



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

**Mitteilungen des Institutes für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

**Beiträge zum 29. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium
am 7. März 2024**

Zusammengestellt von Alexander Kochnev, M.Sc. und Simon Siegel, M.Sc.

Impressum

Technische Universität Darmstadt
Institut für Geotechnik
Franziska-Braun-Straße 7
D - 64287 Darmstadt
Telefon +49 (0) 6151/16-22 811
E-Mail hauke.zachert@tu-darmstadt.de

ISBN 978-3-942068-34-5
ISSN 1436-6320

Die Veröffentlichung dieses Heftes erfolgte mit Unterstützung des Fördervereins der Freunde des Institutes für Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt e.V.

Veröffentlicht unter Creative Commons Lizenz CC-BY 4.0 International
<https://creativecommons.org/licenses>

Vorwort des Herausgebers

Das Darmstädter Geotechnik-Kolloquium steht in einer langen Tradition, eine Verbindung zwischen Wissenschaft und Praxis zu schaffen, indem es Geotechnikerinnen und Geotechnikern aus Spezialtiefbaufirmen, Universitäten, Ingenieurbüros, Behörden und von der Bauherrenseite zusammenbringt. Bereits zum 29. Mal kommen wir zusammen, um uns über neue Entwicklungen und Innovationen in der Geotechnik auszutauschen. Das diesjährige Kolloquium hat zum Ziel, die aktuellen Trends bei der *Digitalisierung* unserer Branche zu diskutieren und die allgegenwärtigen Themen *Nachhaltigkeit und Klimawandelfolgen* im Kontext des Spezialtiefbaus zu beleuchten. Die Vorstellung spannender geotechnischer *Großprojekte*, welche traditioneller Bestandteil des Darmstädter-Geotechnik-Kolloquiums ist, wird in diesem Jahr ergänzt durch eine Sitzung zur *Planung und Bemessung von Infrastrukturprojekten*. Zu all diesen Themen haben wir hochwertige Beiträge von renommierten Autorinnen und Autoren gewinnen können, welche in diesem Tagungsband, dem Mitteilungsheft Nr. 114, veröffentlicht werden.

Mein herzlicher Dank gilt all den Autorinnen und Autoren für ihr Engagement zur Erstellung der hochwertigen Beiträge. Diese werden als Open Access auf TUprints veröffentlicht, um eine uneingeschränkte Verbreitung und gute Auffindbarkeit der Fachartikel zu ermöglichen. Ich möchte damit erreichen, dass die interessanten Forschungsergebnisse und die spannenden Projektbeispiele, welche in dem Mitteilungsheft enthalten sind, ein breiteres Publikum erreichen und letztlich die Arbeit der Autorinnen und Autoren die Aufmerksamkeit erhält, die sie verdient.

Wir schätzen den beeindruckenden Zuspruch, den wir bei diesem Geotechnik-Kolloquium erleben dürfen – sei es in Form von mehr als 350 Anmeldungen, zahlreichen hochwertigen Beiträgen oder der engagierten Beteiligung unserer Fachaussteller. Letztere tragen durch ihre Präsenz maßgeblich zur Attraktivität des Kolloquiums bei und ich danke ihnen ausdrücklich für das Engagement und die Bereicherung des Kolloquiums.

Besonders erfreulich ist die hohe Beteiligung von über 50 Studierenden. Mehr als die Hälfte stammt von der TU Darmstadt, aber es nehmen auch zahlreiche Studierende von den Hochschulen aus der Region und überregional teil. Ich hoffe, dass Sie eine inspirierende Veranstaltung erleben und gute Kontakte in die Geotechnik-Gemeinschaft knüpfen können.

Ein besonderer Dank geht an das engagierte Organisationsteam unter der Leitung von Alexander Kochnev, das für eine reibungslose Vorbereitung gesorgt hat. Liza Wiltberger, Simon Siegel und Dagmar Gottschlich haben durch ihre tatkräftige Unterstützung maßgeblich zum Erfolg dieses Kolloquiums beigetragen.

Ich wünsche uns allen ein inspirierendes Geotechnik-Kolloquium mit vielen anregenden Gesprächen, neuen Impulsen für unsere Arbeit und Forschung sowie vertieften Kontakten in unserer Geotechnik-Gemeinschaft.

Herzliche Grüße

Ihr

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Hans-Joachim Ziegler". The signature is written in a cursive, flowing style.

Darmstadt, März 2024

Inhaltsverzeichnis	Seite
 Klimawandelfolgen und Nachhaltigkeit	
Christoph Black, Johannes Wall, Christina Dallinger „Was bringt der Hochbau dem Spezialtiefbau“. Gemeinsamer Blick über den Bauzaun für mehr Nachhaltigkeit	2-16
Matthias J. Rebhan, Hans-Peter Daxer, Franz Tschuchnigg, Roman Marte, Markus Schuch, Clemens Klass, Klaus Breit Dauerhaftigkeit von Zuelementen und geankerten Konstruktionen unter Berücksichtigung der geplanten Nutzungsdauer und klimawandelbedingter Effekte	17-26
Karsten Beckhaus, Hursit Ibuk, Stefan Jäger Geothermisch aktivierte MIP-Verbauwand plus Bodenplatte	27-38
 Digitalisierung und künstliche Intelligenz	
Johannes Labenski, Alexandru Poenaru, Torben Treffeisen, Sebastian Schnell Innovative Baugrunderkundungsmethoden und digitale Datenaufbereitung am Beispiel des Großprojektes 2. Rheinbrücke Wörth/Karlsruhe	40-52
Michael Sklorz, Clemens Schöppner BIM im Tunnelbau – Anwendung für das Teilmodell „Hohlraumsicherung“ an einem Praxisbeispiel	53-65
July Ellen Jaramillo Castro, Sascha Henke, Oliver Detert Ontologie-Ansatz zur Modellierung von Geokunststoffen im Kontext der modellbasierten Projektabwicklung (BIM)	66-84
Marcus Daubner Bauprozessanalyse im Spezialtiefbau mit KI-Methoden	85-91
 Planung und Bemessung von Infrastrukturprojekten	
Marc Schneider, Marilyn Hell, Britt Wittekoek, Suzanne J. M. van Eekelen, Pascal Schaubert, Paul Pandrea, Michał Topolnicki, Karolina Makowska, Hauke Zachert Untersuchungen zum Tragverhalten von Piled Embankments im Großversuch	93-105

Lorenz Baumgartner, Tobias Kasper, Inan Cagimda, Gudrun Karpa 106-115
Neubaustrecke von Frankfurt nach Mannheim,
Streckenabschnitt Lorsch-Mannheim-Waldhof.
Stand der aktuellen Planung

Ioanna-Kleoniki Fontara, Silke Appel 116-127
Untersuchung zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken auf
Weichschichten für den Abschnitt ABS Hanau-Gelnhausen

Großprojekte

Markus Wegerl, Raphael Baur 129-143
Central Business Tower Frankfurt. Herausforderungen bei der
Ausführungsplanung und bei der Herstellung einer innerstädtischen
Baugrube

Jens Voigt, Johannes Labenski, Lothar Koch, Mona Maier-Rotter 144-159
Schwierige Untergrundverhältnisse im Riffkalkstein erfordern
Umplanung zu einer Kombinierten Pfahlplattengründung beim Neubau
einer Chipfabrik in Wetzlar

Norbert Gündling, Jörg Gutwald, Gunther Niemetz, Christoph Wehr 160-175
Erdfallgebiet versus Spezialtiefbau. Ein Beispiel zur Optimierung einer
Gründung aus Frankens Karstregion, Würzburg

Sebastian Böhm 176-187
Fernwärme-Elbtunnel Hamburg

Klimawandelfolgen und Nachhaltigkeit

„Was bringt der Hochbau dem Spezialtiefbau“. Gemeinsamer Blick über den Bauzaun für mehr Nachhaltigkeit

Dipl.-Ing. (FH) Christoph Black

Züblin Spezialtiefbau GmbH, Donau-City-Straße 1, 1220 Wien

Dipl.-Ing. Dr. techn. Johannes Wall

Ed. Züblin AG Direktion Mitte, Europa-Allee 50, 60327 Frankfurt am Main

Christina Dallinger, M.Sc.

Ed. Züblin AG Direktion Mitte, Europa-Allee 50, 60327 Frankfurt am Main

1 Klimawandel und Bauwesen

Der fortschreitende Klimawandel droht erste Kippunkte zu erreichen und diese auch zu überschreiten, wenn der CO₂-Ausstoß nicht schnellstmöglich reduziert wird (Huwe et al., 2023). Die Bau- und Immobilienwirtschaft ist ein wesentlicher Akteur und Verursacher von Treibhausgasemissionen und wird sich ihrer Verantwortung zunehmend auch bewusst. Nach Angaben der Vereinten Nationen verursacht der Gebäudesektor mehr als 40 % der globalen CO₂-Emissionen (United Nations Environment Programme, 2022). Neben den klimaschädlichen Emissionen verantwortet die Bauwirtschaft 60 % des weltweiten Ressourcenverbrauchs und ist damit der größte Verbraucher von stofflichen Rohstoffen (Sobek, 2020).

Heißt: Die Aktivitäten der Bauwirtschaft beeinträchtigen die Umwelt unmittelbar und in ganz erheblichem Ausmaß. Doch dies bedeutet wiederum, dass auch eine große Chance besteht, diesen direkten Einfluss für eine positive Veränderung zu nutzen.

Dieser Herausforderung stellt sich das Bauwesen und so wächst die Bedeutung des nachhaltigen Bauens in den letzten Jahren zunehmend (Wall und Schweig, 2022). Vor allem der Hochbau ist in der Verantwortung, die Ressourceneffizienz zu steigern und CO₂-Emissionen zu reduzieren. Insbesondere in frühen Planungsphasen lassen sich

durch Variantenuntersuchungen und Verbesserungen erhebliche Einsparpotenziale erzielen (Pichlmeier, 2019). Beispielsweise führt zirkuläres Planen und Bauen dazu, dass natürliche Ressourcen eingespart und CO₂-Emissionen reduziert werden. Dies bezieht sich sowohl auf das Bauwerk als solches als auch auf seine Errichtung und die damit verbundenen baubetrieblichen Prozesse.

Die klimapolitischen Zielvorgaben werden auch durch regulatorische Maßnahmen sukzessive forciert. Die Vorgaben der EU-Taxonomie und die ausformulierten Umweltziele helfen, Bauwerke klimafreundlich und ressourcenschonend zu planen und zu errichten, die rückbaubar und energieeffizient im Betrieb sind. Maßstab ist also nicht allein das spätere Bauwerk, sondern insbesondere der Bauprozess, den es so zu gestalten gilt, dass die Auswirkungen auf die Natur und Umfeld minimiert werden.

Zertifizierungssysteme helfen dabei, eine Orientierung zu bieten, wie das Bauwesen ganzheitlich in ökologischer, ökonomischer und soziokultureller Hinsicht ausgerichtet und verbessert werden kann. Für den Hochbau gibt es bereits eine Reihe an Zertifizierungssystemen (BREEAM, LEED, DGNB/ÖGNI), die Nachhaltigkeitsaspekte quantifizieren und bewerten.

Doch das Bauwesen beschränkt sich nicht allein auf den Hochbau. Der Tunnelbau gilt beispielsweise als eine der „Königdisziplinen“ des Bauens (Fischer, 2012). Der Verkehrswegebau ermöglicht durch die Straßen und Brücken die Erschließung der einzelnen Projekte und der Spezialtiefbau ist die immer innovative Speerspitze. Jeder Bereich des Bauwesens hat ein Alleinstellungsmerkmal und muss somit auch gesondert betrachtet werden. Etablierte Prozesse im Hochbau, die auf Ressourceneffizienz und CO₂-Reduzierung abzielen gelten nicht automatisch auch für andere Disziplinen im Bauwesen. Gleiches gilt für die Regularien von Zertifizierungssystemen, die nachhaltiges Bauen messbar machen.

Dennoch können diese Erfahrungen für andere Disziplinen von Nutzen sein und als Inspiration für eine Weiterentwicklung dienen.

2 Implementierung von Nachhaltigkeit im Bauwesen

Auch wenn das Bauwesen bereits grundsätzlich den Handlungsbedarf in Bezug auf die Ressourcenschonung und CO₂-Reduktion erkannt hat, so ist Nachhaltigkeit ein Querschnittsthema und jede Disziplin im Bauwesen ist nun für die eine jeweils passende Umsetzung und Operationalisierung gefordert.

Die im Hochbau schon etablierten und standardisierten Prozesse gilt es nach Möglichkeit auch auf weitere Bereiche im Bauwesen zu übertragen.

STRABAG/ZÜBLIN fördert durch konzerninterne Netzwerke den Austausch und somit die Interdisziplinarität zwischen den Bereichen Hochbau, Verkehrswegebau, Ingenieur-

und Spezialtiefbau und Tunnelbau. So können Anwendungen und Ideen aus einer Fachdisziplin auch zum Erfolg in einer anderen beitragen, indem Erfahrungen ausgetauscht werden und voneinander gelernt wird. Dies ist beispielsweise mit dem Projekt der A8-Enzthalquerung gelungen (STRABAG, 2023). Durch das Zusammenwirken des STRABAG Verkehrswegebbaus, der ZÜBLIN-Direktion Karlsruhe (Bereich Ingenieurbau) und der Züblin Spezialtiefbau GmbH, konnte der Abtransport von Erdaushub und der Antransport von Schüttmassen reduziert werden und somit ein Beitrag zur Kreislaufwirtschaft geleistet werden. Durch eine digitale Mengenermittlung konnte die Baustelle direkt für die Zwischenlagerung und als Aufbereitungsort genutzt werden, wodurch Aushubmaterial weitgehend wiederverwendet werden konnte und nur wenig entsorgt werden musste. Diese dort funktionierende Prozesse eines Wertstrommanagements werden nun konzernweit genutzt, um standardisierte Prozesse zu entwickeln.

Es ist deutlich geworden, dass nachhaltiges Planen und Bauen als ein ganzheitlicher und interdisziplinärer Ansatz zur Steigerung der Ressourceneffizienz und Reduzierung der CO₂-Emissionen verstanden werden sollte.

Diese Ausarbeitung stellt anhand von zwei Beispielen vor, wie das Voneinander-Lernen bzw. konkret das Lernen vom Hochbau dabei geholfen hat, im Spezialtiefbau nachhaltigere Prozesse umzusetzen. Im ersten Beispiel wird der Erkenntnisgewinn auf der Materialebene erläutert. Im zweiten Beispiel geht es um das Zertifizierungssystem der DGNB für Baustellen, das nach der Einführung für den Hochbau nun auch für Projekte im Spezialtiefbau genutzt werden kann.

3 Materialität: Beton

Beton ist aus der Bauwelt nicht wegzudenken: Ob beim Bau von Gebäuden, Straßen, Tunneln oder Brücken – Beton spielt eine tragende Rolle. Auch in der Zukunft wird auf den Einsatz von Beton aufgrund seiner bauphysikalischen Eigenschaften kaum verzichtet werden können. Das Problem hierbei ist allerdings, dass der Baustoff Beton im Zuge seiner Herstellung hohe CO₂-Emissionen verursacht. Dies hängt mit dem Bindemittel Zement zusammen. Um Zement herstellen zu können, wird Zementklinker benötigt. Mit großem Energieeinsatz wird dieser aus Kalkstein, Ton und Sand gebrannt. Neben dem prozessbedingten CO₂-Ausstoß fällt der größere Teil an Emissionen durch die chemischen Reaktionen an – die Entsäuerung des Kalksteins (VDZ, 2020).

Anhand der aktuellen Zahlen über die Verwendung des Betons wird deutlich, dass Weiterentwicklungen und die Suche nach Alternativen dringend notwendig sind: In Deutschland sind im Jahr 2022 insgesamt rund 52,2 Mio. m³ Transportbeton verbaut worden (Statista, 2022), in Österreich rund 10,8 Mio. m³ (Güteverband Transportbeton, 2023). Die in Deutschland von Züblin Spezialtiefbau verbaute Menge an Transportbeton lag im Jahr 2022 bei rund 80.000 m³ und in Österreich bei rund 49.000 m³, wobei diese Zahl auch

zwei Großprojekte beinhaltet und somit nicht repräsentativ für die Fläche Österreichs ist. Aus den Mengen-Relationen lässt sich erkennen, dass der Spezialtiefbau in der Entwicklung neuer Betonrezepturen auf Synergien mit anderen Disziplinen angewiesen ist.

Im Fokus für den Züblin Spezialtiefbau stand keine Betonrezeptur für eine Zulassung im Einzelfall, sondern die Zulassung der entwickelten Sorte(n) beim DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik). Weitere Anforderungen, die an den Beton gestellt worden sind, waren eine verbesserte Pumpbarkeit, ein geringeres Wasserabsetzen und eine verlangsamte Festigkeitsentwicklung. D.h. weniger Wärmeentwicklung und damit weniger Rissbildung. Es wurde nach einem Substitut für den zudem hochpreisigen Zement gesucht, um die Kosten zu senken.

Entscheidend für die Verfügbarkeit alternativer Betonsorten ist die ökonomisch und ökologisch sinnvolle Zulieferung der erforderlichen Zuschlag- und Zuzahlstoffe. In der gegenständlichen Betonentwicklung wurde auf Flugasche als Bindemittel zugegriffen, die sich aufgrund des Preises und ihrer hydraulischen Wirksamkeit als sehr geeignet erwies. Erste Labortests, Großversuche und Testbaustellen ab 2007 erwirkten Ende 2011 die Zulassung durch das DIBt, die seither regelmäßig verlängert wird.

Diese beinhaltet Hochbau- und Spezialtiefbaubetone, hinterlegt mit den Bezeichnungen "Topcrete" und "Basecrete".



Bild 1 Zulassung zum CPM-Basecrete und CPM-Topcrete (DIBt, 2021)

Dass die Betonsorten nachhaltiger im Sinne einer günstigeren CO₂-Bilanz sind, wurde erst mit dem breit aufkommenden Nachhaltigkeitsgedanken ab Beginn der 2020er-Jahre wirklich bewusst und verstärkt in den Fokus genommen. Vergleichsrechnungen mit herkömmlichen Betonrezepturen zeigen ein CO₂-Einsparpotential zwischen 90 und 130 kg/m³. Seit 2007 sind rund 190.000 m³ Beton dieser Art verbaut und somit circa 23.000 t CO₂ eingespart worden.

Ohne die Zusammenarbeit und das Einbringen von Erfahrung und Kapital unterschiedlicher Konzerneinheiten der STRABAG-Gruppe wäre die zeitintensive Entwicklung mit dem Output ähnlicher Produkte für gänzlich unterschiedliche Anwendungen nicht möglich gewesen.

Tabelle 1 CO₂-Einsparung am Beispiel Central Business Tower (Ed. Züblin AG, 2022)

CO ₂ -Einsparung	Betonvolumina [m ³]	AbZ CPM Basecrete Einsparung CO ₂ -eq [kg/m ³]	Einsparung CO ₂ [kg/m ³]
Pfähle	19.000	124	2.356*
*Das entspricht 1.178 Flügen von Frankfurt nach New York (hin und zurück)			

Beton wird weiterhin unverzichtbar sein. Als Zementersatz wird Flugasche aufgrund der geringer werdenden Verfügbarkeit (bzw. sogar des Wegfalls nach dem Ausstieg aus der Kohleverstromung) in wenigen Jahren entfallen.

Die Züblin Spezialtiefbau GmbH wird daher erneut mit dem STRABAG-Kompetenzzentrum TPA, Lieferant:innen und anderen Konzerneinheiten gemeinsam auf die Suche nach Alternativen gehen und weiter spannende Forschungsprojekte betreiben, wie beispielsweise Geopolymerbeton o.ä.



Bild 2 Einbau Geopolymerbeton in Berlin (© ZÜBLIN Spezialtiefbau)

4 DGNB-Zertifikat Nachhaltige Baustelle

Die Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) ist eine Vereinigung unterschiedlicher Interessensgruppen wie Auftraggeber:innen, Baufirmen, Architektur- und Planungsbüros. Aktuell gehören ihr circa 2.300 Mitglieder an, die Organisationsform ist der „eingetragene Verein“.

Ziel der DGNB ist es, den Nachhaltigkeitsgedanken im Bauwesen zu voranzutreiben und anhand von Zertifizierungen quantifizierbar zu machen. Ursprünglich hat die DGNB mit der Zertifizierung von Gebäuden und Quartieren begonnen. Dabei geht es v.a. um die eingesetzten Bauprodukte, Betriebs- und Energiedaten.

Mit der Einführung des Zertifikats „Nachhaltigen Baustelle“ durch die DGNB steht seit Anfang 2021 ein System zur Verfügung, das gesondert die Nachhaltigkeitsperformance von Baustellen bewertet. Betrachtet werden dabei allein die Baustellenprozesse und nicht das zu errichtende Bauwerk. Neben der Qualitätssicherung verringert das Zertifizierungssystem die Umweltauswirkungen durch den Bauprozess nachhaltig. Mit dem Fokus auf einen strukturierten und organisierten Baustellenablauf werden zudem Arbeitssicherheitsaspekte gefördert. Im Fokus des Zertifizierungssystems stehen die Ressourceneffizienz, die Beachtung ökologischer Standards und die Berücksichtigung der sozialen Verantwortung. Diese äußert sich in der Kommunikation mit den Anwohnenden und der Öffentlichkeit sowie der Verstärkung gesundheitsfördernder Maßnahmen für Mitarbeitende.

Mit dem Pilotprojekt der Saalburgallee in Frankfurt ist die DGNB-zertifizierte Nachhaltige Baustelle bei ZÜBLIN als Prozess für sämtliche Projekte des Hoch- und Ingenieurbaus etabliert worden.

4.1 Zertifizierungssystem: Baustelle

Das System „Nachhaltige Baustelle“ (im Ursprung aus den Anforderungen und dem Tätigkeitsprofil des Hochbaus entwickelt) besteht aus fünf Wertungskriterien mit rund 90 Teilkriterien, für die Punkte erteilt werden. Über eine Gewichtungstabelle lässt sich der Erfüllungsgrad für das Projekt berechnen und es zeigt sich, ob die Baustelle zertifizierungswürdig ist.

Eine Nachhaltigkeitszertifizierung durch die DGNB ist möglich, wenn ein Gesamterfüllungsgrad von mindestens 65 % erreicht wird. Neben fest vorgegebenen Mindestanforderungen (35 %), die sich hauptsächlich auf die Baustellenorganisation beziehen, können weitere projektspezifische Anforderungen zu Ressourcenschutz, Kommunikation, Gesundheit und Soziales sowie der Qualität der Bauausführung bedient werden.

