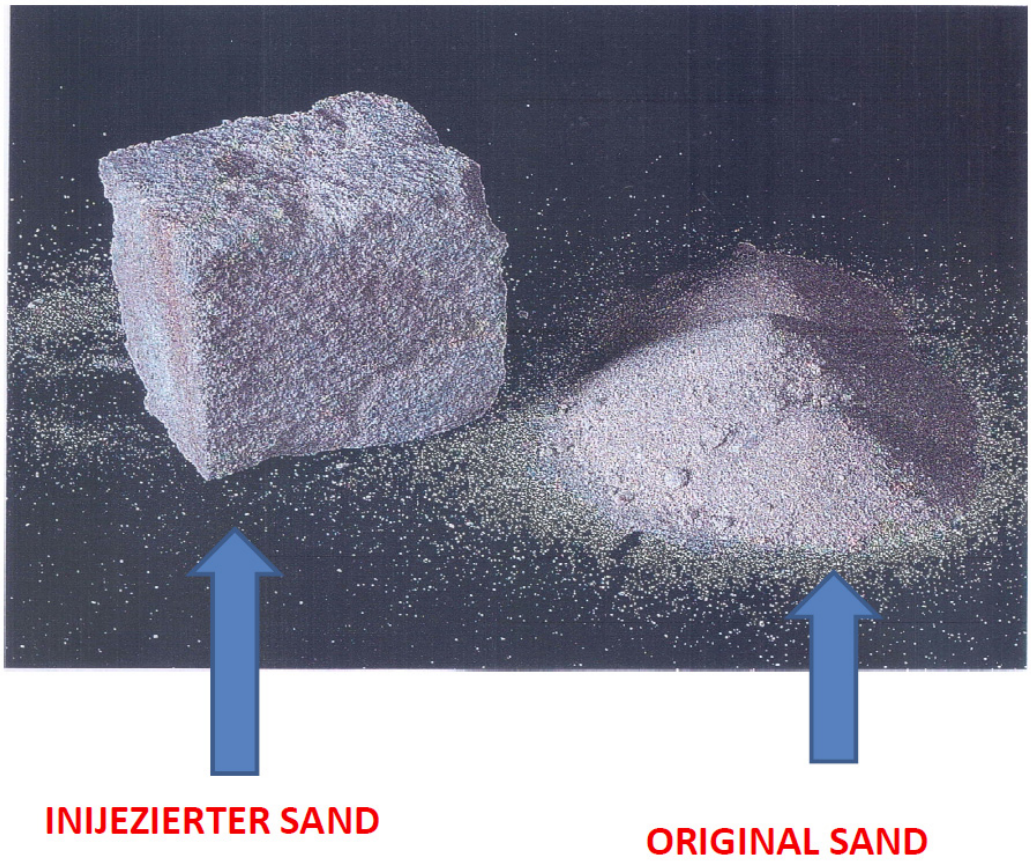



*Abbildung 19 Wirkung der Hartgel Injektion*

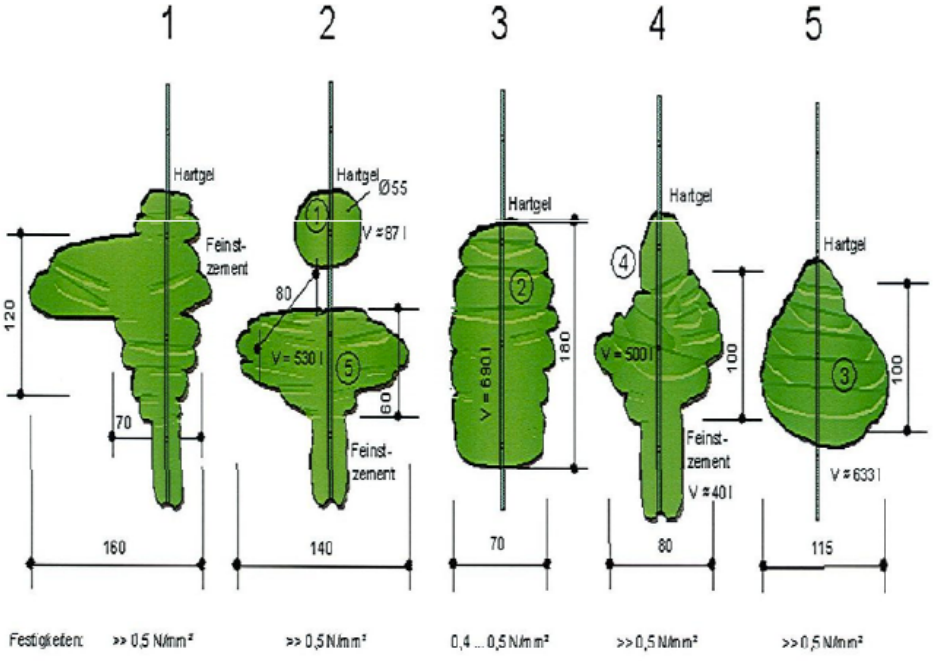



*Abbildung 20 Ausgegrabene Testkörper im Feldversuch*

*Abbildung 21 Ausgegrabene Testkörper im Feldversuch*

*Abbildung 22 Injektion mit Doppelpackern von COMDRILL gleichzeitiges Verpressen an 5 Rohren; Verpressrate Hartgel: ca. 5 –6 l/min, ca. 200 l pro Ventilöffnung*

*Abbildung 23 Horizontale Filterrohre zur Grundwasserkontrolle - OPTIONAL*

## 6 Ausführung Tunnel

*Abbildung 24 Tunnelaushub: Öffnen der Bohrpfahlwand mit Kernbohrungen und vertikalen Sägeschnitten*