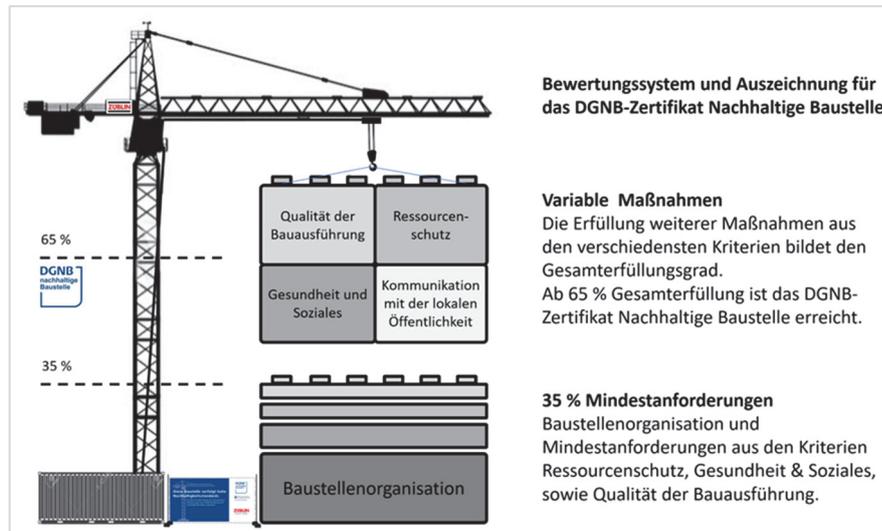


Bild 3 Visualisierung des Bewertungssystems für die DGNB-zertifizierte Nachhaltige Baustelle (Eigene Darstellung Ed. Züblin AG, 2021 nach DGNB)

Die 5 Wertungskriterien (mit Beispielen für Teilkriterien) sind:

- **Baustellenorganisation**
Dieses Kriterium umfasst die Themenfelder Baustellenkonzept, Terminplan, Einrichtungsplan, Konzepte zur Vermeidung von Lärm, Staub und Erschütterungen, Konzept zum Schutz von Grundwasser, etc. Die Konzepte müssen der jeweiligen Baustellenrealität entsprechen und verlangen ein hohes Maß an Selbstverpflichtung.
- **Ressourcenschutz**
Der Ressourcenschutz zielt auf den effizienten Einsatz von Ressourcen ab, um Verschwendung zu vermeiden. Teilkriterien sind dabei der Einsatz erneuerbarer Energie, das Erfassen von Energieverbrauch und Wasserverbrauch, Transporten, die Wiederverwendung von Materialien, Abfallvermeidung, etc.
- **Gesundheit und Soziales**
Dieses Kriterium beinhaltet Themen zur arbeitsmedizinischen Vorsorge, Gefährdungsanalysen, projektinterne Kommunikation und Information, gesundheitsfördernde Arbeitsmittel, Sozialversicherungspflichten, etc.
- **Kommunikation mit der Öffentlichkeit**
Eine gute Kommunikation mit der Öffentlichkeit soll die Akzeptanz der Baustelle für die Nachbarschaft fördern. Hierzu gehören Informationsveranstaltungen für die Nachbarschaft, das Einfügen der Baustelle in die Nachbarschaft, eventuelle Einschränkungen und deren Kommunikation an die Nachbarschaft, digitale Informationskanäle zum Bauablauf, etc.

- **Qualität der Bauausführung**

Um die Qualität der Bauausführung zu gewährleisten, gibt es eigene Kriterien: Diese umfassen das Planmanagement, die Schnittstellen, die Freigabeprozesse, die Qualitätssicherungspläne, die Dokumentation, die Schimmelpilzprävention, die Wartungs- und Betriebspläne, etc.

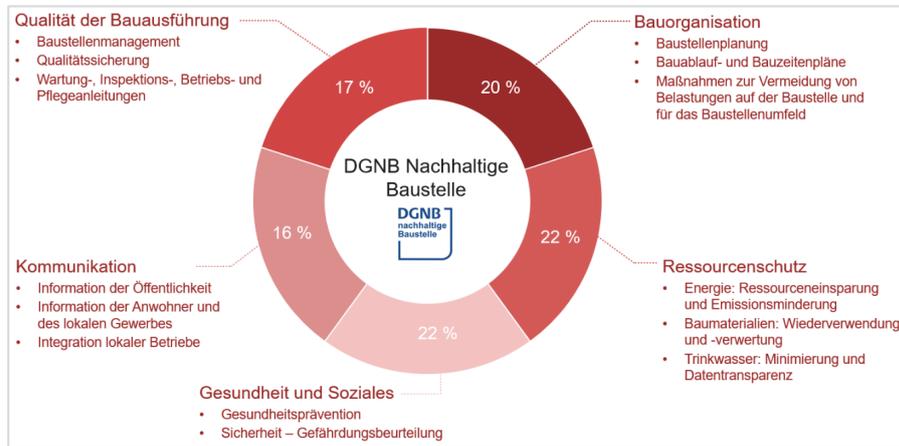


Bild 4 Übersicht zu den Kriterien der DGNB Nachhaltigen Baustelle (eigene Darstellung in Anlehnung an die DGNB, 2023)

Es zeigt sich, dass Nachhaltigkeit im Sinne des DGNB-Systems ganzheitlich interpretiert wird und neben ökologischen auch sozialen und wirtschaftlichen Aspekten berücksichtigt werden.

Für jedes erfüllbare Kriterium muss das Projektteam der Baustelle bzw. das bauausführende Unternehmen Unterlagen gemäß der standardisierten Gewichtungstabelle erstellen und bei der DGNB einreichen.



Bild 5 Baustellenbanner beim Projekt RS76 (eigenes Foto, 2023)

Anhand einer Gewichtungstabelle werden die Anforderungen der DGNB mit dem Projektteam im Zuge der Arbeitsvorbereitung abgestimmt.

Nach Baustellen-Anmeldung und Einreichung der erforderlichen Nachweise bei der DGNB erfolgt eine Konformitätsprüfung durch die DGNB-Zertifizierungsstelle. Ist die Prüfung erfolgreich, wird das Vorzertifikat verliehen – ein Umstand, der auf entsprechenden Bauzaunbannern nach außen kommuniziert wird.

Die Einhaltung der Mindestanforderungen sowie das Erreichen projektspezifischer Nachhaltigkeitsziele wird im Laufe des Bauprozesses bei regelmäßigen Begehungen dokumentiert und nachgewiesen.

Vor Abschluss der Bauarbeiten werden alle nötigen Unterlagen zur Enddokumentation bei der DGNB eingereicht. Nach erfolgreicher Prüfung der Abschlussdokumentation, erhält das Bauvorhaben das Endzertifikat.

4.2 Hochbau-Zertifizierung für den Spezialtiefbau?

Im Frühjahr 2022 hat der Vorstand der Ed. Züblin AG beschlossen, dass alle Baustellen ab einer Größenordnung von 5 Mio. Euro zu zertifizieren sind. Ziel ist es, den Nachhaltigkeitsgedanken auf den Baustellen sichtbar voranzutreiben.

Zeitgleich richtete die Bundesfachabteilung Spezialtiefbau beim Hauptverband der Deutschen Bauindustrie eine Arbeitsgruppe aus Vertreter:innen von sechs führenden Spezialtiefbauunternehmen ein. Diese sollten das bestehende System an die Bedürfnisse des Spezialtiefbaus anpassen, vorgesehen war ein Zeitraum von ca. neun Monaten.

Die Züblin Spezialtiefbau GmbH als Teil der Arbeitsgruppe wollte deren Ergebnisse allerdings nicht abwarten, sondern eigene Erfahrungen mit der Projektzertifizierung gemäß DGNB gewinnen. Konzernintern wurde Kontakt mit dem Hochbau aufgenommen und das bestehende System im Hinblick auf die Anforderungen und Erfüllbarkeit für den Spezialtiefbau kritisch geprüft.

Eine erste Hürde stellte die Ausbildung der/des erforderlichen DGNB-Koordinatorin/Koordinators im Spezialtiefbau dar, denn nur ausgebildete Koordinatoren und Koordinatorinnen dürfen Unterlagen bei der DGNB einreichen und Begehungen durchführen. Dieser Punkt ließ sich klären und eine Schulung bei der DGNB erfolgreich bestehen.

Im zweiten Schritt galt es, eine geeignete Pilot-Baustelle zu bestimmen nach den Kriterien Größe, Besetzung, Baustart und möglicher Vorbereitungszeit. Mit der „Baugrube RS76“ (Baustart November 2022) wurde eine passendes Spezialtiefbau-Projekt für die erste DGNB-Zertifizierung ausgewählt.

Bei der Baugrube RS76 an der Richard Strauss Str. 76 in München handelt es sich um eine schlüsselfertige Baugrube am Standort eines ehemaligen Siemensbüroturms mit folgenden Kenndaten:

Grundstücksfläche	ca. 19.600 m ²
Bohrpfahlwand d = 90cm	6.366,0 m
Bohrpfahlwand d = 60cm	1.495,0 m
Laufmeter Verankerung (Litzen temporär)	17.924,0 m
Spundwand	4.883,0 m ²
Erdaushub	188.300,0 m ³

Zuzüglich Wasserhaltung, Aussteifungen, Kopfbalken etc.

Die Bauzeit reicht von November 2022 bis zur sukzessiven Übergabe an den Hochbau von April 2024 bis Sommer 2025.

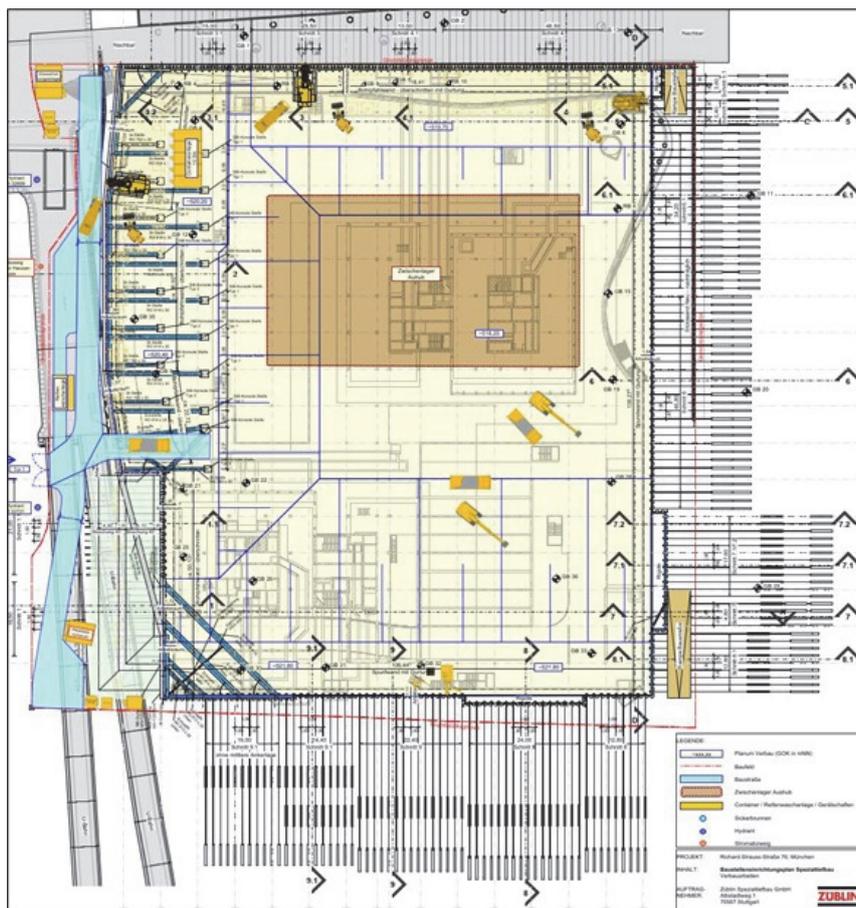


Bild 6 Ausschnitt aus BE-Plan, Grundriss (eigene Skizze ZÜBLIN, 2021)



Bild 7 Übersicht über die Baustelle RS76 (STRABAG-Webcam, 2023)

Die dritte Hürde der Wertungskriterien erwies sich als echte Herausforderung:

Bei erstem Sichten wirken 90 sehr vielfältige Teilkriterien als immenser Berg an Aufgaben und bei vielen davon stellt sich die Frage, was im Detail darunter zu verstehen ist und ob bzw. wie diese belegbar sind.

Umfang und Inhalt z.B. der Lärm- und Staubvermeidungskonzepte ist unklar. In welcher Form müssen Energiedaten belegt werden, wie lassen sich diese mit CO₂-Daten verknüpfen? Fraglich ist auch, wie für eingereichte Unterlagen Punkte erreicht werden können, wenn diese erst im Zuge der Baustellen-Begehungen belegbar sind.

Teilkriterien wie der Einsatz von Fertigteilen, alternative Antriebe bei Transportfahrzeugen, (elektronische) Takttafeln, Kommunikationsveranstaltungen mit Anwohnern, Schimmelpilzprävention u. ä. erscheinen unlösbar, weil im Spezialtiefbau kaum bis absolut nicht relevant.

Durch konzentriertes Einarbeiten des zuständigen DGNB-Koordinators und des Baustellenteams und im intensiven Austausch mit den erfahrenen Kolleginnen und Kollegen vom Hochbau (sowie vom Verkehrswegebau, die zeitgleich vor ähnlichen Herausforderungen standen) konnten die offenen Fragen gelöst werden. Fragen allgemeiner und organisatorischer Natur beantwortete auch die DGNB sehr geduldig.

Für den Spezialtiefbau nicht relevante Punkte der Kriterien konnten herausgenommen und mit „Null“ bewertet werden. Mit umso mehr Sorgfalt sind die restlichen Teilkriterien untersucht und implementiert worden. Dies führte zum Erhalt eines Vorzertifikats mit einer Wertung deutlich über der Mindestanforderung von 65 % (Anteil erfüllter Nachhaltigkeitskriterien).

Insbesondere mit ihrem Konzept zur Lärmvermeidung im Projekt RS76 unterstrich die Züblin Spezialtiefbau GmbH die Ernsthaftigkeit ihrer Emissionsschutz-Bemühungen: Die vertraglich vorgeschriebenen und von Anrainern geforderten Schallschutzmaßnahmen beim Drehbohren und die Lärmgrenzwerte ließen sich damit größtenteils einhalten.

Zum Abschirmen des Baulärms kamen „Vorhänge“ bzw. mobilen Lärmschutzwände zum Einsatz, die Pfahlarbeiten wurden zudem mit einem umfangreichen Messprogramm zum Lärmmonitoring begleitet.



Bild 8 Arbeiten mit Lärmvorhang auf der Baustelle RS76
(Eigenes Foto ZÜBLIN Spezialtiefbau, 2023)

Die Begehungen der aktiven Baustelle mit Überprüfung der Teilkriterien und der erfassten Energiedaten laufen regelmäßig seit Baustart im November 2022. ZÜBLIN Spezialtiefbau ist zuversichtlich, auch zum Bauende das endgültige Zertifikat zu erhalten.

4.3 Nutzen der Baustellen-Zertifizierung

Die DGNB-Zertifizierung nach dem System „Nachhaltige Baustelle“ generiert aus sich heraus keine Einsparungen an CO₂, bringt aus Sicht des Spezialtiefbaus aber folgende Nachhaltigkeitsfortschritte:

- Der Blick und das Bewusstsein für saubere und ordentliche Baustellen werden geschärft.
- Dokumentation von CO₂-Daten: Damit wird die Suche nach Sparpotenzialen enorm angeregt, insbesondere in Bezug auf den Energie- und den Wasserverbrauch.

- Hoch bewertete Teilkriterien wie „Wiederverwendung“ oder „Abfallreduktion“ rücken Aspekte der „Kreislaufwirtschaft“ im Spezialtiefbau in den Fokus.
- Das Bewusstsein für Nachhaltigkeitsaspekte im Bauprozess wird deutlich gesteigert.

Wesentliche Nachhaltigkeitsmaßnahmen beim Projekt „Baugrube RS76“:

- Baustrom im Ökostromtarif
- Das Planum ist aus vor Ort zerkleinertem Betonbruch der Altbebauung hergestellt worden, auch wenn dies vertraglich nicht vorgesehen war. Der separat beauftragte Abbruchunternehmer ließ nach Kontaktaufnahme durch Züblin Spezialtiefbau entsprechende Massen am Grundstück liegen.
- Herstellung der Spundwände aus „grünem Stahl“ (zertifiziert 100 % Stahlschrott und 100 % grüner Strom bei Herstellung der Profile)
- Verwendung von CO₂-reduziertem Beton bei den temporär erforderlichen Pfählen; der Planer zog zu diesem Zweck sogar die vertraglichen Expositionsclassen zurück. Aufgrund von Lieferantenschwierigkeiten scheiterte der Einsatz letztlich.

Das System „Spezialtiefbau“ der DGNB “ (verfügbar und in Anwendung seit Juni 2023) bietet zusätzlich die Möglichkeit, Materialmengen (im Spezialtiefbau übliche Hauptkomponenten Beton, Stahl, Zement) mit CO₂-Werten kombiniert einzugeben. Das Wertungskriterium „Kommunikation“ ist für den oft als Nachunternehmer agierenden Spezialtiefbau stark reduziert worden.

5 Zusammenfassung und Fazit

Die etwas zugespitzte, provokante Frage: „Was der Hochbau dem Spezialtiefbau bringt“, kann abschließend und eindeutig mit „sehr viel“ beantwortet werden:

Mit Blick auf die Herausforderungen des Klimawandels und damit verbundener Maßnahmen der Reduktion von CO₂-Emissionen und Förderung der Ressourceneffizienz wird deutlich, dass es die Beteiligung aller Baudisziplinen bedarf. Die im Beitrag vorgestellte Baustellenzertifizierung und Pilotanwendung für den Spezialtiefbau hilft, für mehr Nachhaltigkeit auf Baustellen zu sensibilisieren und Innovationen zu fördern.

Ein besonderer Dank gilt daher den Kolleginnen und Kollegen des Hochbaus. Diese ermöglichten durch ihre Vorarbeit und vielfältigen Erfahrungen der Erstanwendung sowie großer Unterstützungsbereitschaft eine rasche Anpassung an die Besonderheiten des Spezialtiefbaus für die Baugrube RS76 in München. Dadurch konnten auch die üblichen Vorbehalte bzgl. Mehrkosten entkräftet werden.

Im Umkehrschluss ergeben sich auch für den Hochbau Synergien durch die Bemühungen rund um eine nachhaltigkeitszertifizierte Baugrube. Die weiterführende Nachhaltigkeitsbewertung des Bauwerks erfolgt somit im Einklang einer ganzheitlichen Bewertung der Gebäudezertifizierung, insbesondere die Prozessqualitäten werden höhere Erfüllungsgrade aufweisen können. Im laufenden Projekt RS76 wird derzeit bereits geprüft, welche Kriterien und Indikatoren der Spezialtiefbauvorarbeiten für das kommende Bauvorhaben TRIDEA, die neue BVK-Zentrale in München Bogenhausen, nutzbar sind.

Die Baustellen-Zertifizierung kann zudem dabei helfen, die Erfüllung von Anforderungen der EU-Taxonomie nachzuweisen. Aktuelle Ausschreibungen beinhalten bereits zunehmend konkrete Forderungen zur Förderung der Kreislaufwirtschaft. Die Baustellen-Zertifizierung trägt außerdem dazu bei, Bemühungen zur Qualitätssicherung der Baustellen zu bündeln. Themen, wie Arbeitssicherheit, Reduktion von Umweltbelastungen und Ausrichtung des Baubetriebs nach LEAN Construction -Ansätzen, die ansonsten eher als singuläre Themen wahrgenommen werden, rücken durch die ganzheitliche Bewertung eindeutig enger zusammen.

Mit dem Blick über den eigenen Bauzaun, gegenseitigem Austausch und Vernetzung – so gelingt es, Fachdisziplinen-übergreifend Lösungen für die gegenwärtigen Herausforderungen des Bauwesens in Anbetracht des Klimawandels zu entwickeln und gemeinsam einen Beitrag zur Ressourceneffizienz und CO₂-Reduktion zu leisten.

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen e.V. (2024)

Das DGNB System für Baustellen [online]

<https://www.dgnb.de/de/zertifizierung/gebäude/baustelle> [abgerufen am 15.01.2024]

Deutsches Institut für Bautechnik DIBt (2021)

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Betone "CPM-Basecrete" und "CPM-Topcrete"

Ed. Züblin AG (2022)

Einsatz von CO₂-reduziertem Beton bei Bohrpfahlarbeiten am Beispiel des Central Business Towers in Frankfurt am Main

Fischer, O. (2012)

Moderner Tunnelbau – eine weitere Königsdisziplin der Ingenieure! Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 11

Güteverband Transportbeton (2023)

Was ist Transportbeton? [online]

<https://www.gvtb.at/starkelehre/wasisttransportbeton.php> [abgerufen am 06.12.2023]

Huwe, V., Henze, L. & Steitz, J. (2023)

Die politische Bedeutung von Kippunkten. [Online]

<https://politischeoekonomie.com/die-politische-bedeutung-von-kippunkten/>
[abgerufen am 10.01.2024]

Pichlmeier, F. (2019)

Ressourceneffizienz im Bauwesen - Von der Planung bis zum Bauwerk

Sobeck, W. (2020)

17 Thesen zur Nachhaltigkeit. [Online]

https://www.wernersobek.com/de/themen/17_thesen [abgerufen am 06.12.2023]

Statista (2022)

Produktion von Transportbeton in Deutschland in den Jahren 2003 bis 2022 (in Millionen Kubikmeter) [Online]

<https://de.statista.com/statistik/daten/studie/167013/umfrage/produktionsmenge-der-transportbetonindustrie-seit-2004> [abgerufen am 06.12.2023]

STRABAG AG (2023)

Webcam [Online]

<https://mksiteview.mkstimelapse.com> [abgerufen am 06.12.2023]

STRABAG AG (2023)

Sechsstreifiger Ausbau der A8 bei Pforzheim / Enztalquerung [Online]

https://www.strabag.de/databases/internet/_public/content30.nsf/web30?Openagent&id=DGNB-A8-Enztalquerung-Pforzheim.html [abgerufen am 15.12.2023]

UN Environment Programme (2022)

Global Status Report for Buildings and Construction. [Online]

<https://www.unep.org/resources/publication/2022-global-status-report-buildings-and-construction> [abgerufen am 22.10.2023]

VDZ (2020)

Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien, Düsseldorf

Wall, J., Schweig, U., (2022)

Effiziente Zertifizierung einer nachhaltigen Baustelle anhand agiler und digitaler Methoden. Agile Digitalisierung im Baubetrieb, 1. Auflage

Dauerhaftigkeit von Zugelementen und geankerten Konstruktionen unter Berücksichtigung der geplanten Nutzungsdauer und klimawandelbedingter Effekte

Dr. techn. Matthias J. Rebhan, Dipl.-Ing. Hans-Peter Daxer

Assoc. Prof. Franz Tschuchnigg, Univ. Prof. Roman Marte

TU Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Österreich

Dipl.-Ing. Markus Schuch

ÖBB-Infrastruktur AG, Österreich

Clemens Klass, M.Sc.

ASFİNAG Bau Management GmbH, Österreich

Dipl.-Ing. Klaus Breit

Keller Grundbau Ges.mbH Wien, Österreich

1 Zugelemente und geankerte Konstruktionen

Zur Stützung eines Bodenkörpers, zur Sicherung von Böschungen oder um die Tragfähigkeit von Konstruktionen zu erhöhen werden Zugelemente (Wichter L., Meininger W., 2000) verwendet und damit geankerte Konstruktionen errichtet. Hierzu können in Abhängigkeit des Anwendungsgebietes und der Art des geotechnischen Bauwerkes unterschiedliche Zugelemente verwendet werden. Diese werden sowohl zur Errichtung und dem Schutz von Siedlungsräumen herangezogen und können beispielsweise im Bereich der Infrastruktur (Straße und Schiene) zum Einsatz kommen, um dort eine wirtschaftliche und sichere Trassenführung zu ermöglichen.

1.1 Arten von Zugelementen

Zugelemente können in drei Arten – vorgespannte Verpressanker, Mikropfähle und Bodennägel – unterschieden werden. Auf Grund der Möglichkeit, große Zugkräfte in tragfähigen Untergrund einzuleiten und damit unter anderem Baugrubensicherungen, Stützbauwerke und Brückenwiderlager zu verankern, werden vorgespannte Verpressanker (Adam et al., 2017 & ÖNORM EN 1537, 2015 siehe Bild 1 links) oftmals für die Errichtung von geankerten Konstruktionen (vgl. Bild 2) verwendet. Diese Bauteile zeichnen sich durch eine Freispiel- und Haftstrecke aus. Dies ermöglicht das Aufbringen einer Vorspannung, woraus folgend es sich um ein aktives Zugelement handelt, welches geringe Verformungen (z. B. bei Baugruben) sicherstellt.



Bild 1 Beispiele für Zugelemente
links: vorgespannter Verpressanker,
Mitte: Mikropfahl als Fundierung von Schutzbauten,
rechts: Ansicht einer Bodenvernagelung

Demgegenüber stehen Mikropfähle (ÖNORM EN 14199, 2016), wie in Bild 1 Mitte zu sehen, welche im Regelfall keine Freispielstrecke aufweisen, sondern die auf sie einwirkende Last über ihre gesamte Länge in den Untergrund ableiten. Wie das hier dargestellte Beispiel der Fundierung eines Steinschlagschutznetzes zeigt, werden diese meist auf Zug (axial) beansprucht, können jedoch auch auf Scherung und Biegung beansprucht werden. Diese Funktion kann im Regelfall durch ein einzelnes dieser Tragglieder erfüllt werden. Kommen eine Vielzahl an derartigen stabförmigen Zugelementen zum Einsatz und wirken diese auf Grund ihres (geringen) Abstandes zueinander im Kollektiv, wird von Bodennägeln respektive einer Bodenvernagelung (ÖNORM EN 14490, 2010 siehe Bild 1 rechts) gesprochen.

1.2 Arten und Tragverhalten von geankerten Konstruktionen

Für einen Großteil der Bauwerke mit hohen Beanspruchungen, einer entsprechenden Längs- und Höhenausdehnung sowie einer geplanten Nutzungsdauer von mehr als 50

Jahren werden im Regelfall vorgespannte Verpressanker zur Errichtung von geankerten Konstruktionen verwendet. Ankerwände sind generell „Stützkonstruktionen, die aus mehreren Etagen verankerter Stahlbetonplatten bestehen. Werden diese „Ankerplatten“ Mann an Mann angeordnet, spricht man von geschlossenen Ankerwänden. Bei aufgelösten Anker- oder Elementwänden werden die Ankerplatten abhängig von den Baugrundverhältnissen in einem bestimmten Raster angebracht.“ (Boley, 2012) Zwei Beispiele hierzu aus dem Streckennetz der ÖBB sind in Bild 2 dargestellt.



Bild 2 Geankerte Konstruktionen im Bereich der Schieneninfrastruktur, links: Querkraftverdübelte, geankerte Elementwand mit Bermen, rechts: geankerte Lisenenwand mit Spritzbetonauskleidung

Das linke Bild zeigt eine geankerte Elementwand welche aus vier Bermen mit je zwei Ankerhorizonten besteht. In vertikaler Richtung (zwischen den Bermen) sind diese Elemente nicht miteinander verbunden, wohingegen diese in Längsrichtung (entlang der Abwicklung) eine Querkraftverdübelung aufweisen. Demzufolge kann sich hier ein mehrdimensionaler Lastabtragungsmechanismus einstellen, welcher bei einer Schädigung der Konstruktion aber auch der Zugelemente berücksichtigt werden kann. Im Gegensatz hierzu stellt eine Lisenenwand, wie im rechten Bild gezeigt, eine linienförmige Konstruktion dar, welche als Biegebalken mit Auflagerungen im Bereich der vorgespannten Verpressanker zu betrachten ist.

Mit zunehmender Nutzungsdauer, des damit einhergehenden Anstieges an alterungsbedingten Schäden und Mängeln sowie zufolge sich ändernder Einwirkungen (z. B. Erhöhung von Verkehrslasten), aber auch auf Grund klimawandelbedingter Effekte, ist oftmals eine Verstärkung von bestehenden Konstruktionen erforderlich. Hierzu kommen beispielsweise bei Gewichtskonstruktionen und Brückenwiderlagern im Regelfall Verankerungen und andere Zugelemente zum Einsatz, um die erforderliche Tragfähigkeit der Konstruktion sicherzustellen bzw. diese wieder zu erreichen. Damit wird neben einer entsprechenden Zuverlässigkeit auch eine Verlängerung der Nutzungsdauer generiert.

2 Anforderungen an Zugelemente und geankerte Konstruktionen

Wie alle Konstruktionen müssen Ingenieurbauwerke wie geankerte Konstruktionen, Stützbauwerke oder nachträglich geankerte Bauwerke eine Reihe von Anforderungen erfüllen. Diese werden im Allgemeinen durch die Zuverlässigkeit einer Konstruktion als die Summe aus Tragfähigkeit (ULS), Gebrauchstauglichkeit (SLS) und Dauerhaftigkeit definiert. Um eine geplante Nutzungsdauer von mehr als 80 Jahren (ÖNORM B 1997-1, 2013) zu ermöglichen, und während dieser Zeit eine ausreichende Zuverlässigkeit zu gewährleisten, sind vor allem bei Verankerungen entsprechende Planungstätigkeiten und Sorgfalt bei der Umsetzung zu gewährleisten. Wie die Schäden in Kapitel 3.3 zeigen, war dies vor allem bei Zugelementen in der Vergangenheit nicht immer der Fall.

Zudem zeigen die Erfahrungen der Bauwerkserhalter, dass in der Planung und Ausführung zusätzlich die Anforderungen an die Instandhaltung und den Betrieb zu beachten sind. In Österreich werden diese zum Beispiel für den Bereich der Schiene und Straße durch die RVS 13.03.21 (2022) definiert, wobei hier neben der Inspektionstätigkeit auch die Instandhaltung und das Setzen entsprechender Maßnahmen adressiert werden. Zudem wurde in Österreich durch die Einführung der ÖNORM B 4456 (2021) ein wesentlicher Beitrag geschaffen, um zukünftig bei geankerten Konstruktionen eine entsprechende Lebensdauer sicherzustellen.

3 Schäden an Zugelementen und geankerten Konstruktionen

Wie alle Konstruktionen unterliegen Zugelemente und geankerte Konstruktionen auch einer Alterung. Demzufolge ist eine Inspektion und Erfassung der vorliegenden Schadensbilder und der Schadensentwicklung erforderlich, um im Zuge einer Beurteilung deren Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit der Konstruktion ableiten zu können.

3.1 Inspektion und Beurteilung von Zugelementen und geankerten Konstruktionen

In der RVS 13.03.21 (2022) werden die Rahmenbedingungen für eine Prüfung und Kontrolle von geankerten Konstruktionen gelegt. Neben den klassischen betonbautechnischen und geologischen Betrachtungsbereichen liegt der Fokus hier auf den Verankerungen, um den Erhaltungszustand dieser bzw. mögliche Veränderungen dieser erkennen zu können. Kontrollen und Prüfungen von Infrastrukturbauwerken finden periodisch statt und sind handnah und visuell durchzuführen. Dabei erfolgt eine Erhebung des Erhaltungszustandes, um dem Erhaltungsverpflichtenden darauf aufbauend die Möglichkeit zu geben, *„Mängel und/oder Schäden zu beheben, bevor größerer wirtschaftlicher Schaden eintritt oder die Verkehrssicherheit beeinträchtigt wird“* (vgl. RVS 13.03.21, 2022).

Zudem wurde ein Arbeitspapier (AP33, 2022) ausgearbeitet, um der Sonderprüfung von Zugelementen und geankerten Konstruktionen entsprechende Aufmerksamkeit zu schenken und diesbezüglich Grundlagen zu schaffen. Dieses gibt zum einen nähere Informationen zu geologischen Prüfumfängen und konzentriert sich zum anderen auf die Zugelemente, wo mit der vorbereitenden visuellen Begutachtung die Basis für weitere Sonderprüfungen wie eine endoskopische Untersuchung, die Durchführung von Abhebekontrollen oder auch materialtechnische Untersuchungen gelegt werden muss. Vor allem das Thema der Abhebekontrolle wurde intensiver betrachtet und ausgeführt, da bisher keine normativen Vorgaben für derartige Prüfungen vorhanden waren. (Reinprecht & Rebhan, 2022)

3.2 Schäden an geankerten Konstruktionen

Ein wesentlicher Bestandteil der Prüfung und Kontrolle von geankerten Konstruktionen ist die Erhebung von vorliegenden Mängeln und Schadensbildern. Bei geankerten Konstruktionen sind dies neben den klassischen betonbautechnischen Schäden wie freiliegender Bewehrung, Abplatzungen oder Rissen auch geologische Schadensbilder (Reinprecht & Rebhan, 2022) wie Anrisskanten, Mängel und Schäden an der Entwässerung, welche eine zusätzliche Belastung auf das Bauwerk oder auch eine Ankündigung möglicher Versagensmechanismen darstellen.

3.3 Schäden an Zugelementen

Gemeinsam mit der Konstruktion sind Zugelemente während der Nutzungsdauer enormen äußeren Einwirkungen wie Temperaturschwankungen, Tausalz und Chloriden aus dem Winterdienst sowie Starkregenereignissen unterworfen und werden zudem durch die einwirkenden Kräfte aus dem Bauwerk beansprucht. Neben den aus dem Brückenbau bekannten Schäden wie der Wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion (Hunkeler F., Matt P., von Matt U., Werner R., 2005 & Nürnberger U., 1995) und einem Versagen einzelner Drähte oder Litzen zu Folge einer zunehmenden Schädigung (vgl. Bild 3 links) oder einer Überbeanspruchung sind hier vor allem korrosionsschutztechnische Problemstellungen im Ankerkopfbereich zu erkennen.



Bild 3 Schäden an Zugelementen, links: Versagte Litze, Mitte: Korrosion am Litzenüberstand, rechts: Korrosion innerhalb des Ankerkopfes

Bild 3 zeigt hierzu zwei Beispiele für Korrosionsschäden, welche die Dauerhaftigkeit der Konstruktion entsprechend beeinflussen und bedingt auch eine Auswirkung auf das Tragverhalten haben. Während das mittige Bild aus einer unzureichenden Herstellung des Korrosionsschutzes des Ankerkopfes (z. B. fehlende Abdeckhaube inklusive Verfüllung) resultiert, zeigt das rechte Bild das komplette Fehlen des Korrosionsschutzes im Inneren des Ankerkopfes. Letzteres kann dabei zum einen aus einer unsachgemäßen Herstellung resultieren, zum anderen jedoch auch das Ergebnis einer mangelnden Planung und Qualitätskontrolle in der Errichtungsphase sein. Beide Bilder zeigen hier jedoch Schäden, welche im Zuge einer Prüfung und Kontrolle durch eine visuelle und handnahe Prüfung nur bedingt, beispielsweise durch Tropfstellen und Korrosionsfahnen, erkannt werden können. Um diese zu erfassen und auch deren Auswirkungen zu beurteilen sind im Regelfall Sonderprüfungen (AP33, 2022) erforderlich. Neben der Demontage der vorhandenen Korrosionsschutzeinrichtungen wie Abdeckhauben und Verfüllungen ist hier eine endoskopische Untersuchung erforderlich. Mit dieser kann im Allgemeinen der generelle Zustand des Ankerkopfbereiches beurteilt werden und daraus folgend eine Einleitung weiterer Prüfmaßnahmen wie Abhebekontrollen vorgenommen werden, um den Erhaltungszustand des Ankers bestimmen zu können.

4 Beurteilung und Nachrechnung von geankerten Konstruktionen

Wie bereits angeführt, ist die Erfassung von Schäden die Grundlage für die Beurteilung des Erhaltungszustandes eines Bauwerkes. Basierend auf den vorgefundenen Schadensbildern ist deren Auswirkung auf die „Zuverlässigkeit und Verkehrssicherheit“ (RVS 13.03.21, 2022) hin zu beurteilen. Dies wird meist auf der Erfahrung des Prüfpersonals durchgeführt und soll die Bereiche der Geologie, des konstruktiven Ingenieurbauwes (z. B. Betonbauteile) und der Geotechnik abdecken, um ein möglichst umfassendes Bild zu erhalten. Daraus folgend sind erforderliche und empfohlene Maßnahmen abzuleiten, welche durch den Erhalter entsprechend umzusetzen sind. Ist eine eindeutige Aussage zum Erhaltungszustand, basierend auf einer visuellen und handnahen Prüfung, nicht möglich,

so sind im Regelfall entsprechende Sonderprüfungen (vgl. AP33, 2022) vorzunehmen, um „zur Klärung spezifischer Fragestellungen“ (RVS 13.03.21, 2022) und damit zur Schaffung einer Beurteilungsgrundlage beizutragen. Ein Teil einer derartigen Tätigkeit kann eine Nachrechnung des entsprechenden Bauwerkes oder einzelner Bauwerksteile sein.

Aktuell sind hierfür in Bezug auf geotechnische Konstruktionen, im Vergleich zum Brückenbau (ÖNORM B 4008-2, 2019), nur bedingt Vorgehensweisen und Möglichkeiten definiert. Bei geankerten Konstruktionen kann ein Bestandteil einer derartigen rechnerischen Betrachtung das Verhalten der Konstruktion zufolge eines Ankerausfalles sein. In Bild 4 ist dies schematisch an einer Konstruktion mit vier Ankerhorizonten gezeigt. Durch Daxer (2020) wurde hier die Auswirkung eines Ankerausfalles auf die Biegemomentenverteilung innerhalb der Konstruktion (linkes Bild) sowie die daraus folgenden Verformungen der Wand (rechtes Bild) betrachtet.

Dabei lässt sich erkennen, dass hier eine deutliche Umlagerung innerhalb der Konstruktion – also der Betonbauteile – stattfinden bzw. auftreten kann, welche zu einer Überbeanspruchung dieser aber auch zu einer Umlagerung der Kräfte von den schadhafte Anker hin zu Ankern mit einer Tragfähigkeitsreserve resultieren kann. Eine entsprechende Abbildung der Interaktion zwischen dem Bauwerk und dem Untergrund, um ein hier mögliches Umlagerungspotential im Untergrund ebenfalls nutzen zu können, ist entsprechend schwierig und aktuell nicht geregelt.

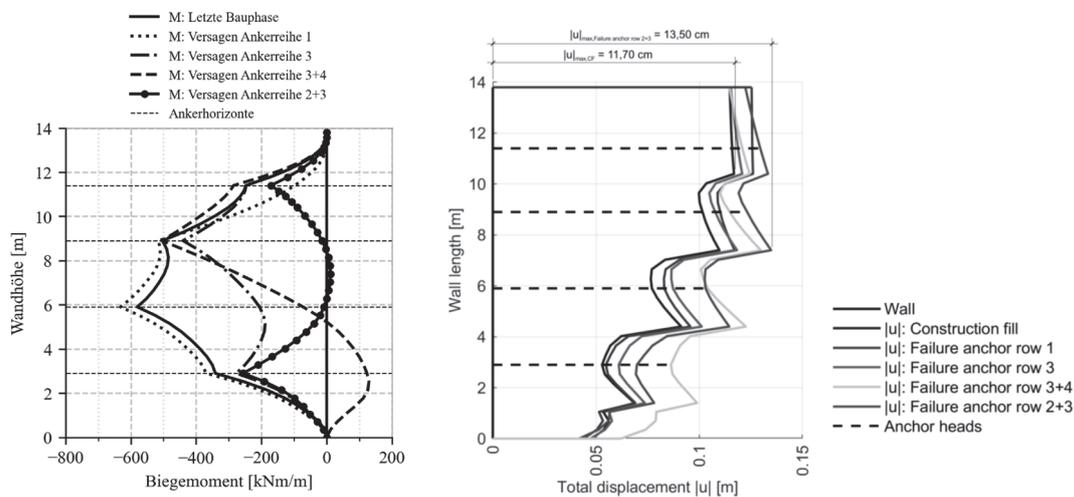


Bild 4 Berücksichtigung des Ankerausfalles in Nachrechnungen von geankerten Konstruktionen,
links: Biegemomentenverteilung infolge Ankerausfall,
rechts: Verformungen der Wand durch einen Ankerausfall (Daxer, 2020)

Zudem zeigt die rechte Abbildung in Bild 4 das aus einem Ankerausfall resultierende Verformungsverhalten der Konstruktion. Hierbei lässt sich erkennen, dass eine sehr ge-

ringe Verformungszunahme aus dem Versagen eines Ankerns resultiert, welche sich wiederum in lediglich geringen Neigungsänderungen abbildet. Durch ein klassisches geodätisches und geotechnisches Monitoring, beispielsweise durch die Anbringung von Reflektoren oder die Installation von Neigungssensoren, kann ein derartiges Verformungsverhalten nur bedingt erfasst werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem vorliegenden Beitrag wurde ein Überblick zu aktuellen Themenstellungen aus der Bauwerksinstandhaltung und der Beurteilung geotechnischer Konstruktionen mit Fokus auf geankerte Konstruktionen gegeben. Die Erfahrungen aus den letzten Jahren haben gezeigt, dass durch das zunehmende Bauwerksalter ein Anstieg an Schadensfällen bzw. schadhafte Bauwerken zu erwarten ist, welcher mit erheblichen Aufwänden verbunden ist, um die Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit dieser Bauwerke sicherzustellen.

Neben den generell stattfindenden Schadensentwicklungen welche teils auf die „natürliche“ Alterung der Konstruktionen zurückzuführen sind und unter anderem teils durch eine mangelnde Planung und Qualitätssicherung während der Herstellung bedingt sind, werden hier zukünftig unter anderem klimawandelbedingte Effekte bei der Instandhaltung und der Inspektion zu beachten sein. Für geankerte Konstruktionen sind dies beispielsweise der vermehrte Einsatz von Tausalzen und Chloriden im direkten Nahbereich der Zuelemente, welche eine korrosionsfördernde Umgebung sowohl durch Sprühnebel aber auch im Untergrund schaffen, und daraus folgend eine rapide Zunahme von korrosionsbedingten Schäden hervorrufen können. Weiters sind generelle klimatische Änderungen wie erhöhte Niederschläge bzw. die Zunahme von Starkregenereignissen sowie die damit verbundenen Auswaschungen in Locker- und Festgesteinen und daraus folgende Auswirkungen auf Entwässerungseinrichtungen als kritisch zu betrachten. Vor allem da ein Großteil der geankerten Konstruktionen – sowie auch andere geotechnische Bauwerke – lediglich auf den wirkenden Erddruck und nicht auf einen anfallenden und schwankenden Wasserdruck ausgelegt wurden. Zudem stellen Änderungen in der Umgebungstemperatur ein weiteres mögliches Belastungsszenario für geotechnische Bauwerke dar, welches sich teilweise in Zwangsverformungen und fehlenden Bewegungs- und Ausdehnungspotentialen der Konstruktionen und daraus folgenden Schäden wie Abplatzungen oder auch Zwangsverformungen und zunehmender Rissbildung zeigt.

Aktuelle Richtlinien, Regelwerke aber auch interne Handlungsanweisung der Bauwerkserhalter in Bezug auf die Beurteilung und Nachrechnung von geankerten Konstruktionen berücksichtigen aktuell weder schadensbedingte Auswirkungen noch klimawandelbedingte Effekte auf Bauwerke. Prüfmethode nach dem Stand der Technik basieren hier sehr stark auf der visuellen und handnahen Begutachtung der Konstruktion, was beispielsweise für konstruktive Bauteile wie Betonelemente zielführend und anwendbar sein kann. Bei geankerten Konstruktionen, welche auf Grund ihrer Funktionsweise und Verwendung

meist nicht oder nur bedingt einsehbar sind, müssen hier andere Methoden herangezogen werden, um eine umfassende Aussage über deren Erhaltungszustand zu ermöglichen und eine Abschätzung der Auswirkungen auf die Zuverlässigkeit der Konstruktion zulassen.

An der Technischen Universität Graz wurde daher eine Reihe von Forschungsprojekten begonnen, welche sich der angeführten Problemstellungen annehmen. Neben den Möglichkeiten zur Nachrechnung und der rechnerischen Beurteilung von geankerten Konstruktionen mit dem Fokus auf den Ausfall von Zugelementen, werden hier unter anderem klimawandelbedingte Einflüsse auf Infrastrukturbauwerke näher untersucht. Letzteres ist ein maßgebender Baustein, um eine resiliente und klimafitte Infrastruktur sicherzustellen, welche sowohl für nutzbare Siedlungsbereiche als auch zuverlässige und verfügbare Infrastrukturtrassen benötigt werden.

Danksagung und Anerkennung

Die in diesem Beitrag dargestellten Ergebnisse stammen aus Forschungsprojekten, welche durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) finanziert wurden und werden und auf die Beteiligung der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), der Autobahn- und Schnellstraßen Finanzierungs-Aktiengesellschaft (ASFiNAG) zurückgreifen können. Zudem sind derartige Forschungen nur durch die Mitwirkung einer Reihe von Wirtschaftspartnern sowie mit Unterstützung der Vereinigung Österreichischer Bohr-, Brunnenbau- und Spezialtiefbauunternehmungen (VÖBU) möglich.

Literatur

Adam et. al. (2017)

Zur Wirkungsweise von vorgespannten Ankern, Zugelemente in der Geotechnik. Nägel, Anker, Zugpfähle. Beiträge zum 32. Christian Veder Kolloquium, 20. und 21. April 2017, Graz; Gruppe Geotechnik Graz.

AP33 (2022)

Arbeitspapier Nr. 33 – Sonderprüfmethoden für geankerte Konstruktionen und Zugelemente, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr.

Boley, C. (2012)

Handbuch Geotechnik, Vieweg+Teubner, Wiesbaden.

Daxer H.-P. (2020)

The behaviour of anchored structures affected by the failure of ground anchors. Masterarbeit am Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik der Technischen Universität Graz. Graz.

- Hunkeler F., Matt P., von Matt U., Werner R. (2005)
Spannglieder, Schrägseile und Anker – Beschreibung der Systeme und Erkenntnisse aus Korrosionsschäden. Forschungsauftrag AGB2000/470 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB).
- Nürnberger U. (1995)
Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Band 1. Bauverlag. Wiesbaden und Berlin.
- ÖNORM B 1997-1 (2013)
Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln. Austrian Standards Institute. Komitee 023 Geotechnik. Wien.
- ÖNORM B 4008-2 (2019)
Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 2: Brückenbau, Austrian Standards Institute. Komitee 014 Brückenbau Allgemeines. Wien.
- ÖNORM B 4456 (2021)
Geotechnik - Dauerhaftigkeit von Verankerungen. Austrian Standards Institute. Komitee 023 Geotechnik. Wien.
- ÖNORM EN 14199 (2016)
Ausführungen von Arbeiten im Spezialtiefbau – Mikropfähle. Austrian Standards Institute. Komitee 023 Geotechnik. Wien.
- ÖNORM EN 14490 (2010)
Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bodenvernagelungen. Austrian Standards Institute. Komitee 023 Geotechnik. Wien.
- ÖNORM EN 1537 (2015)
Ausführungen von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker. Austrian Standards Institute. Komitee 023 Geotechnik. Wien.
- Reinprecht, V., Rebhan, M.J. (2022)
Prüfung und Sonderprüfung von geankerten Stützbauwerken, FSV-Verkehrstag 2022, 22.06.2022, Wien, 2022
- RVS 13.03.01 (2022)
Qualitätssicherung bauliche Erhaltung - Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Monitoring von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse Schiene Verkehr, Ausgabe 01, FSV, Wien, Februar 2022
- Wichter L., Meininger W. (2000)
Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau. Ernst & Sohn. Berlin.

Geothermisch aktivierte MIP-Verbauwand plus Bodenplatte

Dr.-Ing. Karsten Beckhaus, Dr.-Ing. Hursit Ibuk, Dipl.-Ing. Stefan Jäger

BAUER Spezialtiefbau GmbH

1 Nachhaltigkeit im Spezialtiefbau

1.1 Einführung

Als bedeutender Teil der weltweiten Gesamtwirtschaft hat die Bauindustrie einen entsprechend großen Anteil daran, die 17 Ziele der Vereinten Nationen (2023) zu erreichen. Die in der Agenda 2030 für nachhaltige Entwicklung definierten Ziele umfassen neben wirtschaftlichen und sozialen Aspekten vor allem die hier im Fokus stehenden ökologische Aspekte (United Nations 2015). Hier kann der Spezialtiefbau insbesondere dazu beitragen, Bauprodukte und Methoden zu entwickeln bzw. bekannte oder neue Bauweisen so einzusetzen, dass Bauwerke in ihrer Entstehung und bestenfalls auch in ihrer Nutzungsphase nachweislich nachhaltiger werden und das Klimaziel „Null CO₂“ der Europäischen Union unterstützen. Bauer hat vier der o.g. 17 Ziele mit besonderer Relevanz für geotechnische Arbeiten ausgemacht und konzentriert sich in der Nachhaltigkeitsstrategie auf diese. Dazu gehören die Erhaltung einer gesunden Umgebung, die Verbesserung des Zugangs zu Trinkwasser, die Schaffung einer zukunftsfähigen Umgebung durch innovative Lösungen sowie die Reduzierung von Treibhausgasemissionen.

Führende Spezialtiefbau-Verbände haben für ihren Bereich den „Carbon Calculator“ entwickelt, vgl. Abschnitt 1.2, mit dem objektiv der Fußabdruck typischer geotechnischer Bauprodukte berechnet werden kann. Zur Bestimmung des CO₂-Fußabdrucks bieten darüber hinaus Umweltproduktdeklarationen (engl. Environmental Product Declarations, EPDs) eine Alternative, üblicherweise für werksmäßig hergestellte und standardisierte Bauprodukte wie Stahlträger oder Baustoffe wie Beton.