*Abbildung 25 Beginn des Tunnelaushubs*

*Abbildung 26 Abschnittsweise Sicherung durch bewehrten Spritzbeton t =~ 30 cm*

*Abbildung 27 Vollständig ausgehobener Tunnel, mit Spritzbeton gesichert*

*Abbildung 28 Einbau der Dichtungselemente auf Spritzbeton*

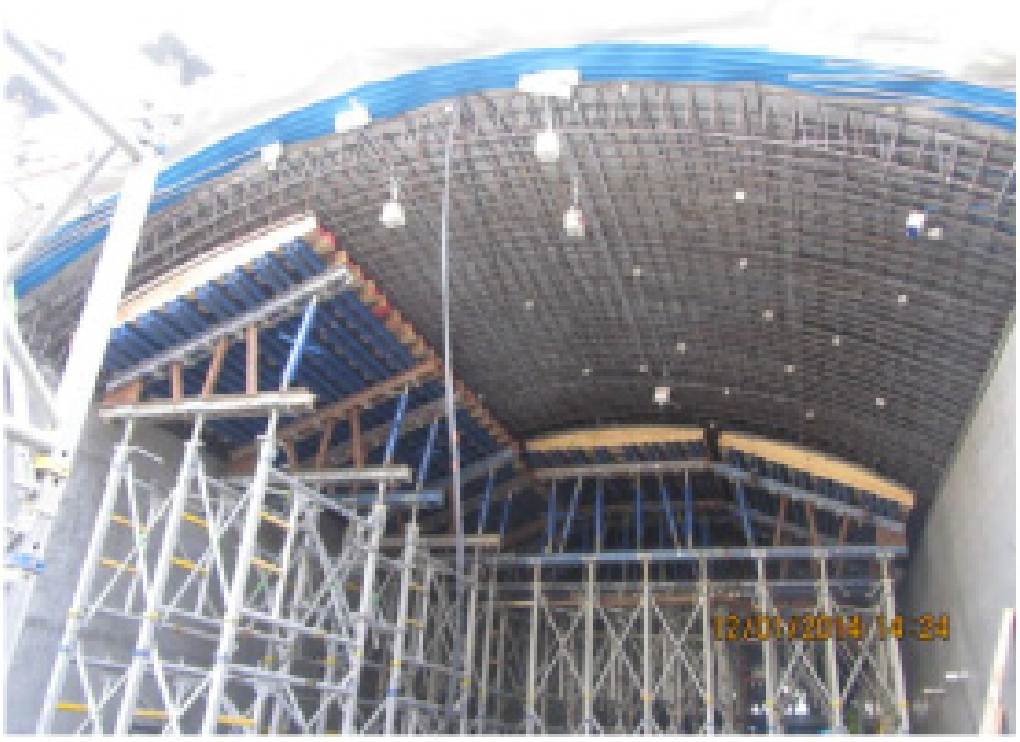



*Abbildung 29 Einbau der Innenschale*

*Abbildung 30 Einbau der Innenschale*

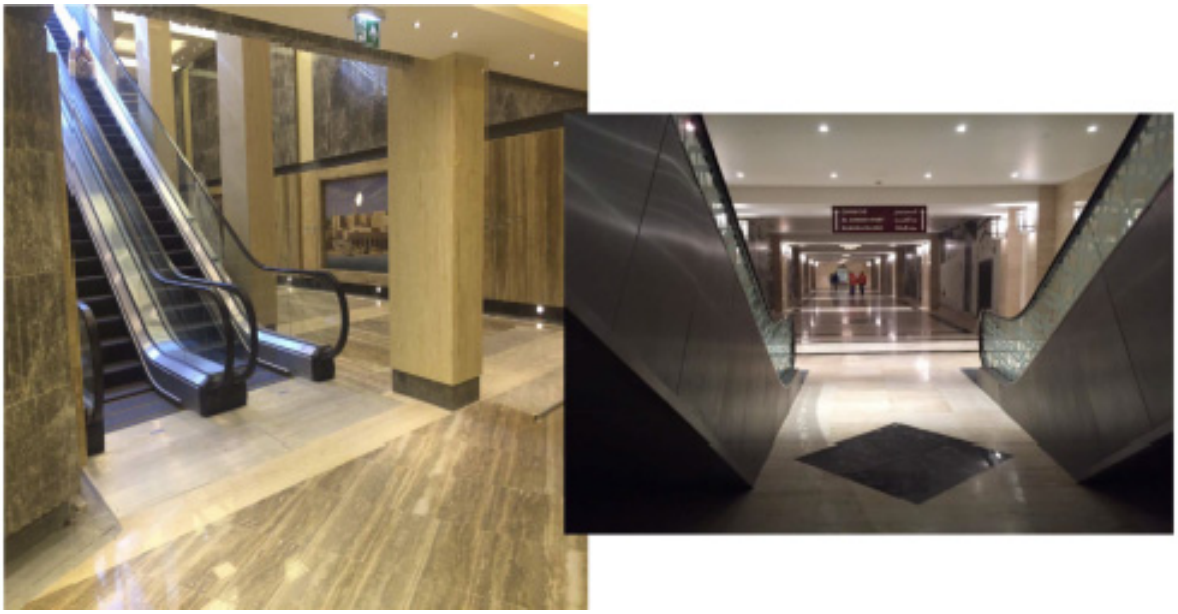


*Abbildung 31 Tunnel im Endzustand*

# Kombilösung Karlsruhe
# Bergmännischer Lockergesteinsvortrieb
# im vorvergüteten Baugrund mit Druckluftwasserhaltung

Dipl.-Ing.(TU) Frank Nenninger
KASIG, Karlsruhe
Dipl.-Geol. (TU) Markus Feneberg
FenCon, Kirchseeon

## 1 Projektvorstellung

Das Projekt "Kombilösung" ist eine Kombination von zwei Teilprojekten: Der seit 2010 in der Realisierung befindliche Stadtbahntunnel Kaiserstraße mit Südabzweig Ettlinger Straße sowie das in der Bauvorbereitungsphase befindliche Teilprojekt "Straßenbahn Kriegsstraße mit Straßentunnel". Der Stadtbahntunnel verbindet in West-Ost-Richtung auf einer Länge von 2,4 km vier unterirdische Haltestellen sowie eine 1 km lange Nord-Süd-Röhre mit drei weiteren unterirdischen Haltestellen.
Die Kombilösung verfolgt mehrere Ziele:

- Verbesserung und Zukunftssicherung des ÖPNV, der allein im Stadtgebiet Karlsruhe inzwischen knapp 114 Millionen Fahrgäste pro Jahr befördert
- Schaffen einer „echten“ Fußgängerzone dort, wo heute noch pro Richtung eine Bahn je Minute verkehrt
- erhebliche Aufwertung des Stadtbilds, insbesondere mit dem Teilprojekt Umbau Kriegs-straße

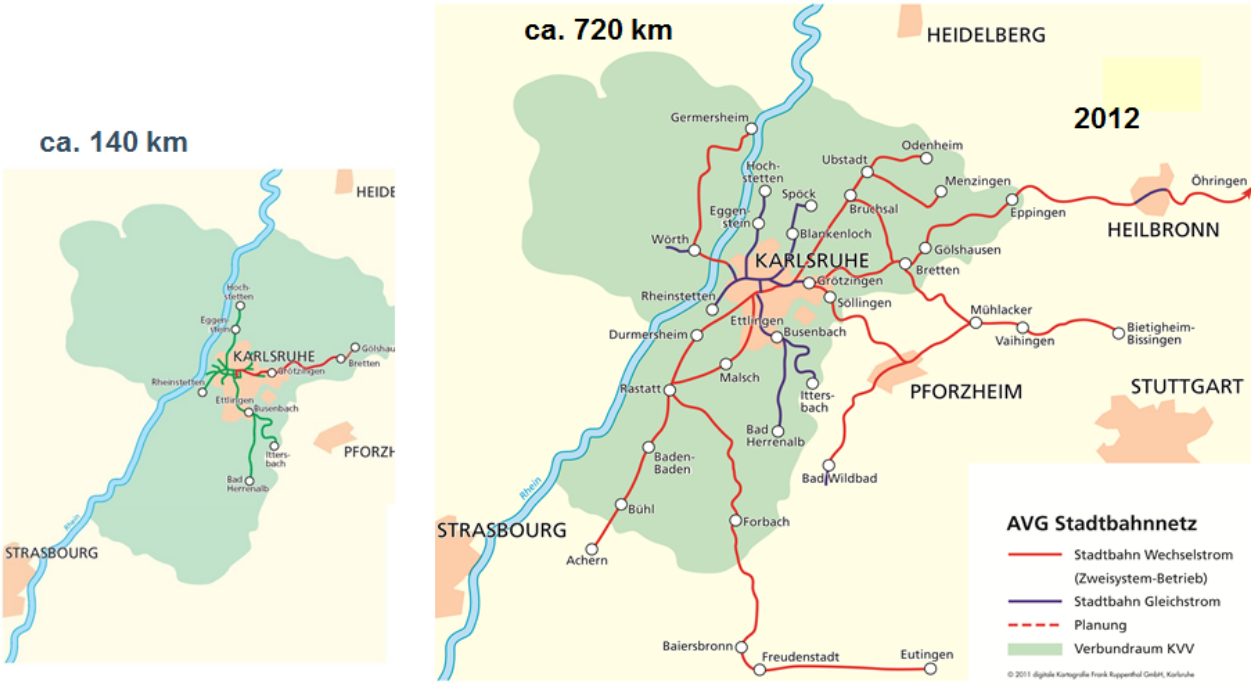



Bild 1: Entwicklung des Nahverkehrsnetzes

## 2 Herausforderung Innenstadtlage

Eine besondere Herausforderung sind die sehr komplexen Randbedingungen und die daraus resultierenden Auflagen für den Baubetrieb:

Während der gesamten Bauabwicklung muss im äußerst beengten, öffentlichen Raum die Aufrechterhaltung des

- Fußgängerverkehrs,
- Straßenbahnbetriebs,
- täglichen Geschäftslebens
- sowie die Versorgungssicherheit von Anwohnern und Gewerbe

auch bei der max. Ausdehnung der Haltestellenbauwerke, also ein unmittelbares Angrenzen der Haltestellen an die bestehende Nachbarbebauung, erhalten bleiben. Deshalb wurden **Bauverfahren, Bauabläufe und Bauzeiten** so geplant, dass

- einerseits die Beeinträchtigungen für Anwohner, Fußgängerverkehr, Bahnbetrieb und den motorisierten Individualverkehr, vor allem an den Hauptverkehrsknoten, auf ein Minimum reduziert werden,
- andererseits der Baubetrieb sinnvoll und sicher abgewickelt werden kann.