Während der o.g. CO₂-Fußabdruck zunächst auf die Phase der Planung und Herstellung von Bauprodukten begrenzt ist, können geeignete Anwendungen auch über den gesamten Lebenszyklus zu einem in Summe nachhaltigeren Gesamtbauwerk führen. Dieser über

den Bau hinaus positiv wirkende Effekt auf die ökologische Nachhaltigkeit kann als ökologischer Handabdruck bewertet werden. In diesem Kontext wird die BAUER Energiewand als funktionale sowie nachhaltige Anwendung während der Nutzungsphase des Gesamtbauwerks hervorgehoben. Als weitere nachhaltige Anwendung wird im Ausblick die hochverformbare MIP-Dichtwand gezeigt und das Potenzial für die Einsparung von CO-Emissionen durch ein neues Bemessungskonzept unter Ausnutzung plastischer Verformungsanteile des Baustoffs an einem Beispiel berechnet.

Die Erkenntnis, dass nahezu jede bauwerksbezogene Entscheidung die Nachhaltigkeit beeinflusst, unterstreicht die Notwendigkeit einer partnerschaftlichen Zusammenarbeit der Baubeteiligten. Um Nachhaltigkeitsvorteile für eine Bauaufgabe vollumfänglich nutzen zu können, sollten solche Konzepte bereits in der frühen Planungsphase auf Machbarkeit geprüft werden, damit im Weiteren die Entwurfs- und Ausführungsplanung gewinnbringend auf die spezifischen Bauwerksbedingungen abgestimmt werden kann.

1.2 Ökologischer Fußabdruck – Carbon Calculator

Kohlendioxid (CO₂) ist das in Summe am meisten emittierte Treibhausgas, das durch menschliche Aktivitäten in die Atmosphäre freigesetzt wird. Um die Klimawirkungen anderer Treibhausgase zusammen mit der von CO₂ in einer Kennzahl bewerten zu können, werden sie in CO₂-Äquivalente (CO_{2e}) umgerechnet, basierend auf einer gleichen klimatischen Erwärmungswirkung innerhalb eines festgelegten Zeitraums von 100 Jahren (IPCC 2007/2013). Eine einfache Normierung erlaubt das globale Erwärmungspotenzial (Global Warming Potential, GWP), das für jedes Treibhausgas individuell festgelegt ist. Das GWP von CO₂ ist mit 1 festgelegt. Methan (CH₄) hat beispielsweise ein GWP von 25, d. h. 1 kg Methan hat die gleiche Erwärmungswirkung wie 25 kg CO₂ [4]. Die Summe an CO_{2e}, auch als CO_{2e}-Fußabdruck bezeichnet, ist ein Maß für die Gesamtmenge an Treibhausgasemissionen, die z. B. durch die Erstellung eines geotechnischen Bauprodukts verursacht werden (Umweltbundesamt 2022).

Der EFFC/DFI Carbon Calculator ist ein von den führenden Verbänden im Spezialiiefbau in Europa und den USA, der „European Federation of Foundation Contractors“ (EFFC) und dem „Deep Foundation Institute“ (DFI), veröffentlichtes Programm zur Berechnung des CO_{2e}-Fußabdrucks von geotechnischen Bauprodukten. Das Programm bietet eine strukturierte Eingabeschnittstelle, mit der der CO_{2e}-Fußabdruck eines Bauwerks von der Planung bis zur Fertigstellung ermittelt werden kann. Die Berechnung berücksichtigt alle Lebenszyklusmodule von A1 bis A5 gemäß DIN EN 15804 (Bild 1).

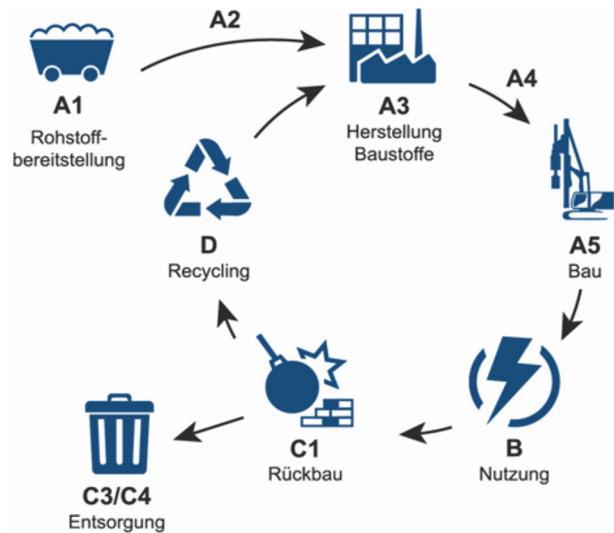


Bild 1 Lebenszyklusdefinition der DIN EN 15804 (2022), vgl. auch Mischo (2023)

Der EFFC/DFI Carbon Calculator verwendet den bewährten Ansatz, den CO₂-Fußabdruck zu bestimmen, indem er die "Aktivitätsdaten" mit den entsprechenden "Emissionsfaktoren" multipliziert (Mischo 2023). Dadurch lassen sich die Einzelemissionen (E_{F_i}) jeder Baustellenaktivität (= Aktivitätsdaten A_i) in CO₂-Äquivalente (CO₂e) umrechnen. Die Summe der berechneten CO₂e-Emissionen aus sämtlichen Aktivitäten zur Errichtung des Bauprodukts ergibt den CO₂e-Fußabdruck, siehe Gleichung (1) aus (EFFC 2014).

$$CO_2e - \text{Fußabdruck} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot EF_i \quad (1)$$

Da sowohl Emissionsfaktoren und als auch Aktivitätsdaten gewissen Unsicherheiten unterliegen, zielt der EFFC/DFI Carbon Calculator darauf ab, die Größenordnung des CO₂e-Fußabdrucks zuverlässig zu bestimmen, ohne den Anspruch auf eine Präzision im 1-%-Bereich zu verfolgen. Die Ergebnisausgabe beinhaltet zudem die Aufschlüsselung nach den im Grundbau relevanten Emissionsquellen (eingesetzte Baustoffe, Energie, Transport von Baumaterial, Mobilisierungsemissionen, Personentransport, Produktion der Arbeitsausrüstung und Transporte für Entsorgungen), vgl. Ibuk et al (2021).

1.3 Umweltproduktdeklarationen – EPDs

Eine Umweltproduktdeklaration (englisch: Environmental Product Declaration, kurz: EPD) basiert auf internationalen Normen und Regelwerken (DIN EN ISO 14025, 2011; EFFC, 2014), um eine konsistente und vergleichbare Information über die Umweltwirkung von Produkten sicherzustellen. EPDs enthalten Daten zu Energieverbrauch, Treibhausgasemissionen, Wasserverbrauch und anderen relevanten Umweltaspekten.

Im Bauwesen bilden EPDs für Fachleute wie Architekten und Planer eine wesentliche Grundlage dafür, Gebäude ganzheitlich planen und bewerten zu können (IBU 2023). In

Zukunft dürften EPDs vermehrt als Nachweise in Gebäudezertifizierungen eingesetzt werden, den Zertifizierungsprozess vereinfachen und so positiv beeinflussen. Da EPDs produktspezifisch sind, dürften sie außerdem gegenüber den allgemeineren generischen Ökobilanzdatensätzen, beispielsweise der „Ökobaudat“ des Deutschen Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB), vorgezogen werden (Greenbuildingproducts.eu, 2023).

Bauer Spezialtiefbau hat für das Bodenmischverfahren „Mixed-In-Place“ (MIP) in Summe sechs EPDs: BAUER MIP® Class I bis Class VI veröffentlicht (BAUER EPDs 2023). Diese unterscheiden sich maßgeblich durch den Zementgehalt bezogen auf das Volumen des hergestellten MIP-Körpers. Die MIP-EPDs beziehen sich auf den unbewehrten Bodenmörtel, d.h. ohne Stahlträger oder sonstige Einbauteile, die ggf. separat zu berücksichtigen sind, und geben einen umfassenden Überblick über umweltrelevante Emissionsdaten. Die Daten sind in Tabellen eingebettet und umfassen alle Lebenszyklen, von der Rohstoffgewinnung (Modul A1) bis zur Entsorgung (Modul D). Die EPDs deklarieren insbesondere auch die CO₂-Emissionen je Kubikmeter hergestellten MIP-Baustoff.

Der CO₂e-Fußabdruck z. B. einer MIP-Wand wird bestimmt, indem das Volumen das für diese Wand bodengemischte Volumen in m³ mit der deklarierten CO₂e-Emission multipliziert wird. Damit bietet das EPD zusammen mit dem Aufmaß für das Bauprodukt eine sehr einfache Grundlage für Nachhaltigkeitsberechnungen.

1.4 Ökologischer Handabdruck – Mehrwert für die Nutzung

Während der CO₂-Fußabdruck als Indikator für die negativen Umweltauswirkungen – hier: beim Bau – gilt, bewertet der CO₂-Handabdruck die positiven Umweltauswirkungen bzw. den Einfluss nachhaltigen Handelns (CEE, 2007). Der Handabdruck kann dazu ebenso gezielt durch den Einsatz nachhaltiger Bauprodukte verstärkt werden.

Die in diesem Beitrag beschriebene geothermische Aktivierung einer MIP-Verbauwand plus Bodenplatte ist ein erfolgreiches Beispiel für einen ökologischen Handabdruck, dessen Mehrwert über die installierte Wärmeleistung in der Haustechnikanlage ablesbar ist.

2 Nachhaltiges Verfahren im Spezialtiefbau – Mixed-In-Place

Im Kontext nachhaltiger Verfahren im Spezialtiefbau verwendet Bauer bereits seit vielen Jahren das in ökologischer Sicht als besonders nachhaltig geltende Mixed-In-Place-Verfahren. Es findet Anwendung zur Erstellung von Gründungen und Baugruben, von Dichtwänden oder Baugrundstabilisierungen.

Wie im Abschnitt 1 erläutert, lassen sich die ökologischen Vorteile im Hinblick auf das Treibhauspotenzial objektiv durch Vergleichsberechnungen des klimarelevanten CO₂-Fußabdrucks von Bauprodukten ermitteln, so dass alternative Verfahren objektiv miteinander verglichen werden können. Das im Vergleich mit der klassischen Bohrfahl- oder Schlitzwandbauweise günstige Potential des in der Regel auch wirtschaftlicheren, aber hier insbesondere nachhaltigeren MIP-Verfahrens kann so nachgewiesen werden, vgl. Ibuk et al (2021, 2024).

Beim von Bauer entwickelten MIP-Verfahren wird der anstehende Boden mittels Dreifachschnecke mechanisch aufgemischt und unter Zugabe einer auf die spezifische Anwendung abgestimmten Bindemittelsuspension zu einem vor Ort hergestellten „Bodenmörtel“ verarbeitet. Zur Herstellung einer durchgehenden Wand werden die einzelnen Lamellen im doppelten Pilgerschrittverfahren hergestellt (Bild 2). Nach dem Abteufen der Primärlamellen schließen die Sekundärlamellen die zuvor freigelassene Lücke. Nachfolgend werden die Überschneidungsbereiche von Primär- und Sekundärlamellen nochmals mit der Dreifachschnecke überbohrt und über die gesamte Höhe nochmals aufgemischt, womit sichergestellt wird, dass ein Wandbereich in einer weitgehend ähnlichen Geologie aus einem homogenen Bodenmörtel besteht.

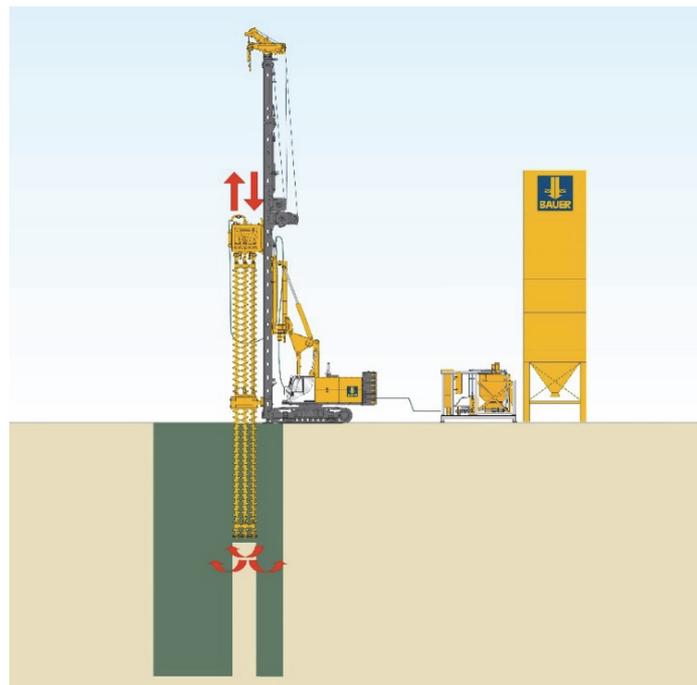


Bild 2 Funktionsweise und Geräteausstattung beim MIP-Verfahren

Für die Anwendung als statisch wirksame Verbauwand (vgl. Bild 3) werden, nachdem ein Abschnitt hergestellt wurde und vor dem Erstarrungsbeginn des Bindemittels, Stahlträger eingebaut, zwischen welchen der schlussendlich erhärtete MIP-Körper als Druckgewölbe wirkt. Erd- und Wasserdruck werden so auf die Stahlträger übertragen, die bei Baugruben i. d. R. mit Verpressankern rückverankert werden.



Bild 3 Fertig ausgehobene MIP-Baugrube, München

Eine MIP-Wand kann neben den aus der bauaufsichtlichen Bauartgenehmigung (DIBt 2021) bereits bekannten Wandstärken von 400 und 550 mm mittlerweile auch mit einer Wandstärke von 750 mm hergestellt werden. Dies erweitert den Anwendungsbereich insbesondere bei tiefen Baugruben. Die gerätetechnisch erreichbare Wandtiefe liegt aktuell bei 23,5 m.

Durch Weiterentwicklungen in der Messtechnik, der Datenaufzeichnung und der Binde- mitteltechnologie konnten besonders im Bereich der Qualitätssicherung weitere Fortschritte erzielt werden, die auf eine Reduzierung des Zementverbrauchs durch ein geringeres Vorhaltemaß für das Einhalten der planmäßigen Eigenschaften abzielt (Beckhaus et al, 2021). Vor allem durch die Kombination des ressourcenschonenden MIP-Verfahrens mit der geothermischen Aktivierung ergeben sich zusätzliche Nachhaltigkeitsvorteile.

3 Geothermische Aktivierung – MIP-Verbauwand permanent

Für die Nutzbarmachung geothermischer Energie über geotechnische Bauwerke wie Bohrpfähle oder Schlitzwände sind inzwischen zahlreiche Anwendungsbeispiele bekannt; sowohl aus dem privaten Wohnungsbau als auch von öffentlichen Großprojekten. Allerdings wird das im Baugrund vorhandene Potential gegenwärtig offensichtlich bei weitem nicht ausgeschöpft.

Besonders das Konzept der Niedertemperatur-Wärmetechnologie (Kälte und Wärme) bietet ein breites Anwendungsfeld für die Nutzung geothermischer Energie. Dabei können geotechnische Bauteile als zentraler Bestandteil eines in einem ganzen Stadtteil betriebenen Systems, basierend auf rein erneuerbarer Energie betrachtet werden. In diesem System kann der Boden als Speicher zum Ausgleich der jahreszeitlichen Perioden vorgesehen werden (Bild 4).

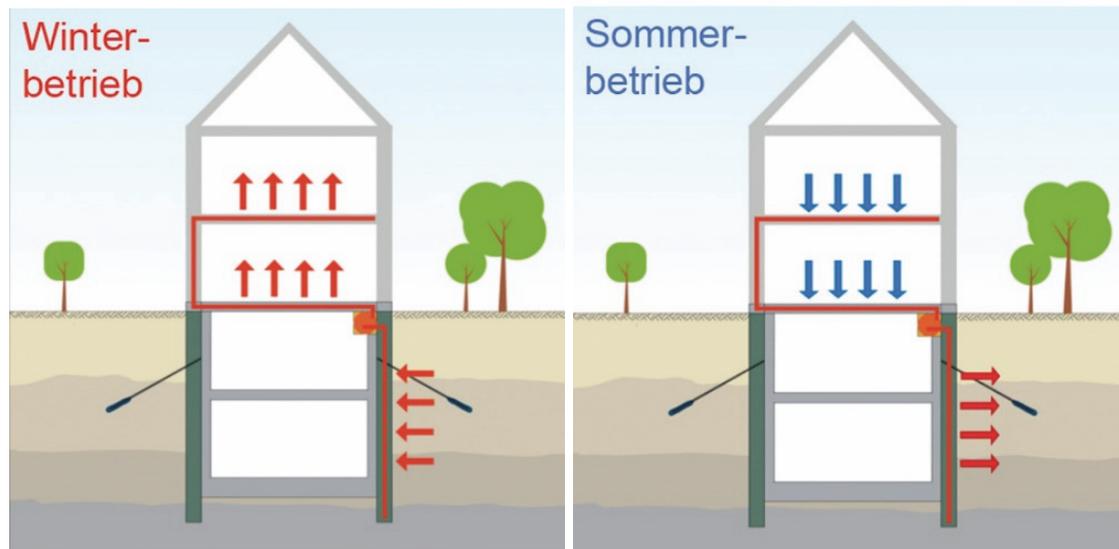


Bild 4 Anwendungsfall einer geothermischen Aktivierung des Baugrunds im Sommer-Winter-Betrieb

Um dieses Potential nutzbar zu machen, ist es selbsterklärend, dass die bauliche Umsetzung der geothermisch aktivierten Bauteile bereits in einem sehr frühen Planungsstadium für die Integration in die Haustechnik berücksichtigt werden muss. Dies ist in der Regel bisher jedoch nicht der Fall. Folglich sollten solche nachhaltigen Überlegungen in die frühen Planungsprozesse einfließen.

Grundlage eines funktionierenden Energiekonzepts mit Geothermie ist die Eignung des Bodens in Verbindung mit der Wand selbst. Die wiederholbare Regeneration des Bodens und Grundwassers ist essenziell für die Verwendbarkeit eines Energieversorgungssystems mit jahreszeitlich abwechselndem Kälte- und Wärmeentzug. Um die wiederholte geothermische Nutzung in den Wintermonaten zu ermöglichen, muss in den warmen Sommermonaten Wärme in den Boden zurückgeleitet werden, während die gewonnene niedrigere Temperatur aus dem Boden das Kühlsystem des Gebäudes unterstützt. Diese gesamtgesehen ausgewogene Nutzung des Systems kann über numerische Simulationen bestätigt werden, welche auch als Basis für die spätere Betriebsführung zur Sicherstellung einer Regeneration des Gesamtsystems dienen kann (Kaiser, Langwich 2018).

Die MIP ist als tiefreichende Bodenstabilisierung im Hinblick auf die geothermische Aktivierung besonders geeignet. Aufgrund der granularen Verzahnung des Bodens mit dem in-situ hergestellten Bodenmörtel wird die Energie ohne Unterbrechung, d.h. ohne eine „kalte Fuge“ überwinden zu müssen, in die geothermisch aktivierten Bauteile transportiert. Die Weiterleitung der Energie erfolgt über die an den Stahlträgern angebrachten Sonden. Diese Idee ist Teil eines Patents, das Bauer Spezialtiefbau erteilt wurde.

Die Dimensionierung bzw. der Abstand der erwähnten Stahlträger in der MIP-Verbauwand ergeben sich aus der statischen Bemessung gemäß erforderlichem Lastabtrag über

diese vertikalen Tragglieder (vgl. Bild 5). Über eine analytische Studie, in welcher auch das Energiekonzept über die gesamte Nutzungsdauer des Gebäudes einfließt, wird die Anzahl der erforderlichen Wärmesonden definiert und festgelegt, welche der verfügbaren Stahlträger damit ausgestattet werden.

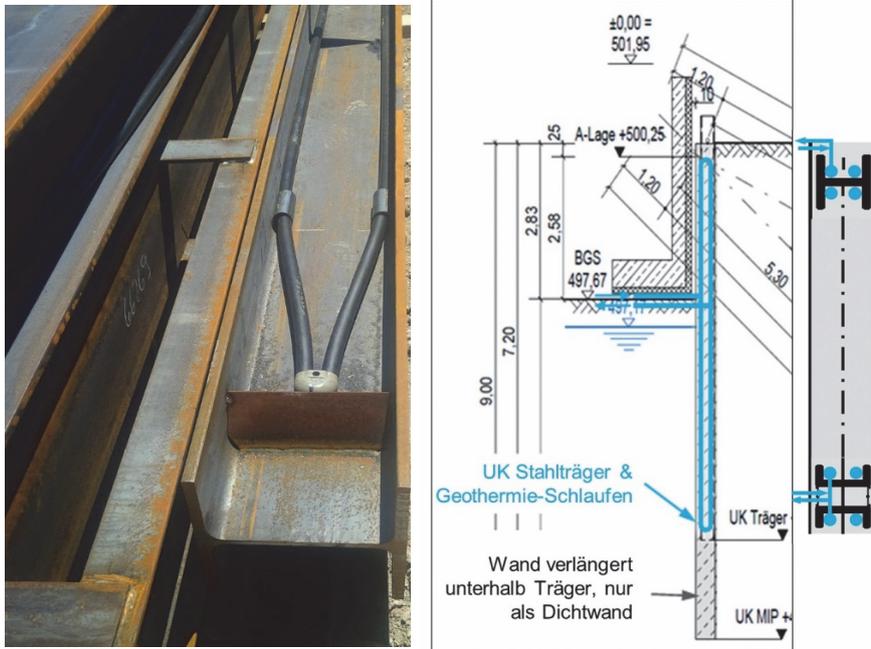


Bild 5 Erdwärmeschleife, einbaufertig am Stahlträger montiert (links) und Schnittdarstellung MIP-Wand mit Träger und Geothermie-Schlaufen (rechts)

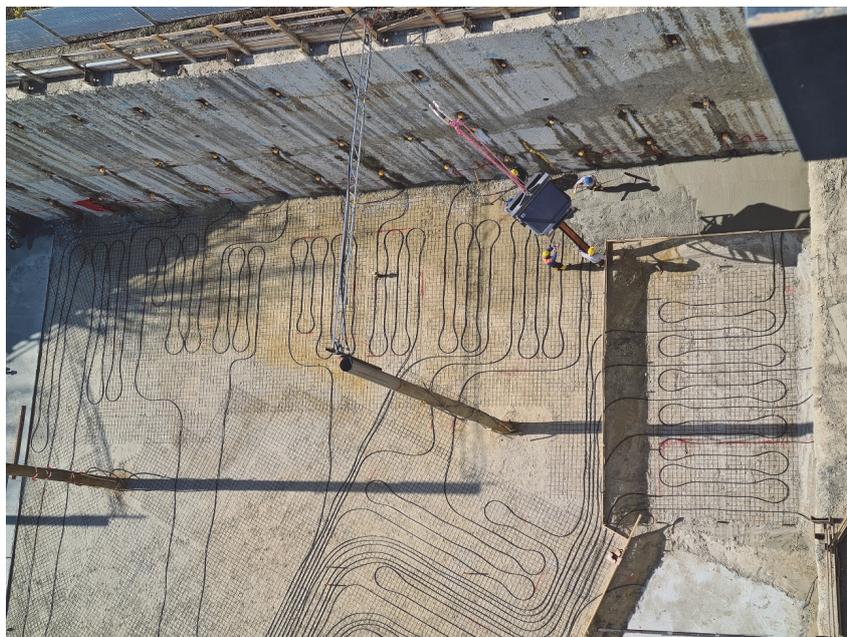


Bild 6 Mehrfach rückverankerte MIP-Verbauwand, mit Auslässen der Geothermierohre im Bereich der ebenfalls geothermisch belegten Bodenplatte

Durch geothermische Aktivierung wird also aus einer zunächst temporären Verbauwand ein integraler Bestandteil des permanenten Bauwerks. Wenn für die Energieversorgung des Gebäudes mehr Geothermie genutzt werden kann, als sie über die MIP-Wände aktivierbar ist, bietet es sich an, die – immer vorhandene – Bodenplatte zusätzlich geothermisch zu belegen, vgl. Bild 6 und Jäger et al (2023).

4 Ausblick – Ausnutzung plastischer Baustoffeigenschaften

Dichtwände bestehen aus Dichtwandmassen, die im Allgemeinen eine hohe Verformbarkeit erreichen müssen, um bei auftretenden Verformungen keinen Schaden zu nehmen und die erforderliche langfristige Dichtwirkung beizubehalten. Dichtwände können u.a. im MIP-Verfahren hergestellt werden, die nach der oben beschriebenen Verfahrensweise fugenlos hergestellt werden. Eine solche Dichtwand zielt i.d.R. auf Druckfestigkeiten im Bereich von 0,4 bis 2 MPa und einer maximalen Durchlässigkeit von 10^{-8} m/s ab. Der charakteristische Verformungsmodul liegt in der Größenordnung von 50 bis 500 MPa. Diese auch mit E_u bezeichnete Kenngröße ergibt sich aus der Steigung im Wendepunkt der Druck-Stauchungskurve im einaxialen Druckfestigkeitsversuch und beschreibt zusammen mit dem Trägheitsmoment der Wand die Biegesteifigkeit in einem definitionsgemäß elastischen Verformungsbereich. In einer gemeinsamen Arbeitsgruppe der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA), der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) werden derzeit Empfehlungen für ein neues Bemessungskonzept für nachhaltige Dichtwände aus „hochverformbaren Dichtwandmassen“ erarbeitet. Dieses Konzept zielt im Wesentlichen auf eine höhere Ausnutzung des visko-elastischen und insbesondere auch des plastischen Verformungsvermögens zementgebundener Dichtwandbaustoffe geringer Festigkeit ab. Im Vergleich zum zuvor beschriebenen Modul E_u kann gemäß Empfehlung neu ein Sekantenmodul vom Ursprung bis zum Hochpunkt der Druckstauchungskurve gebildet werden, der im Merkblatt als reduzierter Verformungsmodul E^*_u bezeichnet wird. Planmäßig soll die Verformung bis zur Bruchstauchung ε_u abzgl. einem gewissen Sicherheitsabstand ausgenutzt werden. Zur Rechtfertigung wird im Merkblatt gezeigt, dass relevante Strukturschwächungen, die zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit führen würden, erst jenseits der Überschreitung der so genannten Bruchstauchung auftreten. In Summe ergibt sich als Folge der planmäßig geringeren Festigkeit und der höheren Verformbarkeit gleichermaßen ein geringerer erforderlicher Zementgehalt für die im Merkblatt behandelten Dichtwandmassen, u.a. Bodenmörtel (Beckhaus et al, 2023, DWA 2024).

In Bezug auf die oben genannten EPD-Klassen für MIP erlaubt die Anwendung dieses neuen Bemessungskonzeptes bei gleicher Bauaufgabe eine Änderung der BAUER MIP® Class 3 auf 1, bzw. von 200 kg Zement je m^3 Bodenmörtel auf 100 kg/m^3 , wie im Bild 7 beispielhaft gezeigt (DWA 2024). Auch die anderen Herstellverfahren, die auf dem Aushub des Bodens und der Verfüllung mit selbsterhärtenden Suspensionen oder plastischem

Beton (auch: "Plastic Concrete" oder Tonbeton) basieren, kommen nach dieser neuen Bemessung mit einem entsprechend geringeren Zementgehalt aus. Der Vorteil beim MIP-Verfahren bleibt aber natürlich, dass der Boden als eine Komponente der Dichtwandmasse in-situ vermischt wird, damit verbleibt und somit die im Vergleich minimalen Baustellentransporte eine nochmals verbesserte Nachhaltigkeit ergeben.

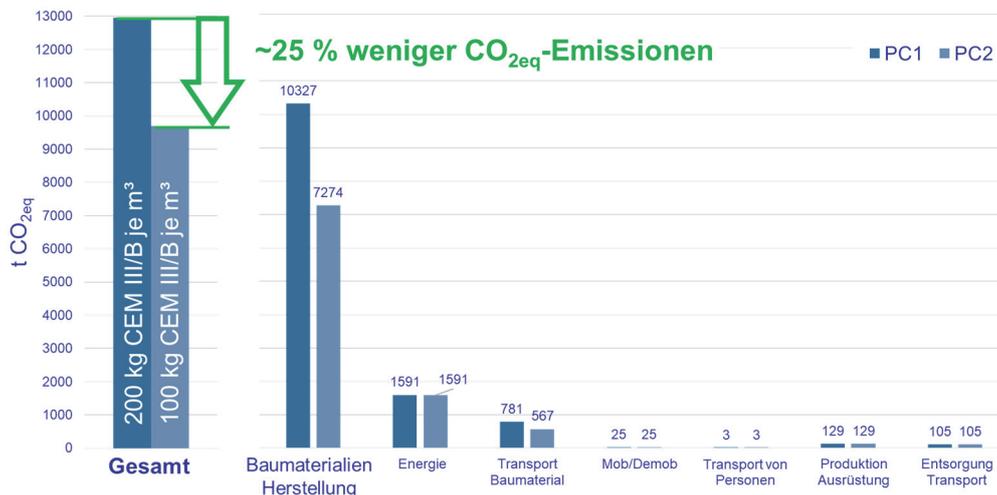


Bild 7 Ergebnis einer Vergleichsberechnung der CO_{2e}-Emissionen für eine tiefe Dichtwand (Berechnung mit dem EFFC Carbon Calculator durch Fa. Bauer)

5 Zusammenfassung

Die Bodenvermörtelung mit dem MIP-Verfahren bietet vielfältige Nachhaltigkeitsvorteile im Spezialtiefbau und kann für die Nutzung von Gebäuden zu erheblichen Einsparungen von fossilen Energieträgern führen. Das MIP-Verfahren der Fa. Bauer kann damit einen wesentlichen Beitrag zum Erreichen der 17 Ziele für nachhaltige Entwicklung der Vereinten Nationen leisten.

Die ökologischen Vorteile werden durch die Ermittlung des CO₂-Fußabdrucks mithilfe des EFFC/DFI Carbon Calculators und Umweltproduktdeklarationen (EPDs) messbar und nachvollziehbar dargestellt. Über eine Vergleichsrechnung des CO₂-Fußabdrucks kann somit der Nachhaltigkeitsvorteil quantifiziert werden.

Weiterentwicklungen, im Beitrag: des MIP-Verfahrens, sollten und können zusätzliche Nachhaltigkeitsvorteile des zu errichtenden Gesamtbauwerks auch in der Nutzungsphase leisten. Die BAUER Energiewand ermöglicht etwa eine optimale geothermische Aktivierung des Baugrunds und damit erhebliche Einsparungen fossiler Energieträger für die Versorgung des Gebäudes mit Wärme und ggf. Kälte. Neben der Anwendung für Verbauwände können auch hochverformbare MIP-Dichtwände einen besonders günstigen Beitrag zu verbesserter Nachhaltigkeit leisten.

Die Bedeutung einer partnerschaftlichen Zusammenarbeit der Baubeteiligten für eine ganzheitliche und effiziente Umsetzung der Nachhaltigkeitsvorteile unterstreicht die Notwendigkeit, frühzeitig innovative Bauprodukte in die Konzept- und Planungsphase einzubeziehen.

Literatur

Vereinte Nationen (2023)

The UN SDG Action Campaign, URL: sdgactioncampaign.org
[abgerufen am 09-11-2023].

United Nations (2015)

Transforming Our World: The 2030 Agenda for Sustainable Development, United Nations Verlag, 2015

IPCC (2007/2013)

Klimawandel 2007/2013 – Synthesebericht. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC: Zwischenstaatlicher Ausschuss für Klimaänderungen), 2007/2013

Umweltbundesamt (2022)

Die Treibhausgase. <https://www.umweltbundesamt.de/themen/klima-energie/klimaschutz-energiepolitik-in-deutschland/treibhausgas-emissionen/die-treibhausgase>, Stand 2022, [abgerufen am 09-11-2023].

DIN EN 15804 (2022)

Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte. Berlin: Beuth. Ausgabe März 2022.

Mischo, A., Eberle, L., Zehetmaier, G. (2023)

Ressourcenschonung und CO₂-Minderung unterirdischer Verkehrsbauwerke in offener Bauweise durch konstruktiv optimierte Verbauten. Bautechnik 100, H. 7, S. 421–428, 2023

EFFC (2014)

European Federation of Foundation Contractors (EFFC), Deep Foundations Institute (DFI): Carbon Calculator Methodological and User Guide, 2014

Ibuk, H., Beckhaus, K., Seidel, A., Baumeister, N. (2021)

Dry excavation pits made with smaller carbon footprint by soil mixing. In: International Conference Proceedings, DFI-Deep Mixing Symposium, Danzig, Poland, 2021

Ibuk, H., Beckhaus, K., Berger, S. (2024)

Nachhaltigkeitsvorteile durch Weiterentwicklungen in der Mixed-In-Place-Technologie. Tagungsband zum 38. Christian Veder Kolloquium, TU Graz, 2024

DIN EN ISO 14025 (2011)

Umweltkennzeichnungen und -deklarationen – Typ III Umweltdeklarationen – Grundsätze und Verfahren. Berlin: Beuth. Ausgabe März 2011

IBU (2023)

Institut Bauen und Umwelt (IBU): EPD-Programm. <https://ibu-epd.com/epd-programm/> [abgerufen am 11-09-2023]

Greenbuildingproducts.eu (2023)

EPD's beeinflussen das Zertifizierungsziel im DGNB und LEED-System positiv. <https://www.greenbuildingproducts.eu/umweltproduktdeklarationen-beeinflussen-das-zertifizierungsziel-im-dgnb-und-leed-system-positiv/> abgerufen am 09-11-2023]

BAUER EPDs (2023)

Published EPDs. <https://ibu-epd.com/en/published-epds/> [abgerufen am 09-11-2023]

CEE (2007)

Centre for Environment Education (CEE). The 4th International Conference on Environment Education. Ahmedabad, India: Centre for Environment Education. 24–28 November 2007.

DIBt (2021)

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine Bauartgenehmigung Z-34.26-200. BAUER Mixed-In-Place (MIP), 2021

Beckhaus, K., Friz, M., Ferstl., S. Ibuk, H. (2021)

Deep Foundation of Railways Using the Mixed-In-Place Technology. In: International Conference Proceedings, DFI-Deep Mixing Symposium, Danzig, Poland, 2021

Kaiser, H., Langwich, O.: Geothermie im Spezialtiefbau – Praxis mit BIM.

AUTOCAD & Inventor Magazin 31, Heft 1, S. 43-45 (2018)

Jäger et al (2023)

Jäger, S.; Ibuk, H.; Beckhaus, K.: Geothermally activated mixed-in-place walls as permanent components of a sustainable energy system: case history. geotechnik. 2023

Beckhaus, K., Kayser, J., Kleist, F., Quarg-Vonscheidt, J., Shepherd, D.A. (2023)

Bemessungskonzept für nachhaltige Dichtwände aus hochverformbaren Dichtwandmassen. 19. Geotechnik-Tag, TU München, 24.3.2023

DWA (2024)

Merkblatt 512-3 (in Erarbeitung): Dichtungssysteme im Wasserbau – Teil 3: Hochverformbare Dichtwandmassen (Stand Januar 2024; Veröffentlichung für Ende 2024 geplant).

Digitalisierung und künstliche Intelligenz

Innovative Baugrunderkundungsmethoden und digitale Datenaufbereitung am Beispiel des Großprojektes 2. Rheinbrücke Wörth/Karlsruhe

Dr.-Ing. Johannes Labenski

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Karlsruhe, Griesbachstr. 10, 76185 Karlsruhe

Dr. Alexandru Poenaru

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Stuttgart, Am Kochenhof 10, 70192 Stuttgart

Dr.-Ing. Torben Treffeisen, Dipl.-Ing. Sebastian Schnell

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Darmstadt, Europaplatz 3, 64293 Darmstadt

1 Projektübersicht und Geologische Untergrundverhältnisse

Der Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz (LBM) plant nördlich der bestehenden Rheinbrücke Maxau zwischen Karlsruhe (Baden-Württemberg, im Folgenden BW) und Maximiliansau (Rheinland-Pfalz, im Folgenden RP) den Neubau einer 2. Rheinbrücke zwischen Wörth und Karlsruhe. Die geplante Brücke soll die spätere Bundesstraße 293 (im Folgenden B 293) über den Rhein führen und eine zweite Verbindung zwischen BW und RP schaffen.

Der geplante Neubau ist dabei etwa 1,4 km nördlich der bestehenden Rheinbrücke Maxau geplant und soll folgend um den Anschluss an die linksrheinische B 9 und die rechtsrheinisch weiterführende B 10 erweitert werden. Gemäß der Vorplanung ist eine 6-feldrige Brücke mit insgesamt vier Fahrspuren und einer Gesamtlänge von ca. 650 m sowie einer Breite im Querschnitt von ca. 32 m über den Rhein geplant.

Auf rheinland-pfälzischer Seite soll die Brücke an einen Erdkörper anschließen. Dieser soll als bewehrter Erdkörper mit einer Breite von ca. 28,5 m, einer Länge von ca. 360 m sowie einer Höhe von bis zu ca. 13 m hergestellt werden. Der Erdkörper wiederum schließt im Westen an eine noch herzustellende Hochstraße an. Weitere Details zum Projekt können der Website des LBM (vgl. LBM 2023) entnommen werden.

Das Projektgebiet befindet sich im Strukturgebiet des Oberrheingrabens (ORG). Der ORG im Bereich des Arbeitsgebietes wird großräumig südöstlich vom Schwarzwald, nordöstlich durch den Odenwald und westlich durch den Pfälzerwald begrenzt. Nach der maßgebenden geologischen Karte sind die allgemeinen Baugrundverhältnisse vorwiegend durch quartäre Sande und Kiese geprägt, die mit unterschiedlichen Lagerungsdichten bis in Tiefen von etwa 25 m unter GOK anstehen. Nach der maßgebenden hydrogeologischen Karte bilden die sandig-kiesigen Sedimente den „Oberen Grundwasserleiter“ (OGWL) und den „Mittleren Grundwasserleiter“ (MGWL). Getrennt werden die beiden Grundwasserleiter durch den bindig ausgeprägten „Oberen Zwischenhorizont“ (OZH), der im Projektgebiet jedoch nicht durchgängig vorhanden ist. Ab ca. 25 m Tiefe folgen die Böden des so genannten „Zwischenhorizont 3“ (ZH3), welcher sich vorrangig aus bindig durchsetzten Sanden, Tonen sowie Ton-Sand-Schluff-Gemischen zusammensetzt und ebenfalls dem Quartär zuzuordnen ist.

2 Felduntersuchungen

2.1 Direkte Erkundungen

Zur Untersuchung des Baugrunds im Projektgebiet wurden auf beiden Seiten des Rheins insgesamt 29 gewerbliche Kernbohrungen inkl. SPT mit maximalen Tiefen von 40 m unter Geländeoberkante durchgeführt. Aus den tiefen Bohrungen ergaben sich unterhalb von teils umgelagertem Oberboden und Auffüllungen vereinfacht folgende Geotechnische Schichten:

- Hochflutsedimente in Form unregelmäßig wechselnder bindiger sowie nicht-bindiger Böden, mit einer mittleren Mächtigkeit von ca. 3,0 m.
- Fluviale Sande und Kiese, die auf der Grundlage von SPT, CPTu, DPH, DMT unterteilt werden können in
 - a locker gelagerte Sande und (partiell) Kiese mit einer maximalen Schichtdicke von bis zu 12 m (vorrangig im Rhein),
 - b mitteldicht bis dicht gelagerte Sande und Kiese mit einer maximalen Mächtigkeit von ca. 10 m,
 - c dicht bis sehr dicht gelagerte Sande und Kiese, die bis zur Endteufe sämtlicher Bohrungen angetroffen wurden,
- Sande bis zur Endteufe aller Erkundungsbohrungen mit bindigen Zwischenlagen in Form von Tonen und Schluffen mit einer maximalen Mächtigkeit von ca. 6,5 m

2.2 Indirekte Erkundungen

2.2.1 Allgemein

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden neben den gewerblichen Kernbohrungen zahlreiche indirekte Baugrundaufschlüsse durchgeführt. Insgesamt wurden

- 11 schwere Rammsondierungen (**DPH**) mit einer max. Erkundungstiefe von ca. 15 m,
- 33 Drucksondierungen mit Porenwasserdruckmessung (**CPTu**) mit einer max. Erkundungstiefe von ca. 20 m und
- 15 Flachdilatomerversuche mittels Dilatometer-Marchetti-Sonde (**DMT**) mit einer max. Erkundungstiefe von ca. 20 m

in einem Zeitraum von ca. 4 Arbeitstagen durchgeführt.

Da auf Seiten RP das Untersuchungsgebiet im Norden durch das Feuchtbiotop „Weibel“ begrenzt wird, konnten in diesem Bereich keine herkömmlichen Erkundungsmethoden in Form von Bohrungen oder Sondierungen umgesetzt werden. Für den geplanten Erdkörper sind jedoch Erkenntnisse über die Baugrundeigenschaften im Weibel zwingend erforderlich gewesen. Da genehmigungsrechtlich nur zerstörungsfreie Messungen mit kleinem Gerät umsetzbar waren, wurde auf geophysikalische Messungen im Bereich des „Weibel“ zurückgegriffen.

Nachfolgend werden nur die CPTu und DMT Ergebnisse näher vorgestellt und in Abschnitt 2.2.4 direkt miteinander verglichen, da sich aus beiden entweder über etablierte Korrelationen aus der Literatur oder unmittelbar infolge der Messungen relevante bodenmechanische in-situ Parameter ableiten lassen.

2.2.2 CPTu

In Bild 1 sind die gemessenen Spitzenwiderstände sowie Dilatometer Moduli sämtlicher durchgeführten CPTu und DMT in Abhängigkeit von der absoluten Höhe in [mNN] dargestellt. Ergänzend ist noch ein für den Standort repräsentatives Bohrprofil zu sehen, welches allerdings nur als qualitative Referenz dient.

Bei den dargestellten Spitzenwiderständen handelt es sich um korrigierte Werte gem. Gleichung (1) (Robertson 2016) mit $\alpha = 0,85$.

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2 \quad (1)$$

Bild 1 zeigt, dass der Spitzenwiderstand q_t der Drucksonde im Allgemeinen mit der Tiefe zunimmt. Während in den Auesedimenten im Mittel ein $q_t \approx 3 \text{ MN/m}^2$ erreicht wurde,

steigt der Spitzenwiderstand bei Erreichen der Sande und Kiese unmittelbar auf $q_t \approx 10 \text{ MN/m}^2 - 50 \text{ MN/m}^2$ an, was bereits auf eine hohe Lagerungsdichte des Bodens hindeutet. Allerdings ist eine starke Streuung in den gemessenen Spitzenwiderständen ($5 \text{ MN/m}^2 \leq q_t \leq 80 \text{ MN/m}^2$) zu erkennen, die einerseits auf eine lockere bzw. sehr dichte Lagerungsdichte, andererseits aber auch sehr kiesige (tlw. auch steinige) Bereiche hindeutet.

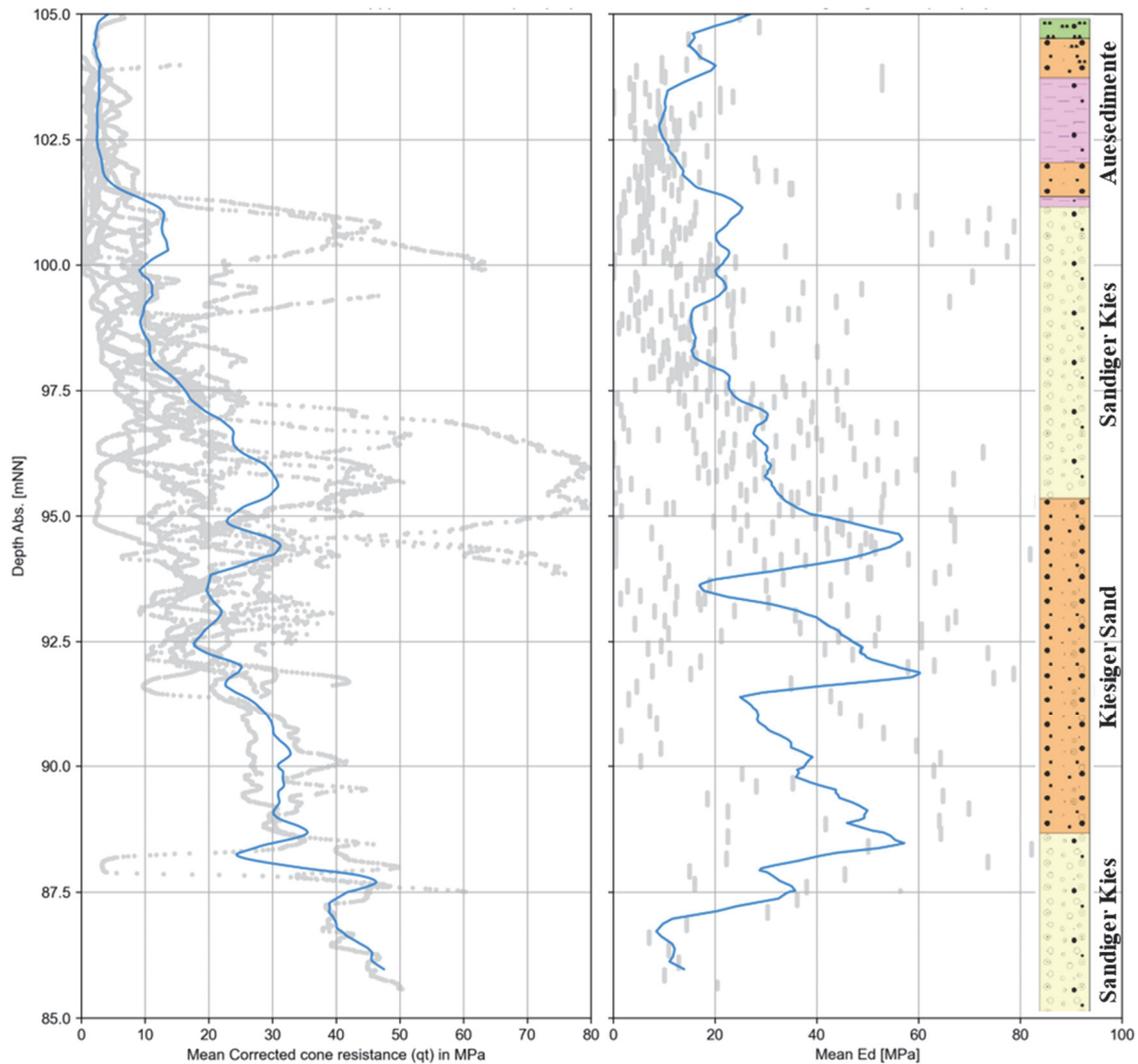


Bild 1 Gemeinsame Darstellung eines für den Standort repräsentativen Bohrprofils, aller gemessener Spitzenwiderstände der CPT (graue Punkte, links) und Dilatometer Moduln der DMT (graue Punkte, rechts) sowie jeweils des tiefenabhängigen Mittelwerts (blaue Kurven) über alle Versuche

2.2.3 DMT

Im Rahmen des Projekts wurden, wie eingangs beschrieben, Flachdilatometerversuche mittels Dilatometer-Marchetti-Sonde (DMT) durchgeführt. DMT stellen in Deutschland noch ein Novum dar, obgleich diese bereits im Eurocode 7 beschrieben sind und durchaus auch in europäischen Nachbarländern üblich sind. DMT werden ähnlich CPT in den Boden gedrückt. In fest definierten, regelmäßigen Tiefenintervallen wird der Eindrückvorgang gestoppt und es kann der eigentliche Flachdilatometerversuch durchgeführt werden. Über eine pneumatische Steuereinheit wird eine in der Sonde befindliche Membran (vgl. Bild 2) seitlich in den Boden gedrückt und, vereinfacht dargestellt, der dafür notwendige Druck als Messwert aufgezeichnet. Darüber lassen sich unmittelbar in-situ Steifigkeiten sowie Festigkeiten ermitteln und diese müssen nicht, wie beispielsweise bei CPT, über Korrelationen ermittelt werden. DMT haben zudem den Vorteil, dass sie mittels „handelsüblichem“ CPT-Equipment durchgeführt werden können; es müssen lediglich die Sondenspitze gegen die Dilatometer-Marchetti-Sonde getauscht und die pneumatische Steuerung installiert werden.