Bild 2: Innenstadtsituation in der Kaiserstraße

## 3 Unterirdische Bauverfahren maschinell und konventionell

Zwischen der Haltestellen Durlach Tor und dem Zielschacht unter dem Kaiserplatz wurde eine Tunnelbohrmaschine mit einem Durchmesser von 9,3 m eingesetzt. Die Überlagerung betrug 4,5-6,5 m. In den Schottern und Sanden der Rheinablagerungen steht der Grundwas-

serstand bei ca. 3,5-4 m unter Gelände an. Die Schildfahrt wurde im September 2015 erfolgreich beendet.

Ein weiterer Streckenabschnitt zwischen den Haltestellen Marktplatz und Ettlinger Tor wird bergmännisch aufgefahren. Dabei werden die wassergesättigten Rheinsedimente mittels Druckluftwasserhaltung beherrscht. Auf diesen 250 m langen Bereich in der Karl–Friedrich-Straße wird im weiteren Verlauf des Beitrags eingegangen.

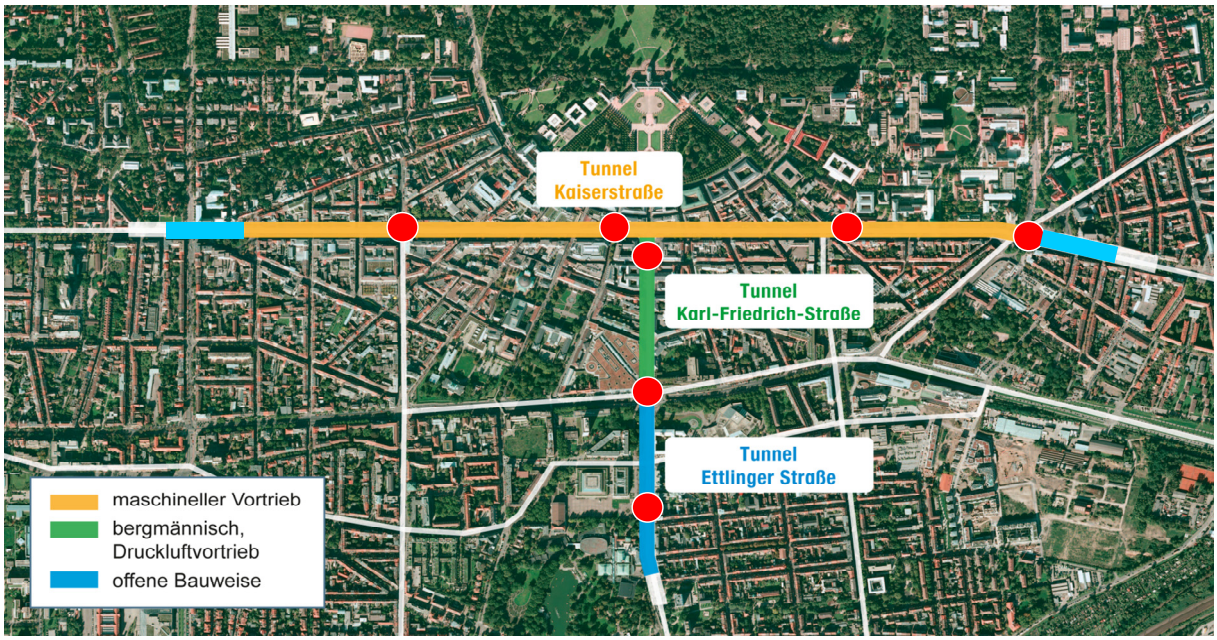



Bild 3: Bauweisen des Teilprojektes Stadtbahntunnel

## 4 Entwurfsphase

In der Entwurfsphase wurden für den innerstädtischen Streckenabschnitt viele Varianten untersucht. Auf folgende Varianten wird näher eingegangen:

- Vortrieb mit einer Tunnelvortriebsmaschine
- Deckelbauweise
- offene Bauweise
- konventioneller Vortrieb mit Vereisung
- konventioneller Vortrieb mit Druckluftwasserhaltung

Aufgrund der innerstädtischen Verhältnisse und dem dichten Leitungsnetz aus Ver- und Entsorgungsleitungen sowie Medienleitungen schied sowohl die offene Bauweise als auch die Deckelbauweise aus. Ein ganz wesentlicher Aspekt war in der Entwurfsphase die Zugänglichkeit der Geschäfts- und Wohngebäude sowie der öffentlichen Einrichtungen wie beispielsweise zur Polizei zu gewähren.

Ein weiterer Aspekt war, den öffentlichen Nahverkehr auf der Strecke zwischen Marktplatz und Ettlinger Tor nur für einen kurzen Zeitraum außer Betrieb zu nehmen. Bei den Entsorgungsleitungen spielte der von Ost nach West verlaufende Landgraben und die Beherr-

schung der Unterfahrung eine wesentliche Rolle. Der Landgraben ist der Hauptentwässerungssammler der Stadt und wird auch als Hochwasserretentionsraum genutzt, damit bei Starkregenereignissen der Rückstau in die Gebäude so gering wie möglich gehalten wird. Dies und die Anforderung, unter dem Landgraben den zweigleisigen Tunnel auf drei Gleise aufzuweiten, führte dazu, dass eine untertägige Lösung gefunden werden musste.

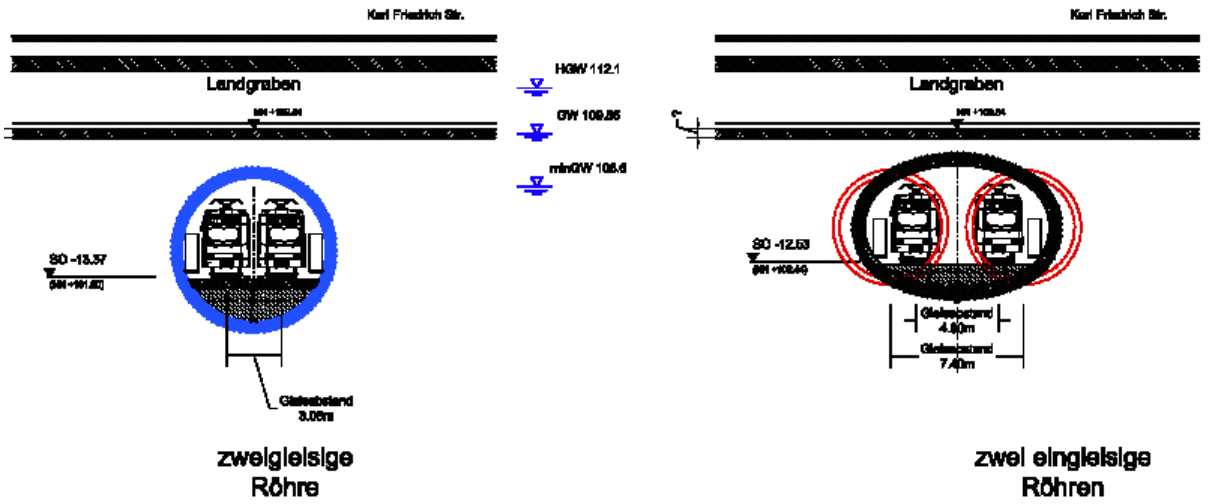
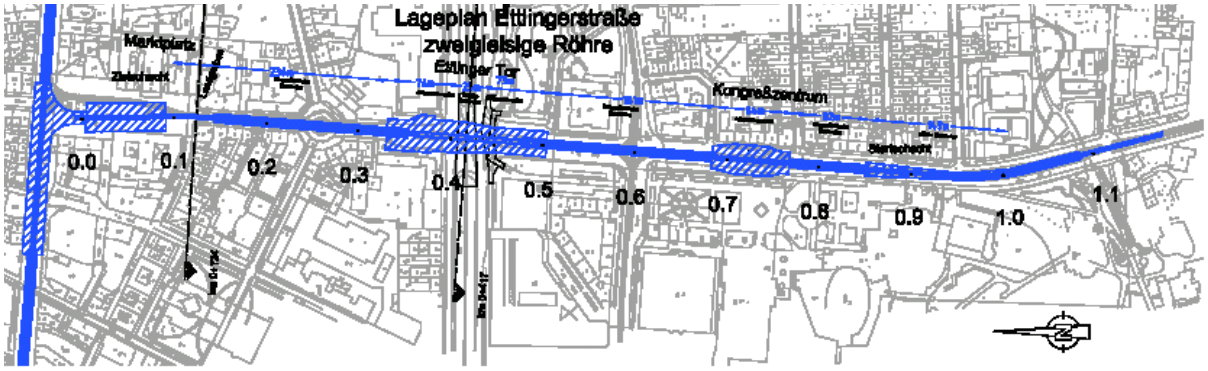



Bild 4: Variantenuntersuchung unter dem Landgraben mit Aufweitungssituation

Für eine Tunnelvortriebsmaschine waren folgende Sachverhalte ausschlaggebend dafür, dass diese Variante nicht gewählt wurde. Die Vortriebstrecke zwischen Rampe Augartenstraße im Süden und Marktplatz betrug lediglich 500 m. Es wären die beiden Haltestellen Ettlinger Tor und Kongresszentrum zu durchfahren gewesen.



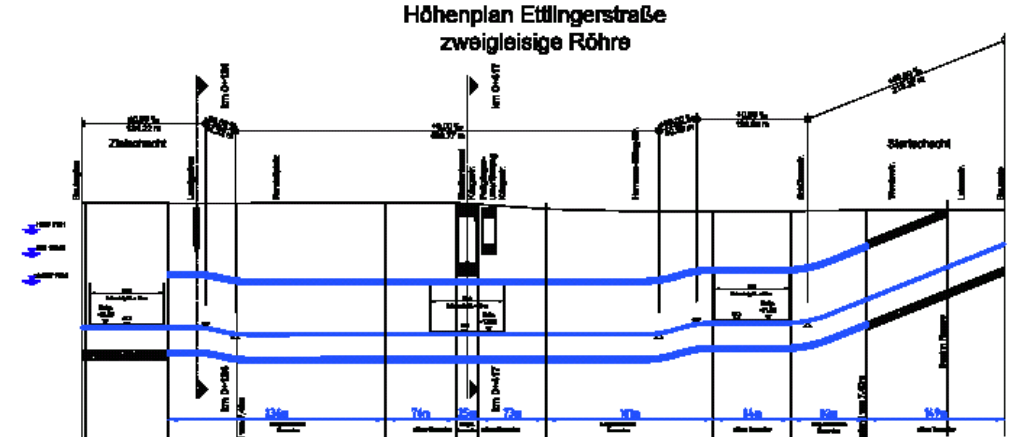




Bild 5: Südabzweig zwischen Marktplatz und Augatenstraße

Für eine weitere Separationsanlage innerstädtisch fehlte die Akzeptanz bei der Bevölkerung und den Stadtplanern. Ein weiteres Kriterium zum Ausschluss einer untertägigen Lösung mit Schildmaschine war der Aufweitungsbereich unter dem Landgraben, welcher einer Sonderlösung bedurft hätte, die mit einer Schildmaschine nicht zu realisieren gewesen wäre.

So entschied man sich, einen konventionellen Baggervortrieb auszuschreiben und untersuchte die Varianten zur Wasserhaltung. Bei der Vereisung war in der Entwurfs- und Genehmigungsphase die Bohrtechnik nicht so ausgereift, um zielgerichtet von den Haltestellen Marktplatz und Ettlinger Tor 130 m lange Vereisungsbohrungen auszuführen. Ein weiteres Kriterium war die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers, welche zu hoch war, um ungesichert davon ausgehen zu können, dass sich ein Vereisungskörper aufbaut. Somit schied diese Lösung ebenfalls aus und es wurde eine Druckluftwasserhaltung für den konventionellen Baggervortrieb installiert.

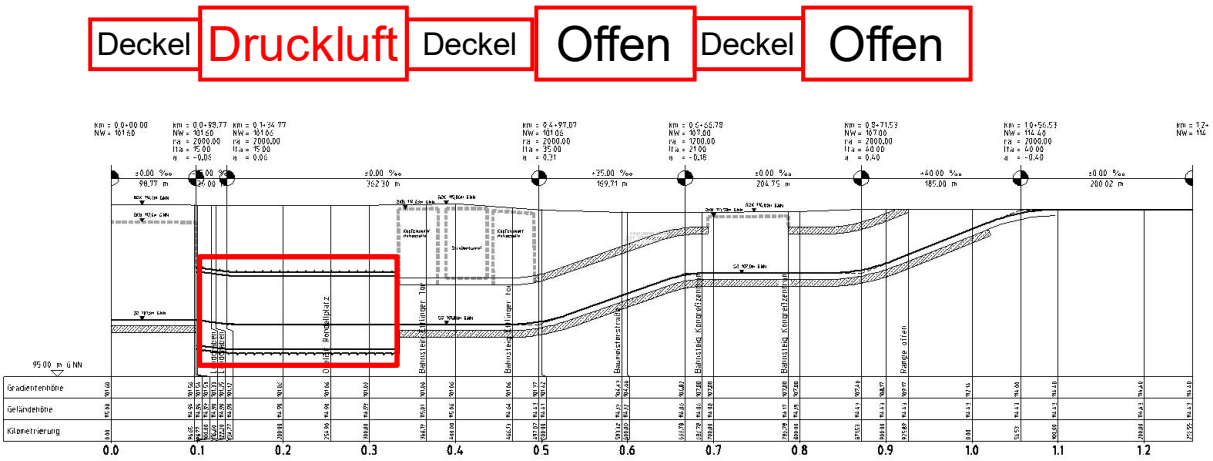



Bild 6: Bauweisen des Südabzweigs

In der vertieften Entwurfsplanung wurden die Durchlässigkeit des Bodens und die Bodenzusammensetzung dahingehend bewertet, dass ohne vorab durchzuführende Vergütungsmaßnahmen des Bodens der Druckluftverbrauch exorbitant hoch sein wird. Der Karlsruher Boden hat wenige bis nahezu keine bindigen Bestandteile in den Kies- und Sandlagen und ist somit nicht kohäsiv. Dadurch ist eine Ortsbruststabilität nicht gegeben. Um der hohen Durchlässigkeit des Bodens und der Kohäsionslosigkeit des Bodens entgegenzuwirken, entschied man sich für eine Niederdruckinjektion, welche im Vorfeld des eigentlichen Vortriebs durchgeführt werden sollte. Aus den Erfahrungen von anderen Bauprojekten in Karlsruhe entschied wurde eine Zweiphaseninjektion aus einer Primärinjektion mit Feststoff und einer Sekundärinjektion mit Weichgel gewählt. Dies sollte den Durchlässigkeitsbeiwert von $10^{-3}$ m/s auf $10^{-7}$ m/s reduzieren und für eine Verkittung des Bodens sorgen, um eine gewisse Ortsbrusttabilität zu erhalten.

Folgender Amtsentwurf wurde ausgeschrieben und vergeben:

- Druckluftwasserhaltung mit max. 1,2 bar Überdruck
- Ausbruchquerschnitt 80 bis 180 m², Vortriebslänge 246 m
- Aufweitungstrompete mit Untertunnelung des historischen Kanals „Landgraben“ mit ca. 1,5 m Abstand zur Firste

- Längslaufender Kanal im Abstand von ca. 2-3 m zur Tunnelfirste ca. 2/3 der Vortriebsstrecke
- Baugrundvergütung der kompletten Querschnittsfläche mittels Feststoffeinpressung (FEP) zur Erhöhung Ortsbruststabilität und zum Schließen der offenen Bodenporen und einer Sekundärinjektion zur Erstellung eines Weichgelrings von 2 m Mächtigkeit radialstrahlig außerhalb des Ausbruchquerschnitts zur Reduzierung der Durchlässigkeit und für eine erhöhte Ausbläsersicherheit

Der Vortrieb sollte im Vollausbruch ohne vorauseilende Sicherung in der Vortriebsklasse 4 im Regelbereich aufgefahren werden. Im Aufweitungsbereich waren 50 Vortriebsmeter in der Vortriebsklasse 6 mit vorauseilender Sicherung durch überlappende Rohrschirme vorgesehen.