Es ist allerdings zu beachten, dass DMT eigentlich für feinkörnige, bindige Böden sowie Sande entwickelt und kalibriert wurden. Je grobkörniger und kiesiger das Material wird, desto schwieriger wird die Durchführung der Versuche und Interpretation der Ergebnisse. Im Rahmen dieses Projekts musste die Membran (vgl. Bild 2), aber auch die Sondenspitze als Ganzes mehrmals gewechselt werden, da der teilweise sehr kiesige Boden für hohen Verschleiß aufgrund von Reibung beim Eindrücken sorgte. Ebenso wurde die Membran während der Versuche teilweise übermäßig belastet, da aufgrund der kleinen Membranfläche (Membrandurchmesser = 6 cm) vermutlich kein vollflächiger Kontakt zum umgebenden kiesigen Boden herrschte und somit teilweise sehr hohe Punktlasten auf die Membran einwirken konnten.

Die Schwierigkeiten der DMT in den kiesigen Böden finden sich auch in den gemessenen Dilatometer Moduln E_d in Bild 1 wieder. Diese streuen sehr stark; qualitativ betrachtet sogar stärker als die Ergebnisse der CPT. Während in den Auesedimenten homogene Dilatometer Moduln von $E_d \approx 10 \text{ MN/m}^2 - 20 \text{ MN/m}^2$ ermittelt wurden, streuen die Ergebnisse in den Sanden und Kiesen mit $E_d \approx 1 \text{ MN/m}^2 - 100 \text{ MN/m}^2$ sehr stark. Im Abgleich mit den Beobachtungen vor Ort sowie den im Labor ermittelten Körnungslinien, werden die Ergebnisse der DMT in den sandigen Bereichen grundsätzlich als plausibel eingestuft, während die Messungen in den kiesigen Bereichen aufgrund vorgenannter Einschränkungen teilweise unplausible Werte liefern.



Bild 2 links: Manuelle DMT Steuereinheit sowie Messrechner, rechts: Dilatometer Marchetti Sonde (teilweise zu Wartungszwecken demontiert)

Weitere Ergebnisse der DMT, die nicht in Bild 1 dargestellt sind, zeigen im Bereich der nicht-bindigen Auesedimente einen vertikalen Steifemodul, vergleichbar mit dem Oedometermodul, von $M_{DMT} \approx 20 \text{ MN/m}^2$ sowie einen mittleren Reibungswinkel von $\varphi_{DMT} \approx 35^\circ$ und $M_{DMT} \approx 4 \text{ MN/m}^2$ in Kombination mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u \approx 12 \text{ kN/m}^2$ im Bereich der bindigen Auesedimente. Diese Werte werden grundsätzlich als plausibel eingestuft.

Im Bereich der unter den Auesedimenten anstehenden Sande wurden mittlere Steifigkeiten von $M_{DMT} \approx 20 \text{ MN/m}^2$ (locker gelagert), $M_{DMT} \approx 45 \text{ MN/m}^2$ (mitteldicht gelagert) bis hin zu $M_{DMT} \approx 130 \text{ MN/m}^2$ (mind. dicht gelagert) in Kombination mit mittleren Reibungswinkeln von $\varphi_{DMT} \approx 30^\circ$ für die locker gelagerten sowie $\varphi_{DMT} \approx 35^\circ$ für die mitteldicht bis sehr dicht gelagerten Bereiche ermittelt. Die Werte in den locker gelagerten Bereichen decken sich grundsätzlich mit den Erfahrungswerten der Autoren. In den mitteldicht bis sehr dicht gelagerten Bereichen hingegen liegt der ermittelte Reibungswinkel geringfügig unter und die ermittelte Steifigkeit über den Erfahrungswerten der Autoren. Diese Beobachtung passt grundsätzlich auch den Erfahrungen von Poenaru (2023), der mit DMT ermittelte Reibungswinkel tendenziell als zu gering einschätzt. Für die Gründung des geplanten Brückenbauwerks ist das insofern relevant, als dass durch eine zunehmend über die Gebrauchstauglichkeit getriebene Bemessung eine durch DMT in-situ Versuche ermittelte, und im Vergleich zu „auf Erfahrungswerten“ beruhende, höhere Bodensteifigkeit grundsätzlich eine optimierte Gründung begünstigt.

2.2.4 Zusammenhänge zwischen CPT und DMT

Über die Diagramme in Bild 3 wurde die Abhängigkeit zwischen Spitzenwiderstand (CPT), relativer Lagerungsdichte (CPT), Dilatometermodul (DMT) und Reibungswinkel (DMT) näher untersucht. Aufgrund der zuvor beschriebenen Einschränkungen wurden

die Daten zunächst grob gem. nachfolgender Kriterien, aus Sicht der Autoren unplausibler Wertepaare, gefiltert:

- $q_t < 7.5 \text{ MN/m}^2$ in Kombination mit $\varphi_{\text{DMT}} > 35^\circ$
- $q_t < 15 \text{ MN/m}^2$ in Kombination mit $\varphi_{\text{DMT}} < 30^\circ$
- $q_t > 35 \text{ MN/m}^2$

Auf diese Weise werden die aus Sicht der Autoren unplausibelsten Messwertkombinationen vom Vergleich ausgeschlossen.

Im Vergleich zwischen q_t und E_d (Bild 3a) zeigt ergibt sich ein linearer Zusammenhang, der aus ingenieurspraktischer Sicht hinreichend genau über Gleichung (2) beschrieben werden kann. Dieser Zusammenhang ist weniger stark in den mind. dicht gelagerten Sanden und Kiesen ausgeprägt, was sich an der starken Streuung der Wertepaare im Diagramm zeigt. Dies hängt mit dem Kiesanteil zusammen, der gerade in den mind. dicht gelagerten Bereichen hoch ist und, dass die DMT damit eigentlich außerhalb des kalibrierten Anwendungsbereichs eingesetzt wurde.

$$E_d = 2,15 \cdot q_t + 1,42 \quad (2)$$

Zwischen q_t und φ_{DMT} (Bild 3b) ist aus Sicht der Autoren kein solcher, direkter Zusammenhang zu erkennen. Zwar zeigt sich grundsätzlich und wie zu erwarten mit zunehmendem Spitzenwiderstand ein zunehmender Reibungswinkel, der mittels Regressionsanalyse über die dargestellte logarithmische Kurve beschrieben werden kann. Übergeordnet wird Bild 3b aber von einer starken Streuung der Daten dominiert und aus Sicht der Autoren wird die in-situ Scherfestigkeit durch die dargestellte logarithmische Trendlinie nur unzureichend beschrieben.

Der Vergleich zwischen relativer Lagerungsdichte I_D und Dilatometer Modul E_d ist in Bild 3c dargestellt. Aus den Daten ergibt sich ein logarithmischer Zusammenhang, der mathematisch über Gleichung (3) beschrieben wird. Insbesondere im Bereich $I_D \leq 0,6$ liegen die Punkte nahe der logarithmischen Ausgleichskurve. Mit $I_D > 0,6$ nimmt die Abweichung der Daten von der Kurve zu. Dies verdeutlicht die hohe, mögliche Variabilität der zu erwartenden Bodensteifigkeit in den dicht und sehr dicht gelagerten im Vergleich zu den locker bis mitteldicht gelagerten Sanden und Kiesen.

$$\log E_d = 0,84 \cdot I_D + 0,78 \quad (3)$$

Da in Deutschland die Bodensteifigkeit oft „basierend auf Erfahrungswerten“ bestimmt wird, kann sie im Vergleich zur in-situ Steifigkeit oft unterschätzt werden. Um den hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gerecht zu werden, werden anspruchsvolle Setzungsberechnungen mittels 3D FE-Modellen immer relevanter. Diese Berechnungen machen eine möglichst genaue Bestimmung der in-situ Bodensteifigkeit notwendig.

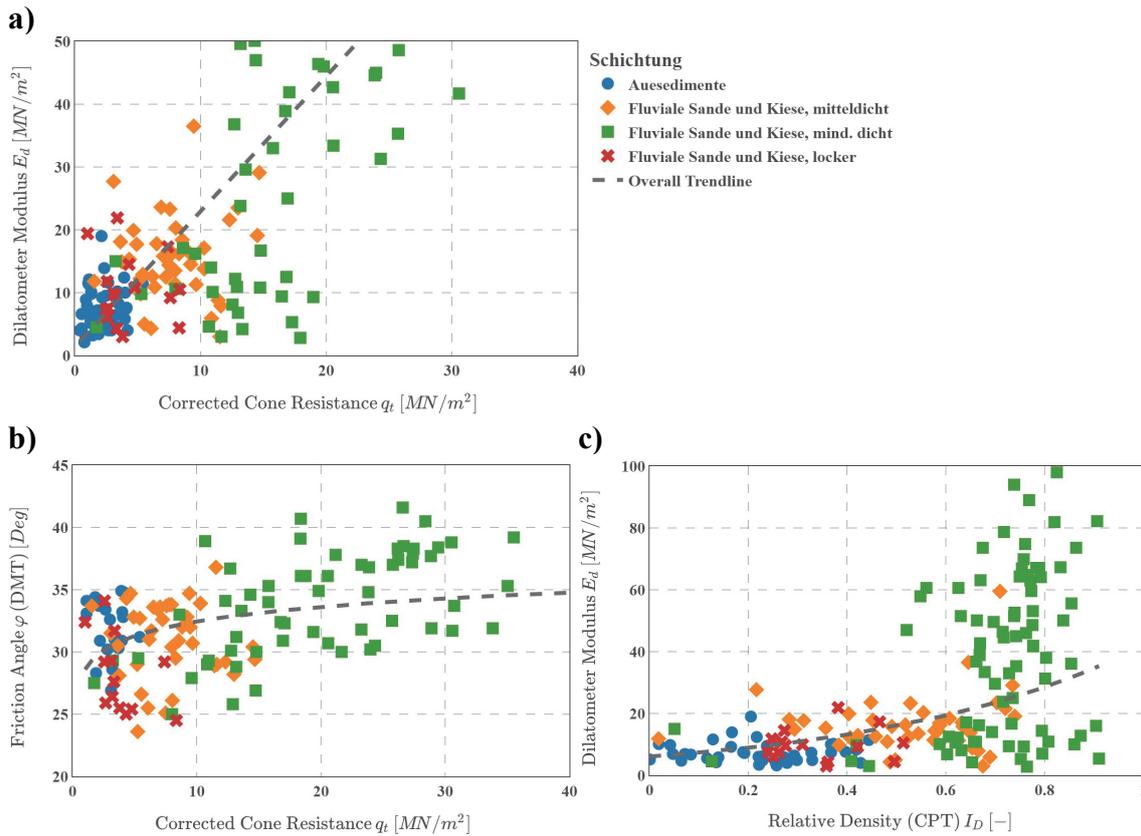


Bild 3 Vergleich von CPT und DMT. Abhängigkeit zwischen a) q_t und E_d , b) q_t und φ_{DMT} , c) I_D (CPT) und E_d

3 Digitale Datenaufbereitung

3.1.1 WebGIS

Ein WebGIS wurde mit dem Web AppBuilder für *ArcGIS* (Fa. ESRI) als Single-Source-of-Truth für das gesamte Projekt eingerichtet, um eine konsistente Datenverwaltung, eine schnelle Einarbeitung neuer Mitarbeiter im Projekt und einfache Arbeitsabläufe zu gewährleisten. Mit Beginn des Projekts wurden alle räumlichen Daten, ob vom LBM gelieferte Planungsgrundlagen oder die mit der Desktoprecherche gesammelten Daten (z.B. Altbohrungen, geologische Karten), in diesem System zusammengeführt und räumlich verortet gespeichert. Die Baugrundhauptuntersuchung wurde mit Hilfe der einfachen visuellen Darstellung als korrekt georeferenzierte übereinander liegender Layer geplant. Dies hat den Vorteil, dass der planende Ingenieur so alle Informationen räumlich bezogen sehen kann, was Übertragungsfehler vermeidet, die entstehen können, wenn Planungsgrundlagen und Planung nicht zusammengeführt sind.

Die WebApp (vgl. Bild 4) – nun sowohl mit den Grundlagen- als auch den Planungsdaten gefüllt – kann vom überwachenden Ingenieur im Gelände während der Ausführung der

Baugrunduntersuchung (BGU) genutzt werden. Über ein Tablet hat der Ingenieur alle Informationen räumlich korrekt verortet ohne, dass zusätzliches Kartenmaterial erstellt werden muss. Auch alle Eingaben können direkt im WebGIS digital erfasst werden, was eine spätere zeitintensive Digitalisierung spart.

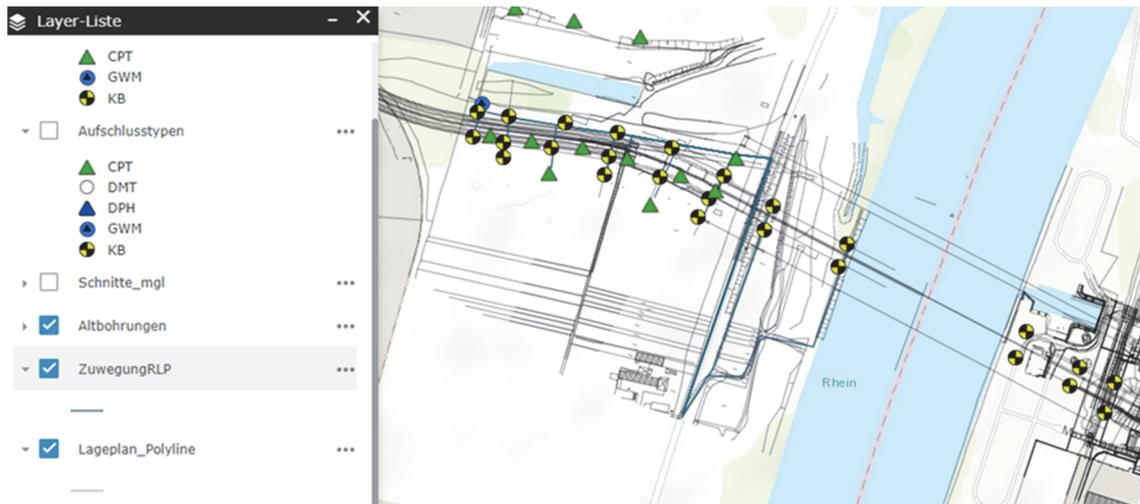


Bild 4 Darstellung der geplanten BGU im Projekt WebGIS der 2. Rheinbrücke

Die Cloud-basierte Lösung erlaubt es verschiedenen Ingenieuren zeitgleich am Projekt zu arbeiten. Zum Beispiel kann der Projektmanager Änderungen, die vom Projektingenieur im Gelände auf einem Tablet während der Baugrunduntersuchung vorgenommen werden, live mitverfolgen. Dies erleichterte die Abstimmung, da beide Ingenieure, auch wenn sie räumlich getrennt sind (Gelände & Office), auf die gleiche Karte zugreifen und die Änderungen des jeweils anderen live sehen können.

In der Auswertung der BGU vereinfachte das WebGIS die Auswertung, da es mit der Datenbank GeoDIN kombiniert wurde. Der Bearbeiter kann alle Bohrprofile räumlich angeordnet aufrufen, anstatt manuell die Lage eines Bohrprofils auf Plänen zu suchen. Dies wird durch eine 3D-Darstellung im 3D-Baugrundmodell weiter optimiert (vgl. folgender Abschnitt).

3.1.2 3D-Baugrundmodell

Zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse aus den direkten und indirekten Aufschlüssen, wurde ein holistischer Ansatz in Form eines 3D Baugrundmodells gewählt.

Sämtliche semantischen sowie numerischen Informationen wurden in die Software *Leapfrog Works* (Fa. Seequent) importiert. Während die Ergebnisse der Bohrungen über die Datenbanklösung *GeoDIN* einfach in Leapfrog integriert werden konnten, mussten

die Daten der CPT und DMT für den Import vorbereitet werden. In diesem Zusammenhang wurden insbesondere die CPT Ergebnisse zunächst weiter ausgewertet und entsprechende Korrelationen (vgl. z. B. Robertson & Cabal 2022), z.B. für die Lagerungsdichte, angewandt. Aufgrund der Menge der Daten erfolgte die Datenvor- und -aufbereitung größtenteils automatisiert mittels selbst entwickelter Python Skripte. Partiiell mussten die Daten manuell vorbereitet werden, da die DMT Daten, anders als die CPT Daten, ebenfalls partiell manuell im Feld erfasst und gespeichert werden.

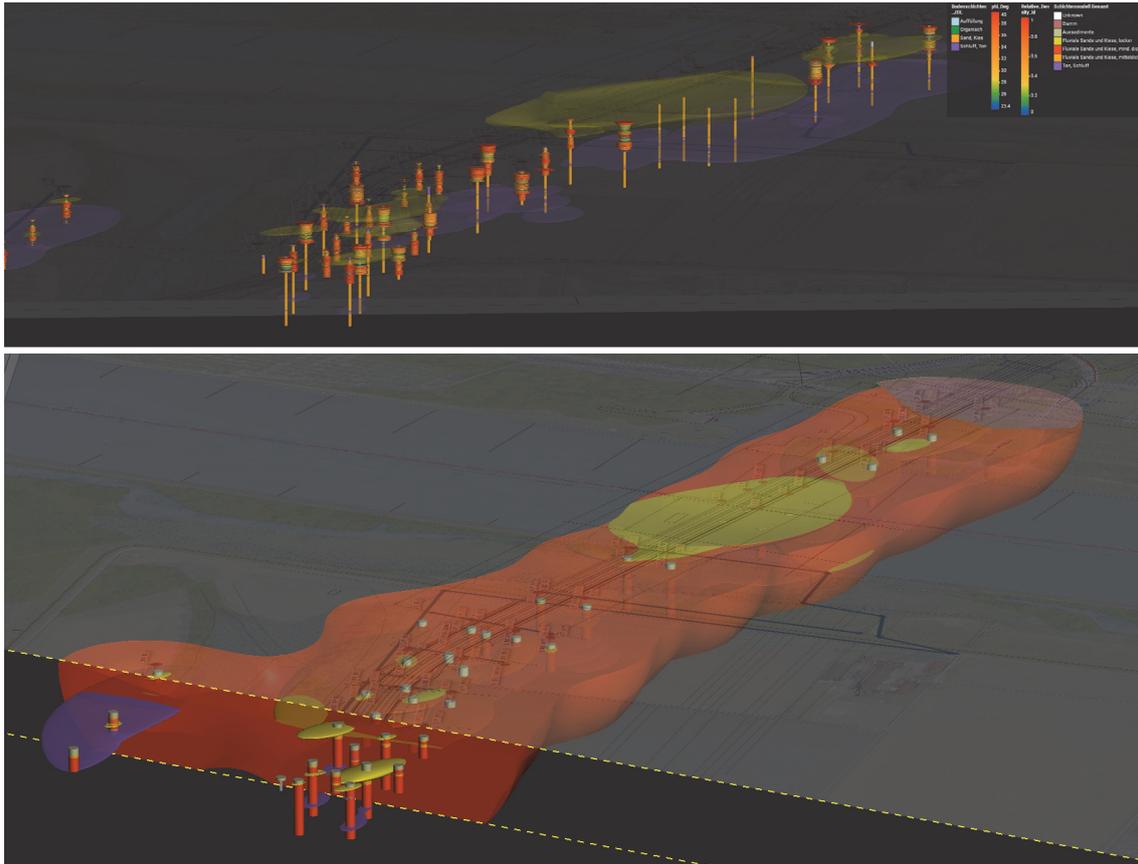


Bild 5 Ansicht des Geotechnischen 3D Auswertemodells in Leapfrog Works
oben: mit den numerischen Informationen als Säule sowie locker gelagerter nicht-bindiger (gelb) und bindiger (lila) Bereiche
unten: mit den 3D Volumenkörpern und Bohrsäulen

Eine beispielhafte Ansicht des Geotechnischen 3D Auswertemodells ist in Bild 5 dargestellt. Neben Volumina können im Raum ebenfalls numerische Informationen, wie z. B. die relative Lagerungsdichte (CPT) oder der Reibungswinkel (DMT) dargestellt werden. Die holistische Interpretation der Baugrundaufschlusssdaten zur Festlegung der Geotechnischen Schichten erfolgte vollständig in Leapfrog. Mittels des sogenannten *Borehole Correlation Tools* kann der Geotechnische Sachverständige die Daten an jedem Aufschlusspunkt in direktem Abgleich mit sämtlichen Aufschlusspunkten interpretieren, ohne den Überblick über die relevanten Informationen zu verlieren. Dieser Prozess kann zudem teilautomatisiert werden. Eine vollständige Automatisierung wäre zwar ebenfalls

möglich, wird aus Sicht der Autoren aber nicht empfohlen, da der Geotechnische Sachverständige für die „Korrektheit des Modells“ verantwortlich ist und im Vergleich zu anderen Fachdisziplinen der *Erfahrung des Ingenieurs* in der Geotechnik ein höherer Stellenwert beigemessen wird.

Ein Längsschnitt durch das Geotechnische Auswertemodell ist in Bild 6 zu sehen. Infolge der gesamtheitlichen Interpretation der Daten zeigen sich deutlich differenzierter als in einem „klassischen“ 2D Schnitt Bereiche unterschiedlicher Lagerungsdichte sowie z. B. zwischengeschaltete bindige Bereiche. Im Zusammenhang mit dem Wunsch nachhaltiger zu bauen, können mit solch detaillierten Modellen Gründungen optimierter bemessen und es kann möglichen Schwierigkeiten in der Bauausführung frühzeitig entgegengewirkt werden.

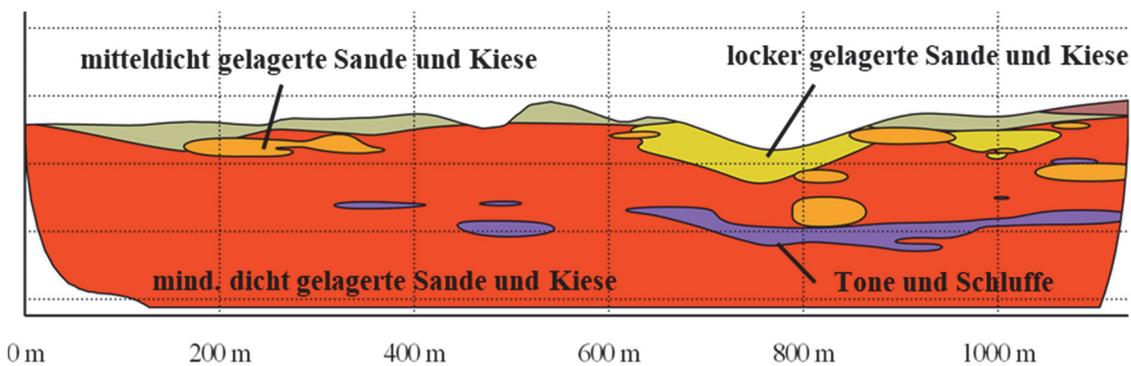


Bild 6 Längsschnitt durch das Geotechnische 3D Auswertemodell

4 Résumé

Der vorliegende Beitrag zeigt am Beispiel des Großprojektes 2. Rheinbrücke Wörth/Karlsruhe innovative Baugrunderkundungsmethoden und die digitale Datenaufbereitung. Nach einer kurzen Einführung in das Projekt und in die geologischen Untergrundverhältnisse, wurden die Ergebnisse der Felduntersuchungen vorgestellt. Besonderer Schwerpunkt wurde dabei auf die durchgeführten DPT sowie DMT gelegt.