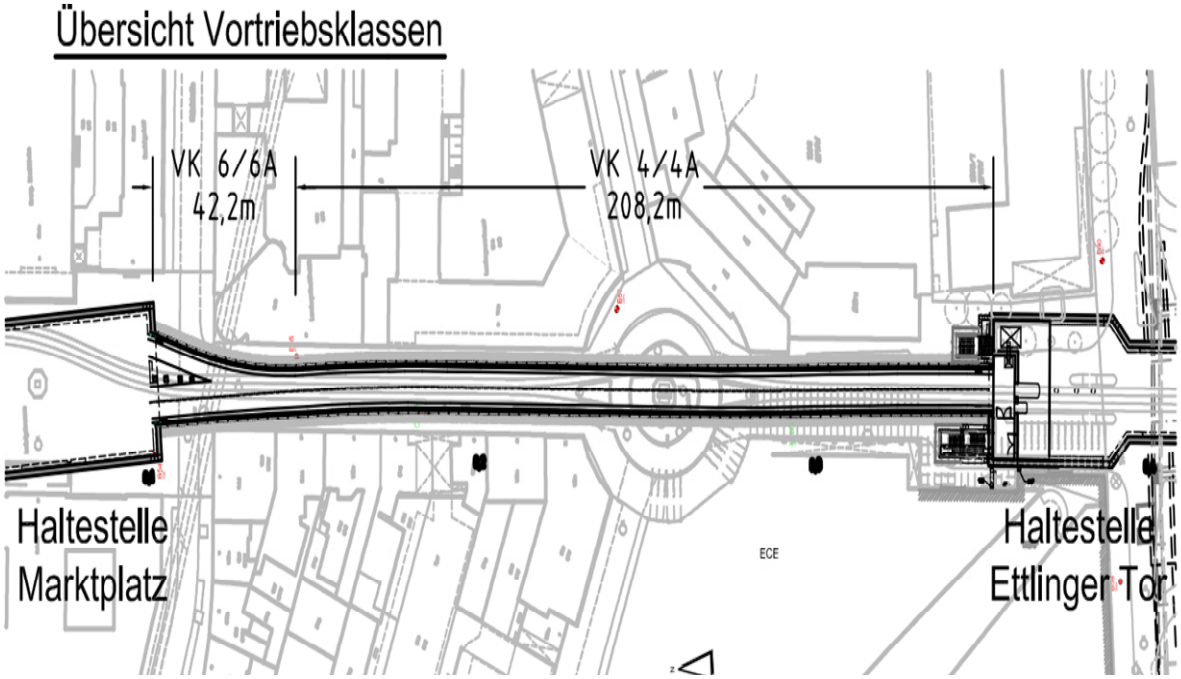



Bild 7: Vortriebsklassen

Für die Injektionsarbeiten wurde zur Realisierung ein halbes Jahr Bauzeit veranschlagt.

Bergmännischer Lockergesteins-Vortrieb

in einem durch eine

2 Phasen Injektion (Feststoff und Weichgel) modifiziertem

Baugrund (Wechsellagerung aus Kiesen und Sanden (Quartär))

Im Schutze einer Druckluftwasserhaltung

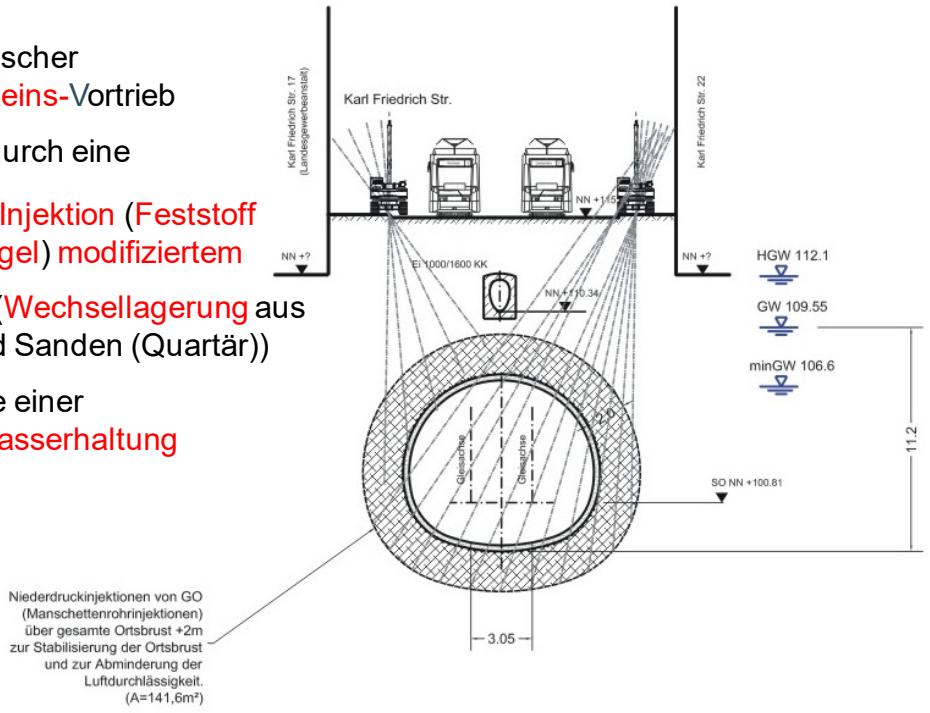



Bild 8: Schemaskizze Injektionen und Vortriebssituation

## 5 Ausführungsphase

Während der Ausführungsphase nach der Vergabe wurden von der ausführenden ARGE technische Bedenken geäußert, den Vortrieb so wie in der Entwurfsphase geplant realisieren zu können. Diese technischen Bedenken wurden vom Entwurfsplaner und dem Bauherrn aufgenommen, und man versuchte in der Planungsphase der Realisierung eine bauprakti-sche Lösung zu finden, ohne den finanziellen Rahmen zu sprengen. Es wurden über mehrere Wochen bis zur Realisierung mehrere Varianten untersucht:

- DSV-Umschließung AN nur Bautechnik offene Bauweise
- Injektionen unter Tage AN nur Bautechnik
- Sandwichbauweise ohne Druckluft AG
- Deckelbauweise

### 5.1 DSV Umschließung AN

Von der ausführenden ARGE wurde ein Vorschlag unterbreitet, die Injektionsmaßnahmen nicht im Niederdruckverfahren, sondern im Hochdruckverfahren durchzuführen. Es sollte das Düsenstrahlverfahren zum Einsatz kommen. Ein wesentlicher Aspekt, weshalb dieses Verfahren verworfen wurde, waren die Konflikte mit den Ver- bzw. Entsorgungsleitungen und den Medienleitungen. Des Weiteren konnte keine Aussage getroffen werden, inwieweit der historische Landgraben diesem Düsenstrahlverfahren standhält. Es konnte lediglich eine Kostenschätzung durch den Auftraggeber durchgeführt werden, da die ausführende ARGE den technischen Vorschlag monetärer nicht bewertete.

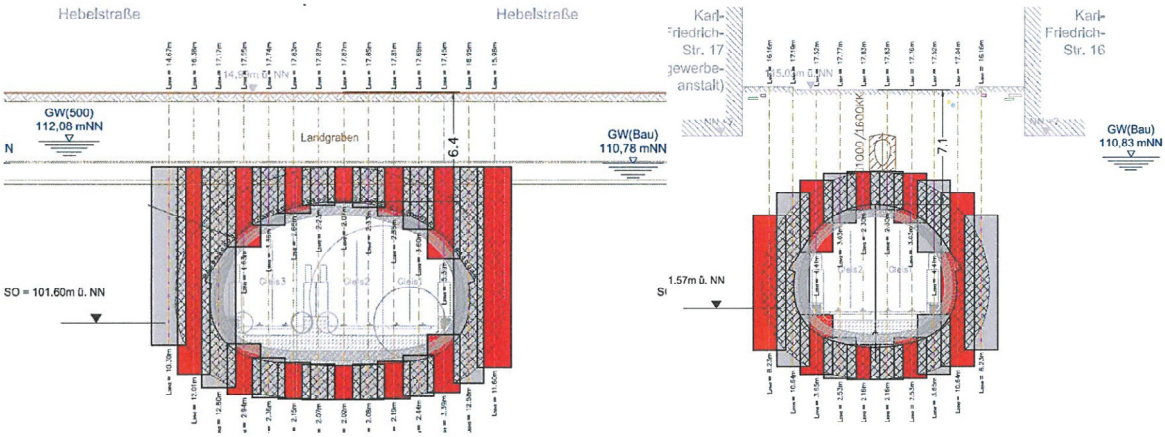



Abbildung 6: Querschnitt mit DSV in der Aufweitungstrompete (schematisch)

g 4: Bodenverbesserung DSV im Regelquerschnitt

Bild 9: DSV Umschließung unter dem Landgraben und im Regelquerschnitt

## 5.2 Injektionen unter Tage AN

Einen weiterer Vorschlag durch den Auftragnehmer war,auf die Injektionen von Obertage gänzlich zu verzichten und Hochdruckinjektionen aus dem Vortrieb heraus vorauseilend im Düsenstrahlverfahren herzustellen. Hierzu wurde keine Aussage durch den Auftragnehmer bezüglich Kosten und Zeit benannt. Dieses Verfahren wurde schon einmal unter Druckluft angewendet und sprengte bezüglich der Kosten und der Zeit jeglichen Rahmen. Auch dieser Vorschlag wurde nicht weiter zur Ausführungsreife geplant.

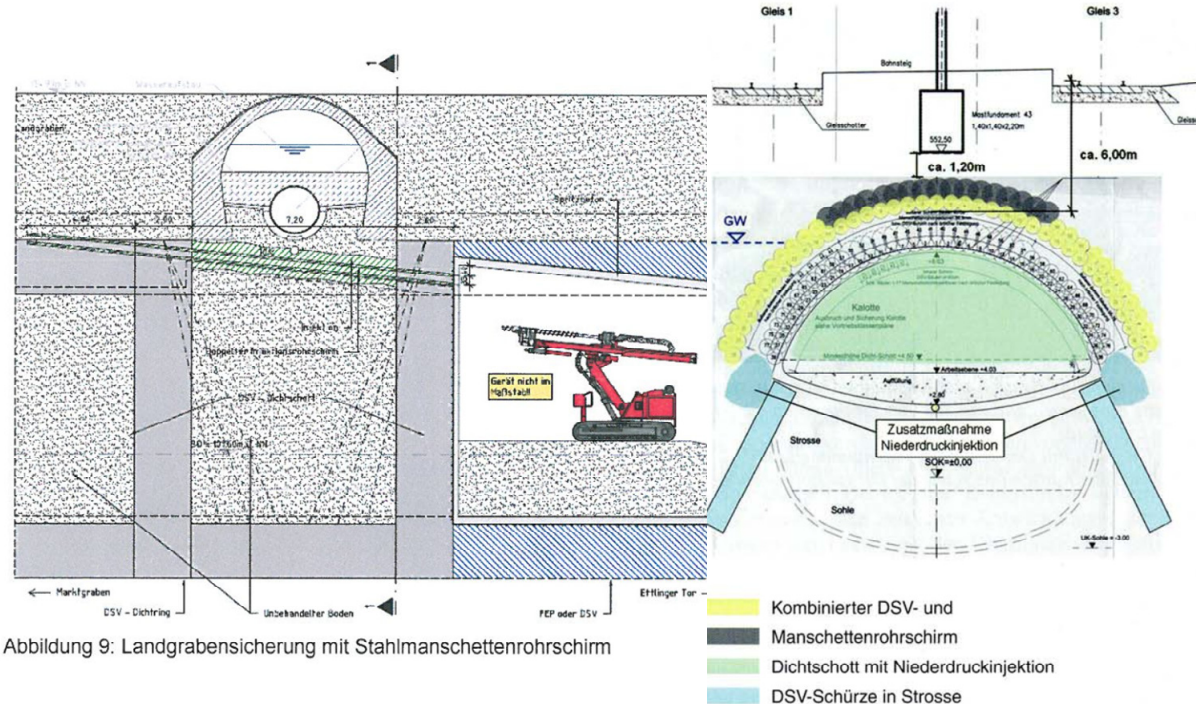



Abbildung 9: Landgrabensicherung mit Stahlmanschettenrohrschirm

Bild 10: Injektionen unter Tage

## 5.3 Sandwichbauweise ohne Druckluft AG

Auf der Seite des Auftraggebers wurde erkannt, dass der Amtsentwurf nicht einfach zu realisieren ist. Deshalb wurde eine Variante ohne Druckluft beplant. Diese Variante sah vor,

einzelne Kompartiments herzustellen, welche mit Filterbrunnen ausgestattet und leergepumpt werden. Die seitlichen Begrenzungen sollten durch Niederdruckinjektionen aus Feststoff und Weichgel, und die Abdichtungssohle als Weichgelsohle hergestellt werden. Diese Kompartiments sollten nach Fertigstellung und erfolgreichem Pumpversuch gemäß Amtsentwurf bergmännisch konventionell aufgefahren werden. Diese Variante wurde von der ausführenden ARGE nicht mitgetragen, sie erschien ihr zu risikoreich.

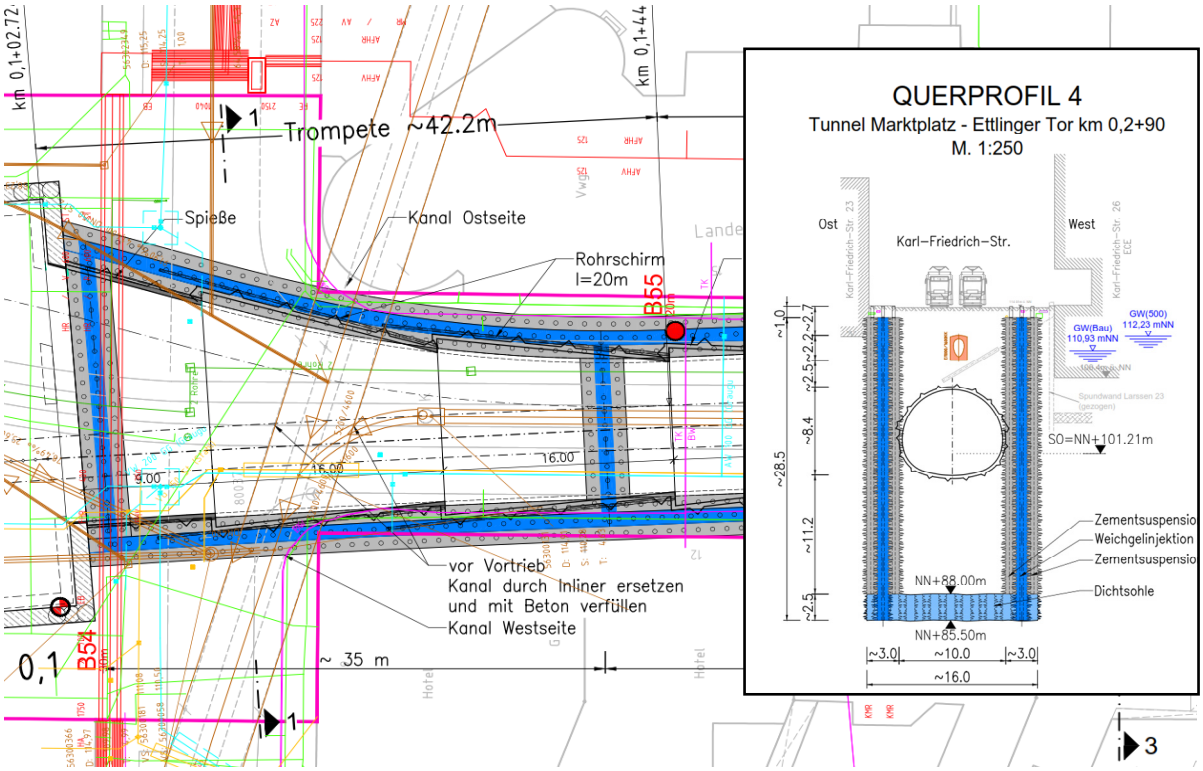


Bild 11: Sandwichbauweise

### 5.4 Deckelbauweise AN/AG

Schon in der Entwurfs- und Vergabephase wurde eine Deckelbauweise angedacht. Ein Sondervorschlag Deckelbauweise wurde während der Vergabegespräche von einem Mitbewerber eingereicht. Ein wesentlicher technischer Faktor, welcher noch zu klären gewesen wäre, war der Umgang mit der dichten Randbebauung und der Leitungssituation im Untergrund. Genehmigungstechnisch hätte die Deckelbauweise eine Planfeststellungsänderung bedingt, die durch den Bauherrn angestoßen wurde, aber nicht durchsetzbar war.