Zunächst ist dabei zu erwähnen, dass die DPH-, CPT- und insbesondere auch DMT-Untersuchungen erfolgreich bei den vorliegenden Untergrundbedingungen, in den sandigen und kiesigen teilweise sehr dicht gelagerten Böden, durchgeführt werden konnten. Es hat sich aber sowohl bei der Ausführung als auch der Interpretation der Ergebnisse der DMT gezeigt, dass diese stellenweise außerhalb ihres vorgesehenen Einsatzbereiches eingesetzt wurden: Hoher Materialverschleiß und teilweise unplausible Messwerte waren die Folge in den sehr kiesigen Bodenbereichen. Beides konnte allerdings durch die Erfahrung des 2. Autors mit der Durchführung und Auswertung von DMT weitestgehend kompensiert werden. Generell kann für die BGU resümiert werden, dass durch den Einsatz der DMT höhere Bodensteifigkeiten im Vergleich zu „Erfahrungswerten“ ermittelt werden konnten.

Die Erfassung und Auswertung der Daten erfolgte weitestgehend durch die Verwendung von WebGIS und einem 3D-Baugrundmodell. Aufgrund der Menge der Daten sowie der vielen unterschiedlichen Informationen, ist eine „klassische“ Auswertung nicht zielführend. Um auch den höherwertigen Feldversuchen Rechnung zu tragen, ist die Anwendung höherwertiger Auswertemethoden unumgänglich. Mithilfe eines 3D Baugrundmodells war es möglich sämtliche Daten gesamtheitlich auszuwerten und ein Geotechnisches Schichtenmodell zu entwickeln.

Es werden Felduntersuchungen, einschließlich direkter und indirekter Erkundungen, durchgeführt. Die digitale Datenaufbereitung erfolgt durch die Verwendung von WebGIS und einem 3D-Baugrundmodell. Das Fazit zeigt, dass die Ergebnisse der Felduntersuchungen erfolgreich durchgeführt wurden und die Verwendung von DMT in Deutschland noch selten ist.

Zusammenfassend wird der Einsatz verschiedener, höherwertiger Felduntersuchungsmethoden als positiv bewertet. Durch die Ermittlung von in-situ Bodensteifigkeiten und die smarte, digitale Erfassung und Zusammenführung der Daten, ließ sich in diesem Projekt ein optimiertes Baugrundmodell entwickeln, welches im weiteren Verlauf des Projekts zu einer nachhaltigen Bemessung der Gründung beitragen kann. Zudem werden alle Fachkollegen dazu ermutigt, ebenfalls den Einsatz von DMT in ihren Projekten zu prüfen und so eigene, hoffentlich positive, Erfahrungen mit dieser für Deutschland vergleichsweise unbekanntem Methode zu sammeln.

5 Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse wurden im Rahmen der Erstellung des Geotechnischen Berichts für den geplanten Neubau der 2. Rheinbrücke im Auftrag des Landesbetriebs Mobilität Rheinland-Pfalz (LBM) gewonnen. Die Autoren danken dem LBM und insbesondere dem verantwortlichen Projektleiter des LBM Speyer, Herrn Dr.-Ing. Daniel Blesinger, für die Erlaubnis diese Ergebnisse im Rahmen einer wissenschaftlichen Publikation mit der geotechnischen Fachwelt zu teilen und für die gute Zusammenarbeit im Projekt.

Literatur

LBM, Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz (2023)

<https://lbm.rlp.de/de/grossprojekte-themen/grossprojekte/b-293-2-rheinbruecke-bei-woerth/> [abgerufen am 31.01.2024]

Poenaru, A. (2023)

Correlations between different soil parameters obtained from in-situ and laboratory investigations. Validation by monitoring the construction behavior over time. Dissertation, Technical University of Civil Engineering, Bucharest, Romania

Robertson, P. K., Cabal, K. (2022)

Guide to Cone Penetration Testing, Gregg Drilling LLC, 7th Edition, December 2022

BIM im Tunnelbau – Anwendung für das Teilmodell „Hohlraumsicherung“ an einem Praxisbeispiel

Dipl.-Ing. (FH) Michael Sklorz, M.Sc.

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt, Abteilung Geotechnik und Tunnelbau

Clemens Schöppner, B.Eng.

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Darmstadt, Abteilung Geotechnik und Tunnelbau

1 Einführung

Der Stufenplan „Digitales Planen und Bauen“ des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr sieht vor, dass alle Infrastrukturprojekte ab 2020 in Building Information Modeling (BIM) umgesetzt werden müssen (vgl. BMVI 2015). Hiermit wird unter anderem das Ziel verfolgt, die Planung und Realisierung von Projekten effizienter zu gestalten und gleichermaßen eine bessere Kostentransparenz und Termintreue zu gewährleisten. Der Einzug des BIM nimmt im Tunnelbau zunehmend Fahrt auf. Seitens der Auftraggeber wie z. B. der DB InfraGO AG wurden diesbezüglich diverse Anforderungen formuliert (AIA, Semantisches Objektmodell (SOM) etc.) formuliert. (vgl. DB InfraGO AG 2023) Darüber hinaus wurden vom Deutschen Ausschuss für Unterirdisches Bauen e. V. (DAUB) entsprechende Empfehlungen herausgegeben (vgl. DAUB 2019, DAUB Teil 1 2020, DAUB Teil 2 2022, DAUB Teil 3 2022, DAUB Teil 4 2022, DAUB Teil 5 2022).

Im Laufe der Planungsphasen eines Projekts wird das BIM-Modell von Phase zur Phase stets weiterentwickelt und mit immer mehr Details angereichert. Der Detaillierungsgrad wird dabei durch die LOG-Stufen (Level of Geometry) 100 bis 400 definiert. Im Rahmen einer Projektstudie wurde die Praxisanwendung der o. g. Anforderungen und Richtlinien im Detail betrachtet sowie die Anwendbarkeit der LOG-Stufen bei der Modellierung als auch bei der Attribuierung der Hohlraumsicherung eines Tunnels untersucht. Darüberhinausgehend wurden ergänzende Anforderungen, welche über das SOM und die DAUB-Empfehlungen hinausgehen, erarbeitet. Im Rahmen der Projektstudie wurde zum einen

die Hohlräume des Tunnels in allen LOG-Stufen im Detail modelliert sowie darüber hinaus eine Bauteilbibliothek für diverse Sicherungsmittel in den unterschiedlichen LOGs erarbeitet.

2 IFC 4.3 aktueller IFC-Standard

Kürzlich wurde der herstellerneutrale Open-BIM Standard IFC in der Version IFC 4.3 von der Internationalen Organisation für Normung (ISO) als weltweit gültiger Standard anerkannt. IFC 4.3 wird künftig als ISO-Norm 16739 geführt. Die aktuelle Version beinhaltet insbesondere Ergänzungen für Infrastrukturprojekte mit den Objekttypen für Brücken, Gleise, Straßen und den Wasserbau.

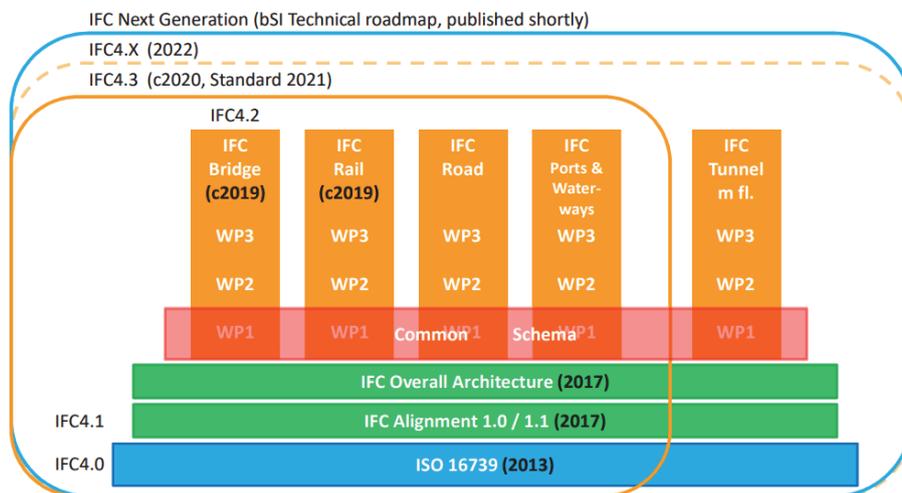


Bild 1 IFC-Standard (buildingSMART 2024)

Ergänzungen für den Tunnelbau (ifcTunnel) erfolgen voraussichtlich erst ab dem IFC-Standard 4.x bzw. 5. Dementsprechend sind spezielle Objekttypen für den Tunnelbau im ifc-Standard aktuell noch nicht vorhanden. Aufgrund des fehlenden Standards erfolgen die Festlegungen derzeit innerhalb eines BIM-Projektes individuell.

3 BIM im Tunnelbau

Durch BIM soll die Effizienz im Untertagebau gesteigert werden. Besonders im Tunnelbau wird eine hohe Genauigkeit und durchdachte Abstimmung zwischen den einzelnen Bauteilen sowie Fachmodellen benötigt. Hier kann BIM z. B. dazu beitragen, durch frühzeitiges Erkennen von eventuellen Kollisionen diese bereits in der Planung am Modell und nicht erst in der Bauausführung zu korrigieren. Insgesamt kann BIM so auch im Tunnelbau zur Optimierung des Planungs-, Ausführungs- und Betriebsprozesses beitragen.

Unter BIM wird die Verwendung von intelligenten 3D-Modellen für die Planung, Koordination und Ausführung verstanden. Aufgrund der Randbedingungen und der Komplexität vieler Bauwerke im Tunnelbau verändern sich jedoch auch die Anforderungen beziehungsweise die Herangehensweisen eines BIM-Projektes. Da viele Software-Anwendungen noch nicht für eine derartige Verwendung im Detail spezialisiert bzw. die Anforderungen des Tunnelbaus implementiert sind, müssen neue Wege für die Modellierung eingeschlagen werden, um spätere Veränderungen oder Anpassungen zeiteffizient umgestalten zu können.

4 Empfehlung des DAUB und Anforderungen der DB InfraGO AG

Der DAUB erarbeitet im Bereich BIM im Tunnelbau unter anderem Standards und Leitfäden für die standardisierte Abwicklung von Tunnelbauprojekten mittels der BIM-Methode. Damit leistet der DAUB einen wichtigen Beitrag zur einheitlichen und schnelleren Implementierung von BIM im Tunnelbau. In diesem Zusammenhang wurden seit 2019 Empfehlungen zu Anforderungen rund um die Modellierung eines Tunnels in insgesamt sechs Publikationen veröffentlicht (vgl. DAUB 2019, DAUB Teil 1 2020, DAUB Teil 2 2022, DAUB Teil 3 2022, DAUB Teil 4 2022, DAUB Teil 5 2022).

Die Empfehlung (DAUB Teil 2 2020) enthält z. B. auch Vorschläge an die Detaillierung der Objekte des Tunnels in Bezug auf Level of Geometry (LOG) und Level of Information (LOI), die in dieser Projektstudie verwendet wurden. Dabei zeigt (DAUB Teil 2 2020) eine Unterteilung in die LOG-Stufen 100 bis 400 auf. Der LOG 100 ist hierbei die am wenigsten, der LOG 400 die am stärksten detaillierte Stufe. Im Verlauf des Planungsprozesses wird das BIM-Modell immer detaillierter und mit weiteren Informationen angereichert. Dementsprechend kann jede LOG-Stufe in Analogie einer Leistungsphase (LOG 100: Vorentwurfsplanung, LOG 200: Entwurfsplanung, LOG 300: Ausführungsplanung, LOG 400: Ausschreibung/Ausführung) betrachtet werden. Ebenso werden bildlich in (DAUB Teil 2 2020) auch Vorschläge zum Detaillierungsgrad der Sicherungsmittel eines Tunnels in den unterschiedlichen Planungsphasen aufgezeigt.

Der Auftraggeber stellt üblicherweise genaue Anforderungen an das BIM-Projekt, diese werden in den Auftraggeber-Informationsanforderungen (AIA) festgelegt. Das Semantische Objektmodell (SOM) der DB InfraGO AG, Geschäftsbereich Fahrweg, aktuell in der Version 2.1-A02, beschreibt die grundsätzlichen Anforderungen je Gewerk. Das SOM beinhaltet alle wichtigen Informationen wie z. B. die Zuordnung in die Property-Sets, die Einheit, das Format, die Beschreibung des Attributs und den Objekttyp sowie die Anforderungen an die Modellstruktur. (vgl. DB InfraGO AG 2023).

5 Projektstudie

Anhand eines Beispielprojekts wurde auf Basis der zuvor beschriebenen Anforderungen das Fachmodell „Hohlraumsicherung“ eines Tunnelbauwerkes erstellt.

5.1 LOG, Stufen der 3D-Modellierung

Als Ausgangsbasis wurden im Rahmen der Projektstudie, unter Berücksichtigung der DAUB-Empfehlungen, zunächst die für die Ausbruchsicherung notwendigen Sicherungsmittel wie z. B. der Ausbaubogen (siehe Bild 2 bis 4) entwickelt. Hierbei lag ein besonderes Augenmerk auf der Granularität der modellierten Objekte. Der Level of Development (LOD) beeinflusst in diesem Fall maßgebend die Möglichkeiten in den vorgesehenen Anwendungsfällen (AwF) wie z. B. der Mengenermittlung einzelner Objekte sowie der Möglichkeiten einer Kollisionsprüfung.



Bild 2 Ausbaubogen LOG 400

Aus Praxissicht der Abwicklung eines BIM-Projektes sollte, in Abhängigkeit des vorgesehenen Anwendungsfalles, bei Steigerung des LOG/LOD der Mehrwert für den Projekterfolg hinterfragt werden. Sind z. B. die Verbindungselemente eines Ausbaubogens für die vorgesehenen Anwendungsfälle mit einem sehr hohen Detaillierungsgrad (s. Bild 3) relevant oder reicht ein LOG 300 aus? Ist eine sehr feingliedrige Modellierung eines 3-Gurt-Systems erforderlich, da eventuell eine Kollisionsprüfung auf Detailebene z. B. mit der Systemankerung durchgeführt werden soll, oder reicht das stark vereinfachte LOG 200 (s. Bild 4) aus? Diese Abwägungen haben einen großen Einfluss auf den in der Modellierung erforderlichen Aufwand.



Bild 3 Detail Ausbaubogen LOG 400

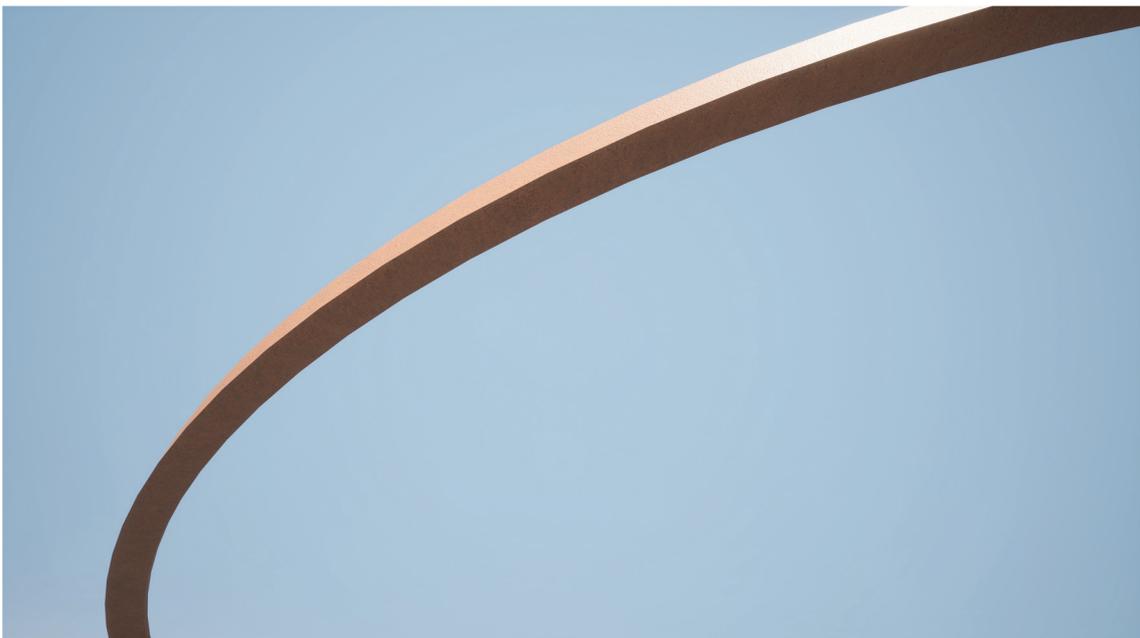


Bild 4 Detail Ausbaubogen LOG 200

5.2 Attribuierung und Möglichkeiten der (Teil-) Automatisierung

Durch das Attribuieren werden aus den zunächst nur mit geometrischen Informationen versehenen 3D-Objekten intelligent nutzbare BIM-Bausteine für die Erstellung des Gesamtmodells. Mittels der nicht-geometrischen Attribute können z. B. entsprechend erweiterte Prüfroutrinen durchgeführt werden.

Eine weitere wertvolle Nutzung der Attribute besteht in der intelligenten Umsetzung des Anwendungsfalls zur Ableitung von 2D-Plänen. Hierbei können Informationen, die das 3D-Modell mittels der Attribute und geometrischen Daten bereits besitzt, für die Ableitung in einem Plan verknüpft werden. Durch diese Verknüpfung müssen bei Änderungen in der Planung lediglich die Attribute des 3D-Modells modifiziert werden. Die so erstellte (Teil-) Automatisierung verringert nicht nur den Arbeitsaufwand bei Anpassungen im Verlauf eines Projektes, sondern verringert auch die möglichen Fehler aufgrund von redundanten, nicht intelligent verknüpften Informationen.

5.3 Detailliertes Gesamtmodell

Die Modellierung des Fachmodells „Hohlraumsicherung“ des Tunnelbauwerkes der Projektstudie basiert auf den einzelnen Sicherungsmitteln nach den Empfehlungen des DAUB. Diesbezüglich wurden diese in unterschiedlichen Detaillierungsgraden (LOG) modelliert. Das Ergebnis des Fachmodells ist exemplarisch für die Vortriebsklasse 6 und die dabei verwendeten Sicherungsmittel in Bild 5 visualisiert.

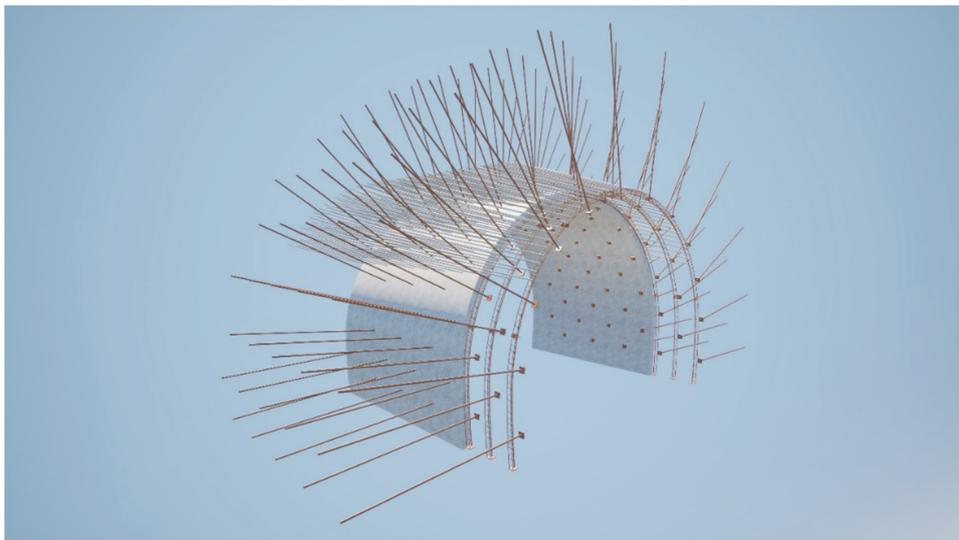


Bild 5 Teilmodell Hohlraumsicherung VK 6

Bei Betrachtung des Modells für die Vortriebsklasse 6 mit den modellierten Anker, Ausbaubögen sowie dem Spießschirm ist erkennbar, dass bereits dieser kleine Modellausschnitt sehr viele Elemente mit hohem Detaillierungsgrad beinhaltet.

Die Modellierung eines Gesamttunnels mit unterschiedlichen Vortriebsklassen besitzt infolgedessen deutlich mehr Elemente. Wird z. B. ein 300 m langer Tunnel mit entsprechender Verteilung der Vortriebsklassen 4, 6 und 7 modelliert, so ergibt sich dementsprechend das Ergebnis, welches in Bild 6 dargestellt ist. Aufgrund des hohen LOG beinhaltet das 300 m lange Gesamtmodell bereits ca. 8.500 Elemente. Besonders in Bild 7 sind diese Details gut in den unterschiedlichen Vortriebsklassen und die daraus resultierende große Anzahl an Elementen zu erkennen. Dies sorgt jedoch im gleichen Zusammenhang dafür, dass eine hohe Rechenleistung des PCs benötigt wird und der Detaillierungsgrad für das Gesamtmodell zu großen Datenmengen führt. Dies schränkt die Performance in der Nutzung des Modells deutlich ein. Zieht man nun in Betracht, dass es viele Tunnel gibt, die deutlich länger als 300 Meter sind, ist schnell zu erkennen, dass die Modellierung eines Gesamtmodells sich als schwierig darstellen könnte. Aufgrund dessen empfiehlt es sich, je nach erforderlichlichem Anwendungsfall, ein vereinfachtes Gesamtmodell zu verwenden.