Somit entschied man sich, den Amtsentwurf umzusetzen.

## 6 Realisierung

### 6.1 Injektionsmaßnahmen

Die Injektionsmaßnahmen wurden von der ausführenden ARGE an eine Injektionsfirma weiter vergeben.

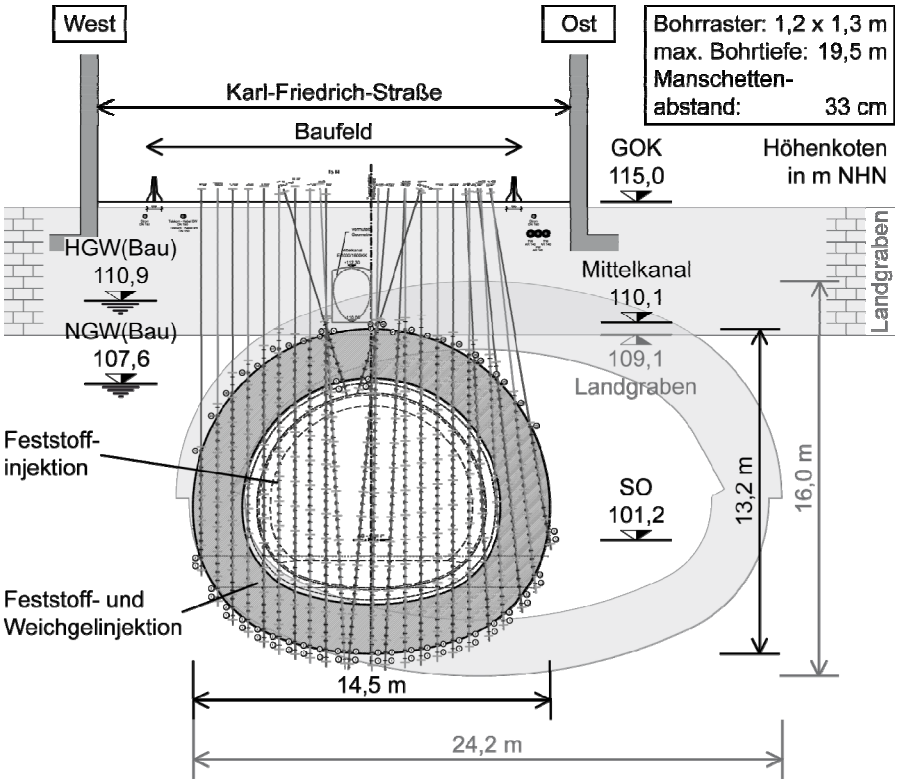



Bild 12: Injektionsplanung der Realisierung

Auf Bauherrn-Seite erkannte man, dass als wesentlicher Faktor zum Gelingen der Injektionsmaßnahmen die kontinuierliche akribische Überwachung nötig ist. Es wurde zusätzlich zur allgemeinen Bauüberwachung eine Fachbauüberwachung der Injektionen beauftragt. In aufwändigen Diagrammen und dreidimensionalen Modellen wurde die Injektionsmaßnahme sowohl von der ausführenden Firma als auch der Fachbauüberwachung beurteilt.

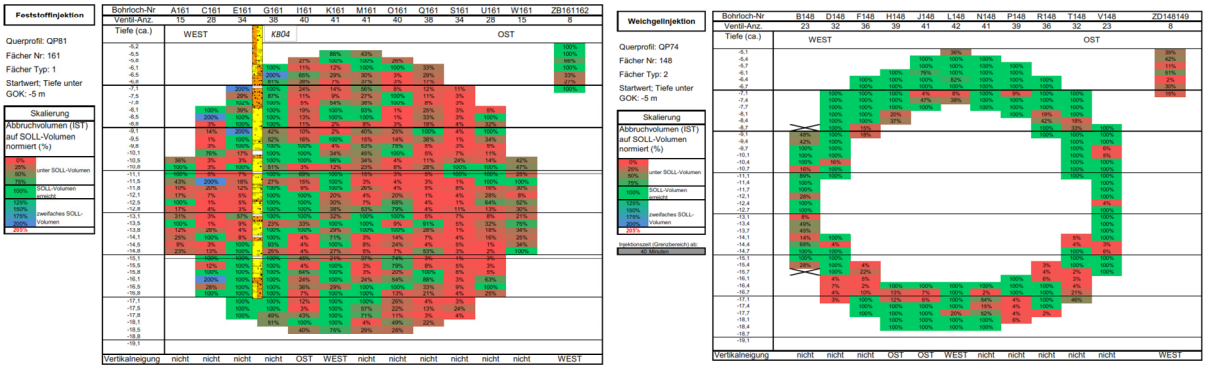


Bild 13: Überprüfung der Fachbauleitung

Die Durchlässigkeit des vergüteten Bodens wurde mit in situ Tests geprüft und das Ergebnis zeigte, dass die Durchlässigkeit auf$10^{-6}$ m/s bis $10^{-7}$ m/s im Mittel reduziert wurde. Die Untersuchungen an den gewonnenen Bohrkernen aus dem indizierten Boden ließen darauf schließen, dass der Boden so weit vergütet war, um den Regelbereich in der Vortriebsklasse 4 und den Aufweitungsbereich in der Vortriebsklasse 6 aufzufahren.

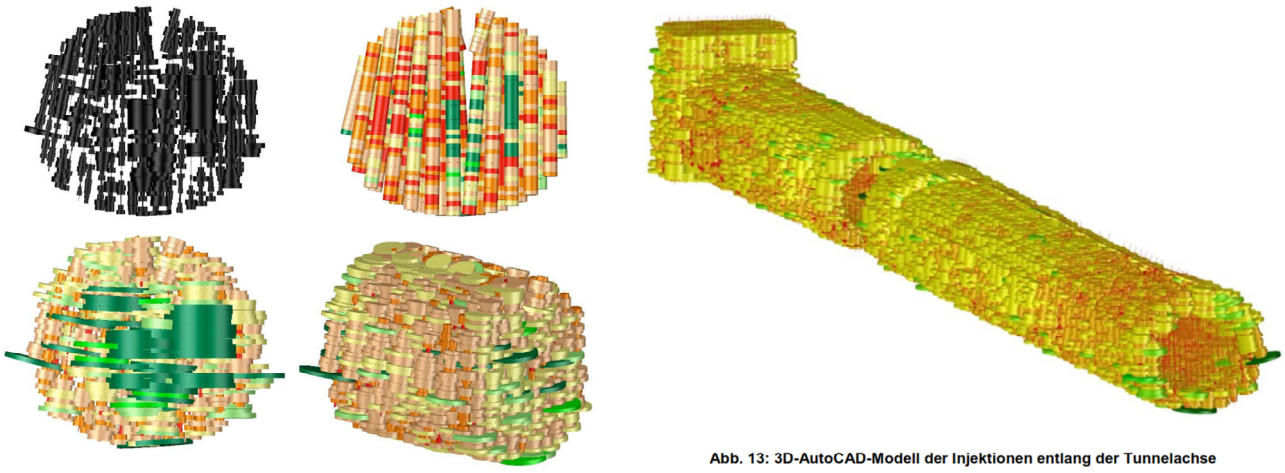


Abb. 13: 3D-AutoCAD-Modell der Injektionen entlang der Tunnelachse

Bild 14: Überprüfung der der ausführenden Firma

Anfang 2016 wurde der bergmännische konventionelle Vortrieb mit Druckluftwasserhaltung begonnen.

### 6.2 Vortriebsarbeiten

Die Vortriebsarbeiten begannen mit dem Öffnen der Schlitzwand am Ettlinger Tor im Januar 2016. Die ersten 6 m wurden im Vollausbruch aufgefahren. Schon nach dem ersten Abschlag hinter der Schlitzwand zeigte sich, dass der anstehende Boden nicht so weit vergütet war, dass eine gewisse Ortsbruststabilität vorhanden war. Die injizierten Bereiche stellten sich als einzelne Linsen dar, die sehr unregelmäßig verteilt in der Ortsbrust lagen. Bereichsweise waren bis zu 4 m Höhe keine Feststoffinjektionen in der Ortsbrust vorhanden.

Bild 14: Vortriebsituation der 1. Vortriebsmeter

In der Firste zeigte sich eine mindestens 2 m mächtige Sandlage, welche nicht mit Feststoffinjektion injiziert war. Diese Sandlage war ebenfalls außerhalb des Ausbruchquerschnitts nicht wie geplant mit Weichgel vergütet. Sie neigte erheblich zum Nachbrechen, und die ausführende ARGE verlangte eine vorauseilende Sicherung beim Vortrieb einzubauen. Weder die Ortsbruststabilität noch die Firstsicherung war für die ausführende ARGE ausreichend, um einen sicheren Vortrieb durchführen zu können. Zwischen den beiden

Vertragsparteien bauten sich unterschiedliche Meinungen auf, welche nicht beigelegt werden konnten. Man einigte sich auf einen unabhängigen gemeinsamen Sachverständigen und Mediator, um die unterschiedlichen Ansichten des Vortriebskonzepts auszuräumen.

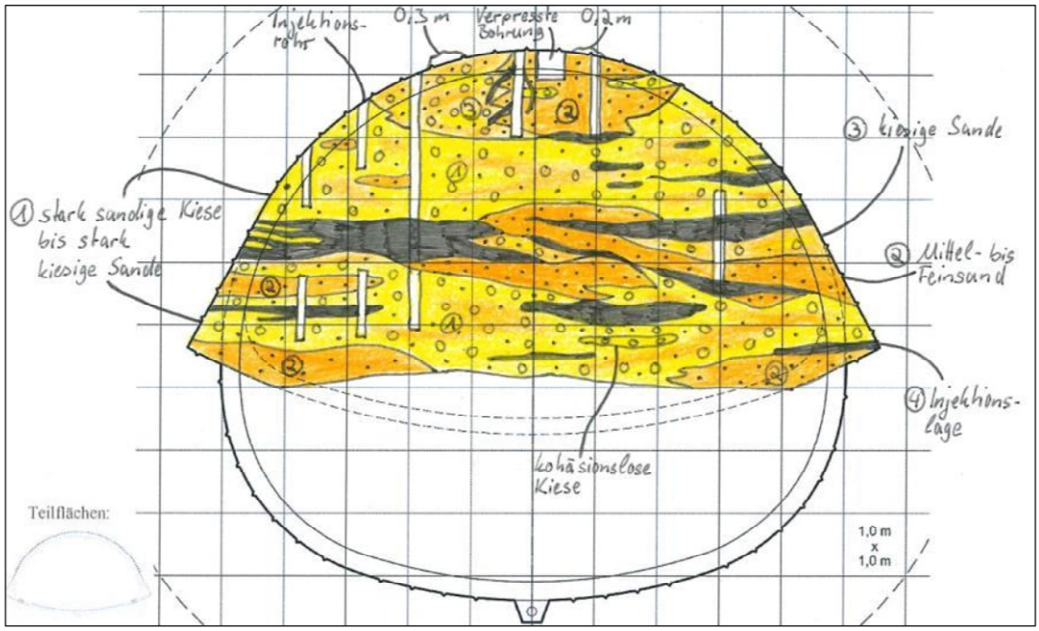



*Abb. 8: Geologische Ortsbrustaufnahme des TM 9,45 vom 03.03.2016 um 09:00 Uhr.*

Bild 14: Auszug aus der Geologischen Dokumentation

Es wurde eine vorauseilende Sicherung in der Firste beschlossen, als weitere Maßnahme wurde eine Ortsbrustsicherung durchgeführt. Die vorauseilende Sicherung im Regelquerschnitt wurde durch einen Spießschirm bewerkstelligt. Die Ortsbrustsicherung wurde mittels Spritzbeton, Baustahlmatten und Ortsbrustankern eingebaut. Im Aufweitungsbereich wurde ein Injektionsrohrschirm ausgeführt, welcher die Ausbläsersicherheit unter dem Landgraben erhöhte.

Bild 14: Vortrieb mit Ortsbrustsicherung

## 7 Resümee

Nach Abschluss der Vortriebsarbeiten kann jetzt festgestellt werden, dass die Herausforderungen des Bergmännischen Vortriebs unter Druckluft angenommen wurden und durch Innovation erfolgreich ausgeführt werden konnten, wobei die enge Zusammenarbeit von Bauherr und ausführender Firma die treibende Kraft bei der Bewältigung der technischen Aufgaben ist.

Bild 14: Fertiggestellter Vortrieb im Aufweitungsbereich

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

Zentrum Geotechnik

Schriftenreihe

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Heft | 63 | Henzinger, C. | Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt | 2017 |
| Heft | 62 | Vogt, S. | Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle | 2017 |
| Heft | 61 | | Beiträge zum 16. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis | 2017 |
| Heft | 60 | Bagherpour, I. | Long-Term Volume Change Behaviour of an Unsaturated Compacted Organic Soil under Oedometric Conditions | 2017 |
| Heft | 59 | | Beiträge zum 15. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis | 2016 |
| Heft | 58 | | Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität | 2016 |
| Heft | 57 | | Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus | 2014 |
| Heft | 56 | | Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren | 2013 |
| Heft | 55 | Baumbach, J. | Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden | 2013 |
| Heft | 54 | Höfle, R. | Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden | 2013 |
| Heft | 53 | Eckl, M. | Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein | 2012 |
| Heft | 52 | | Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie | 2012 |
| Heft | 51 | Birle, E. | Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes | 2012 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Heft | 50 | Fillibeck, J. | Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung | 2012 |
| Heft | 49 | | Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden | 2011 |
| Heft | 48 | Pelz, G. | Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden | 2011 |
| Heft | 47 | Lesemann, H. | Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden | 2011 |
| Heft | 46 | | Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk | 2010 |
| Heft | 45 | Schneider, G. | Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter | 2010 |
| Heft | 44 | | Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik | 2009 |
| Heft | 43 | | Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik | 2008 |
| Heft | 42 | Kellner, C. | Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper | 2008 |
| Heft | 41 | Irngartinger, S. | Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein | 2007 |
| Heft | 40 | Eber, W. | Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media | 2007 |
| Heft | 39 | | Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen | 2007 |
| Heft | 38 | | Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau | 2006 |
| Heft | 37 | | 50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München *und*<br>Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung | 2005 |
| Heft | 36 | | Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben | 2004 |
| Heft | 35 | | Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser | 2003 |
| Heft | 34 | Hartmann, K. | Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode | 2002 |
| Heft | 33 | Schwarz, P. | Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung | 2002 |
| Heft | 32 | | Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen | 2002 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Heft | 31 | Bauer, J. | Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand | 2002 |
| Heft | 30 | Heyer, D. | Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges | 2001 |
| Heft | 29 | Floss, R. | Geotechnik<br>Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000 | 2000 |
| Heft | 28 | Fillibeck, J. | Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung | 1999 |
| Heft | 27 | Nimmesgern, M. | Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand | 1998 |
| Heft | 26 | Bauer, A. | Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen | 1997 |
| Heft | 25 | Ascherl, R. | Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen | 1997 |
| Heft | 24 | Schulze, A. | Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes | 1996 |
| Heft | 23 | Huber, H. | Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik | 1996 |
| Heft | 22 | Berner, U. | Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen | 1995 |
| Heft | 21 | | Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss) | 1995 |
| Heft | 20 | Hönisch, K. | Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen | 1994<br>vergriffen |
| Heft | 19 | Gold, G. | Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem | 1993 |
| Heft | 18 | Trunk, U. | Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile | 1993 |
| Heft | 17 | Floss, R.,<br>Reuther, A. | Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze | 1990 |
| Heft | 16 | Kudla, W. | Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau | 1990 |
| Heft | 15 | Bauer, A. | Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen | 1989 |

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