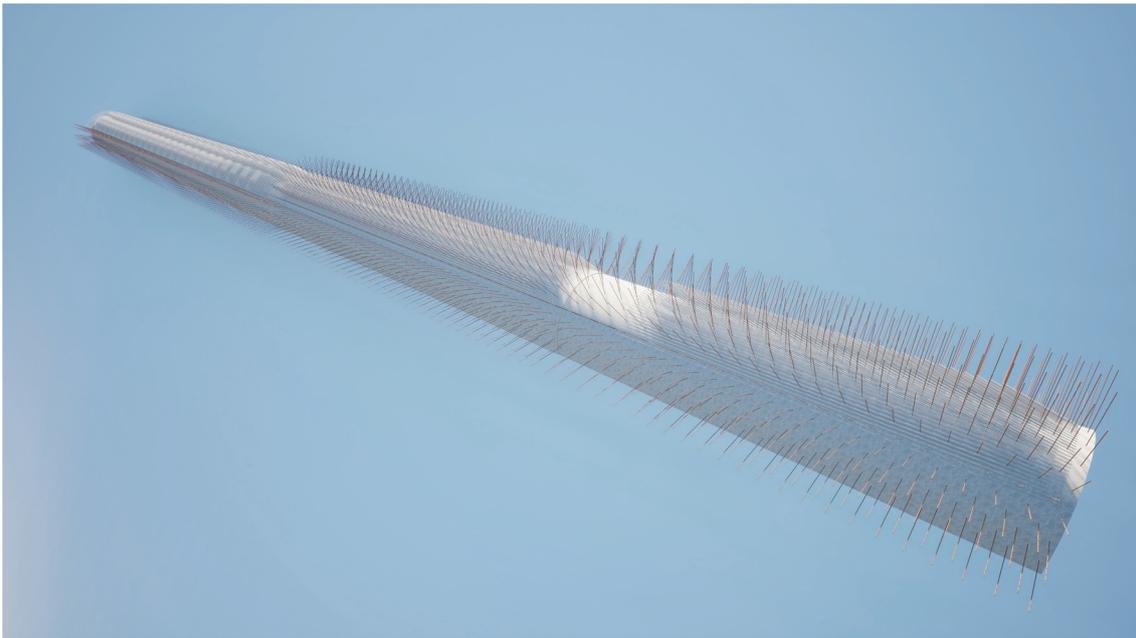


Bild 6 Gesamtmodell Hohlraumsicherung LOG 400

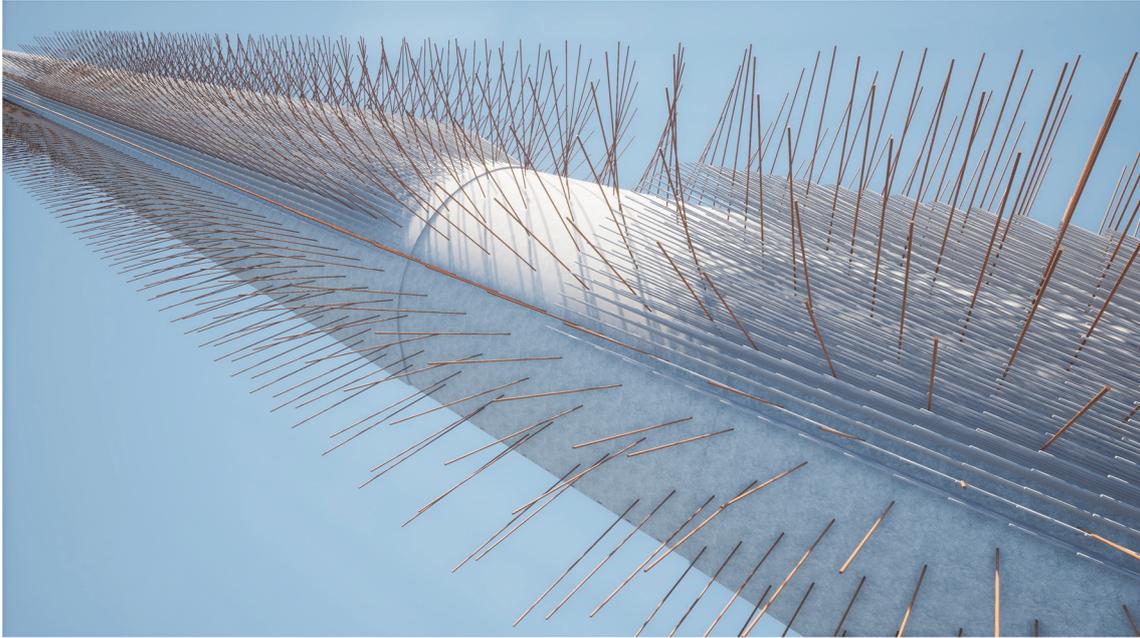


Bild 7 Nahaufnahme Gesamtmodell Hohlräumeicherung VK 4 und VK 6

5.4 Vereinfachtes Gesamtmodell

Eine weitere Möglichkeit nach den Empfehlungen des DAUB ist es, mit einem vereinfachten Gesamtmodell zu arbeiten. Hierbei werden lediglich die Vortriebsklassen über den Verlauf des Tunnels abgebildet. Jede Vortriebsklasse erhält eine andere Farbe zur visuellen Darstellung der einzelnen Vortriebsklassenbereiche. Sämtliche notwendigen Detailinformationen werden dabei mithilfe von umfangreichen Attributen realisiert. Für die Projektstudie ist das vereinfachte Gesamtmodell in Bild 8 dargestellt. Das Handling des Fachmodells ist somit deutlich einfacher. Nachteil eines vereinfachten Gesamtmodells ist jedoch, dass keine Kollisionsprüfung von z. B. Tunnelankern oder des Rohrschirms mit angrenzenden Objekten/Bauwerken, etc. möglich ist, da die Sicherungselemente mit ihrer räumlichen Ausdehnung nicht vorhanden sind.

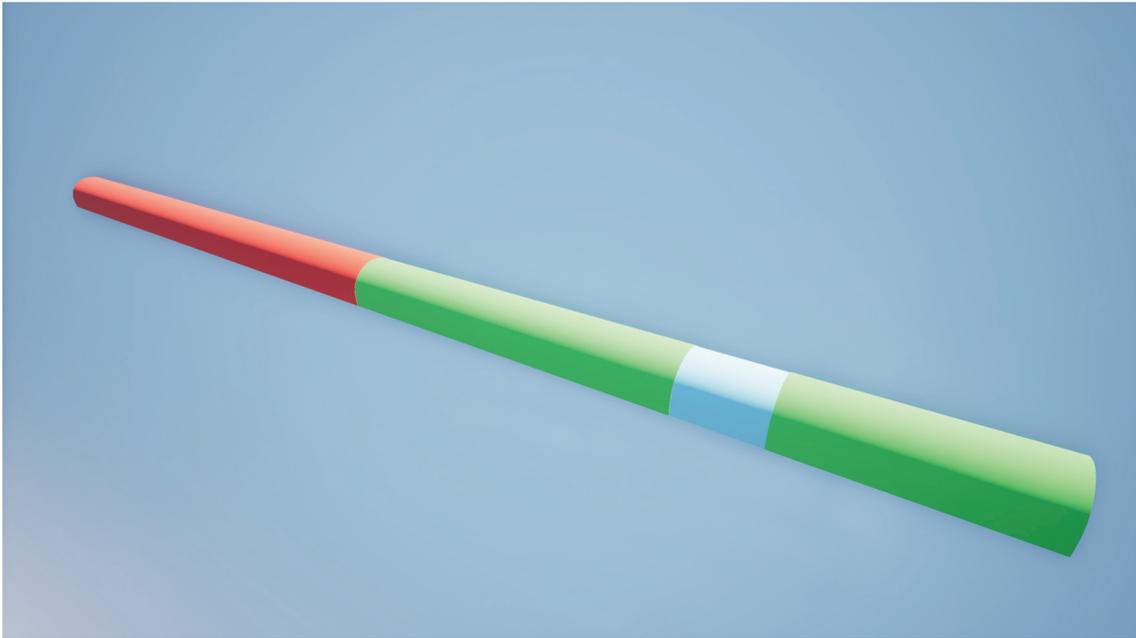


Bild 8 Vereinfachtes Gesamtmodell

6 Planableitung aus dem BIM-Modell

Zukünftig sollen Modelle die primäre Dokumentationsgrundlage der Planung eines Bauwerkes darstellen, sodass auf eine Plandarstellung verzichtet werden könnte. Nach heutigem Stand der Entwicklung werden jedoch nach wie vor Pläne benötigt.

Aktuell liegen seitens der DB InfraGO AG sowie des Deutschen Ausschuss für Unterirdisches Bauen e. V. (DAUB) keine detaillierten Richtlinien zu den Anforderungen für die Ableitung von 2D-Plänen aus BIM-Modellen vor. Handlungsempfehlungen sowie Steckbriefe für diesen Anwendungsfall beschreiben aktuell den Rahmen der Anforderungen. Somit sind Abweichungen von Planerstellungsvorgaben zulässig, da erzeugte Pläne nicht vollständig den bisher geltenden Richtlinien zur Darstellung von Planunterlagen entsprechen.

6.1 Vergleich der Vortriebsklassenpläne

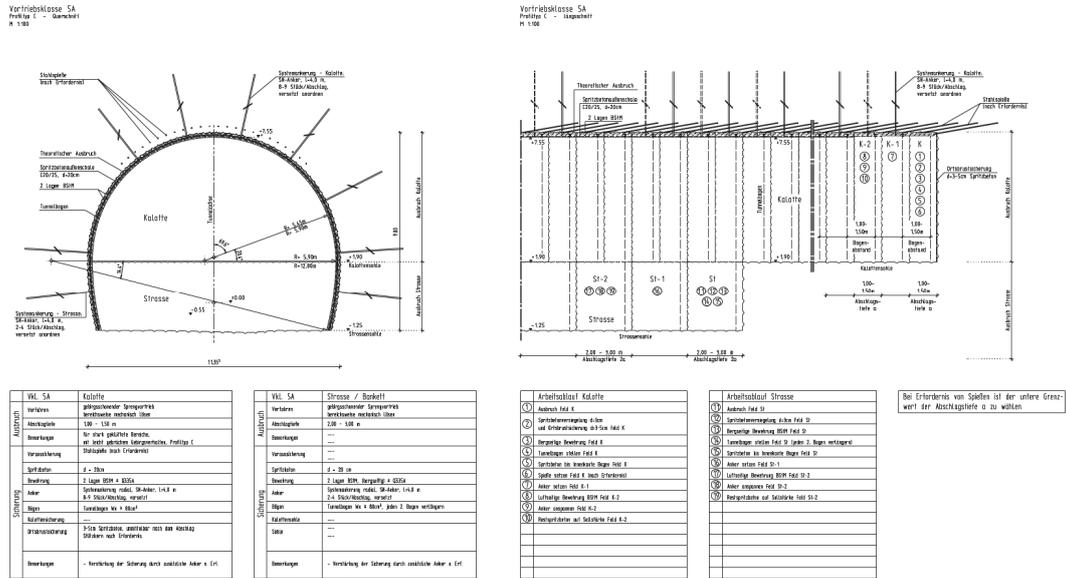


Bild 9 Auszug aus einem konventionell erstellten Vortriebsklassenplan

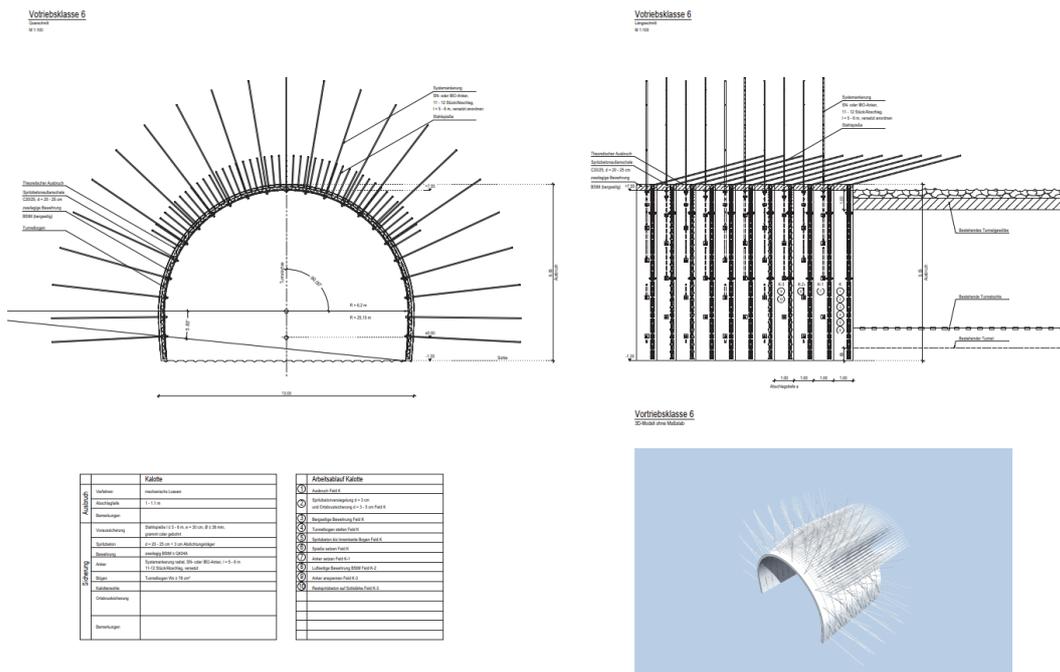


Bild 10 Auszug Vortriebsklassenplan aus BIM-Modell abgeleitet

Zur Ableitung von Plänen ist in der Software, in welcher die Pläne final erzeugt werden sollen, eine Zusammenführung von weiteren Fachmodellen anderer Fachplanungen erforderlich. Bei der Ableitung von Plänen aus dem BIM-Modell ist zwangsläufig eine Aufbereitung und Ergänzung der Pläne notwendig. Hierzu zählt z. B. eine regelwerkskonforme Bemaßung, Beschriftung sowie Schraffuren.

In der Regel werden 3D-Objekte in ihrer tatsächlichen Ausdehnung modelliert, sodass diese in der Plandarstellung zum Teil unverhältnismäßig viel Platz einnehmen. In diesem Zusammenhang war man bei der konventionellen Planerstellung flexibler. Zum Teil kommt es bei der Ableitung von gekrümmten Bauteilen wie z. B. dem Ausbaubogen zu einer Verdichtung der Linien, welche die Krümmung darstellen, was die Darstellung negativ beeinflusst. Zwar lässt sich das Ergebnis der Planableitung durch diverse Filter/Layer beeinflussen, jedoch hat dies seine Grenzen, sofern man die Verknüpfung zum 3D-Modell nicht auflösen möchte.

Dem steht der Vorteil der unter 4.2 beschriebenen intelligenten Planlegende und Planbeschriftung gegenüber. Hier dient das BIM-Modell mit seinen Attributen als zentrale Quelle von Informationen (Single Source of Truth), wodurch sich im Vergleich zur konventionellen Arbeitsweise Fehler aufgrund von redundanten Daten, insbesondere bei Änderungen in der Planung, signifikant reduzieren lassen.

Wie es die „Abweichungsbefugnis“ im Steckbrief zum AwF 070 „Erstellen von Plänen“ der DB InfraGO AG aufführt, sind Abweichungen von Planerstellungsvorgaben zulässig bzw. in manchen Detailpunkten, wie zuvor beschrieben, unumgänglich. Alle an der Planung Beteiligten müssen, den gemeinsamen Zielen der BIM-Anwendung folgend, dieselbe Erwartungshaltung an die aktuell noch verwendeten Planunterlagen haben.

7 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Zusammenfassend lässt sich die voranschreitende BIM-Anwendung im Tunnelbau als sehr positiv bewerten. Die im Rahmen einer Bachelor-Thesis an der Hochschule Darmstadt, in Kooperation mit KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, entstandene Projektstudie zur Anwendung für das Teilmodell „Hohlraumsicherung“ zeigt, dass BIM einen großen Beitrag dazu leisten kann das Ziel, die Planung und Realisierung von Projekten effizienter zu gestalten, zu erreichen.

Hinsichtlich der aktuell vorliegenden Empfehlungen und Richtlinien sind zum Teil, insbesondere im Tunnelbau, weitere Fortschreibungen bzw. Ergänzungen durch Erfahrungen aus der Praxis erforderlich. Unter anderem ist in dem aktuell als ISO-Norm 16739 veröffentlichten IFC-4.3-Standard der Bereich ifcTunnel noch nicht enthalten.

Aus Praxissicht der Abwicklung eines BIM-Projektes sollte, in Abhängigkeit des vorgesehenen Anwendungsfalls, die tatsächlich notwendige Granularität in der Modellerstellung und der hieraus mögliche Mehrwert für den Projekterfolg immer hinterfragt werden.

Für die Modellierung des Teilmodells „Hohlraumsicherung“ empfehlen wir primär die Umsetzung eines vereinfachten Gesamtmodells mit umfangreicher Attribuierung. In Sonderbereichen sollte die Modellierung mit hohem Detaillierungsgrad erfolgen, um unter anderem eine Kollisionsprüfung auf Detailebene durchführen zu können.

Literatur

BMVI (2015)

planen-bauen 4.0 - Gesellschaft zur Digitalisierung des Planens, Bauens und Betriebens mbH: Stufenplan Digitales Planen und Bauen, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Dezember 2015

buildingSMART (2024)

buildingSMART – IFC Road: <https://www.buildingsmart.org/standards/calls-for-participation/ifcroad/> [abgerufen am 29.01.2024]

DAUB (2019)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, BIM im Untertagebau, Stand Mai 2019

DAUB, Teil 1 (2020)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, Modellanforderungen - Teil 1, Objektdefinition, Codierung und Merkmale, Ergänzung zur DAUB-Empfehlung BIM im Untertagebau, Stand November 2020

DAUB, Teil 2 (2022)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, Modellanforderungen - Teil 2, Informationsmanagement, Ergänzung zur DAUB-Empfehlung BIM im Untertagebau, Stand August 2022

DAUB, Teil 3 (2022)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, Modellanforderungen - Teil 3, Baugrundmodell, Ergänzung zur DAUB-Empfehlung BIM im Untertagebau. Stand August 2022

DAUB, Teil 4 (2022)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, Modellanforderungen - Teil 4, Modellbasierte Leistungsverzeichnisse, Ergänzung zur DAUB-Empfehlung BIM im Untertagebau, Stand August 2022

DAUB, Teil 5 (2022)

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) / Arbeitskreis „BIM im Untertagebau: Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten, Modellanforderungen - Teil 5, Vorhaltemaße und Überhöhungen, Ergänzung zur DAUB-Empfehlung BIM im Untertagebau, Stand August 2020

DB InfraGO AG (2023)

Auftraggeber-Informationsanforderungen für BIM-Projekte der DB InfraGO AG, Geschäftsbereich Fahrweg, Version 6.0 extern, Stand Dezember 2023

DB InfraGO AG (2023)

Anhang der Auftraggeber-Informationsanforderungen für BIM-Projekte der DB InfraGO AG, Geschäftsbereich Fahrweg, SOM 2.1-A02, Stand Dezember 2023

DB InfraGO AG (2023)

BIM-Projektentwicklungsplan für BIM-Projekte der DB InfraGO AG, Geschäftsbereich Fahrweg, Version 6.0 extern, Stand Dezember 2023

DB InfraGO AG (2023)

19 BIM-Anwendungsfälle für BIM-Projekte der DB InfraGO AG, Geschäftsbereich Fahrweg, Stand Dezember 2023

Schmitt, J.; Sklorz, M.; Schöppner, C. (2024)

BIM im Untertagebau – BIM Anwendung für das Teilmodell „Hohlraumsicherung“ am Praxisbeispiel eines Bahntunnels, GeoResources Zeitschrift, Band 10 (2024), Heft 1-2024

Schöppner C. (2023)

Bachelor-Thesis „BIM im Untertagebau – BIM Anwendung für das Teilmodell „Hohlraumsicherung“ an einem Praxisbeispiel eines Bahntunnels, Hochschule Darmstadt (h_da)

Ontologie-Ansatz zur Modellierung von Geokunststoffen im Kontext der modellbasierten Projektentwicklung (BIM)

July Ellen Jaramillo Castro, IC, M.Sc.

Externe Promovierende, Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg
HUESKER Synthetic GmbH

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sascha Henke

Helmut-Schmidt-Universität, Hamburg

Dr.-Ing. Oliver Detert

HUESKER Synthetic GmbH

1 Einführung

Die Anwendung der BIM-Methodik im Bereich der Geotechnik erfordert nicht nur die Entwicklung von Merkmalskatalogen für das Fachmodell Baugrund, sondern auch für geotechnische Bauwerke, einschließlich derer, die geokunststoffbewehrten Boden verwenden. In diesem Beitrag wird ein Ansatz zur semantischen Modellierung von Geokunststoffen vorgestellt, welcher momentan in Form einer Ontologie entwickelt wird. Diese Ontologie hat als Ziel nicht nur als "Wörterbuch" für BIM-Objekte zu dienen, sondern soll auch Wissen über Geokunststoffe erfassen bzw. bündeln und somit dazu beitragen, häufig auftretende Fehler bei Spezifikationen und Ausschreibungen von Geokunststoffen zu vermeiden.

2 Beschreibung häufiger Fehler in Vergabeunterlagen

Geokunststoffe, als Baustoff, sind in der Branche teilweise unbekannt und werden häufig als eine Art Sonderlösung betrachtet. Die Herausforderung liegt nicht nur in dem begrenzten Wissen über diesen Baustoff, sondern der Vielfalt der Geokunststoffprodukte und ihrer Regelwerke, die für unterschiedliche Anwendungen und Funktionen eingesetzt werden können. Für den Einsatz der Geokunststoffe müssen spezifische Prüfnormen und Bemessungsansätze berücksichtigt werden.

Zusätzlich erschwerend ist die Tatsache, dass sich bisher nur eine geringe Anzahl an Unternehmen und Fachleuten auf die Bemessung und den Einbau von Geokunststoffen spezialisiert haben. In der Regel werden die Fachleute erst im Zuge der Ausführungsplanung oder Bauausführung in die Projekte eingebunden. Aus diesem Grund werden die Fachplanungen für die Ingenieurbauwerke mit Einsatz von Geokunststoffe häufig erst im Zuge der Bauausführung aufgestellt, was häufig dazu führt, dass die Ausschreibungstexte von den tatsächlich notwendigen Eigenschaften und Funktionen abweichen.

Häufig auftretende Fehler in den Ausschreibungen sind:

- Es werden falsche Bezeichnungen verwendet, z.B. wird eine Bemessungsfestigkeit ausgeschrieben, aber der ausgeschriebene Wert entspricht der Nenn- oder Kurzzeitfestigkeit des Produktes.
- Produkteigenschaften werden mit der falschen Abkürzung beschrieben, z.B. eine „maximale Zugfestigkeit“ wird mit der Abkürzung der Bemessungsfestigkeit ($R_{b,d}$) anstelle $R_{b,k}$ beschrieben.
- Es werden falsche Einheiten bei der Ausschreibung verwendet.
- Die für eine bestimmte Funktion relevanten Eigenschaften werden nicht ausgeschrieben.
- Es werden Eigenschaften ausgeschrieben, die für die Funktion nicht relevant sind.

3 Auswahl der Geokunststoffe

Nach der Entscheidung für den Einsatz von Geokunststoffen sollte ihre Auswahl unter Berücksichtigung folgender Aspekte erfolgen:

- **Anwendung:** Hierzu kann z.B. die Norm DIN EN ISO 10318-2 herangezogen werden, in der die verschiedenen Infrastrukturbauwerke aufgelistet sind, bei denen Geokunststoffe eingesetzt werden können, wie z.B. Schienenwege, feste Abfallstoffe und Verkehrsbau und Straßen.
- **Funktion:** Bezieht sich auf den Verwendungszweck des Geokunststoffes. Die Funktionen der Geokunststoffe sind zum Beispiel in der Norm DIN EN ISO 10318-2, aufgelistet. Dazu gehören z.B. Filtern, Bewehren, Abdichten usw.
- In Deutschland kann z.B. gemäß der EBGEO eine weitere Untergliederung für die Funktion Bewehren wie folgt vorgenommen werden: Einsatz im Bereich „Damm auf wenig tragfähigem Untergrund“, „Stützkonstruktionen“ und „Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern“.

Eine mögliche Vorgehensweise für die Auswahl der Geokunststoffe wird im Folgenden erläutert:

- 1 Als Eingangsparameter sollen die Funktion und die Anwendung identifiziert werden.
- 2 Aus der Funktion ergeben sich die bemessungsrelevanten Geokunststoffeigenschaften.
- 3 Durchführung einer Bemessung (oder Vorbemessung), um die Werte der Eigenschaften zu ermitteln.
- 4 Die möglichen Geokunststofftypen werden nach Eigenschaften gefiltert (Optional).
- 5 Zusätzliche Eigenschaften und Anforderungen (z. B. Zertifikate) werden gemäß der Anwendung hinzugefügt.
- 6 Wahl des Geokunststoffes / Vorbereitung des Ausschreibungstextes.

Im Hinblick auf das vorher skizzierte Vorgehen und die aktuell festgestellten Unzulänglichkeiten in aktuellen Ausschreibungen ergeben sich die folgenden Fragestellungen: Könnte die Auswahl von Geokunststoffen im Rahmen einer modellbasierten Projektbearbeitung unterstützt werden? Wie sollten die Geokunststoffe modelliert und die Informationen über ihre Anwendung, Funktion und Bemessung in das System integriert werden?

4 Modellierung von Geokunststoffe in BIM

Bei der Projektbearbeitung unter Nutzung der BIM-Methodik werden Bauwerke und Bauprodukte als dreidimensionale Objekte modelliert und mit relevanten Informationen versehen. Der Informationsgehalt je Bau- bzw. Planungsphase wird zu Beginn des Projektes vom Bauherrn festgelegt. Es existieren jedoch bereits standardisierte Datenstrukturen (z.B. IFC), so dass nicht bei jedem Projekt neu überlegt werden muss, welche Eigenschaften zu welchen Bauteilen gehören und wie die Bauteile klassifiziert werden könnten. Die Informationen darüber, wie ein Bauprodukt klassifiziert wird und welche Eigenschaften es hat, ist Teil der semantischen Repräsentation des Produktes (vgl. Pauwels/Costin/Rasmussen 2022).

Für Geokunststoffe wurden bisher noch keine einheitlichen Datenstrukturen entwickelt, es existieren jedoch länderspezifische Klassifizierungssysteme mit unterschiedlichen Zielsetzungen und Inhalten, in denen Geokunststoffe bereits berücksichtigt werden. In Deutschland wird bei der Abfrage von Geokunststoffen im Merkmalsmodul des BIM-Portals eine Liste aus dem OKSTRA¹-Katalog angezeigt (siehe Bild 1).

¹ Objektkatalog für das Straßen- und Verkehrswesen, abrufbar unter: <https://www.okstra.de/>

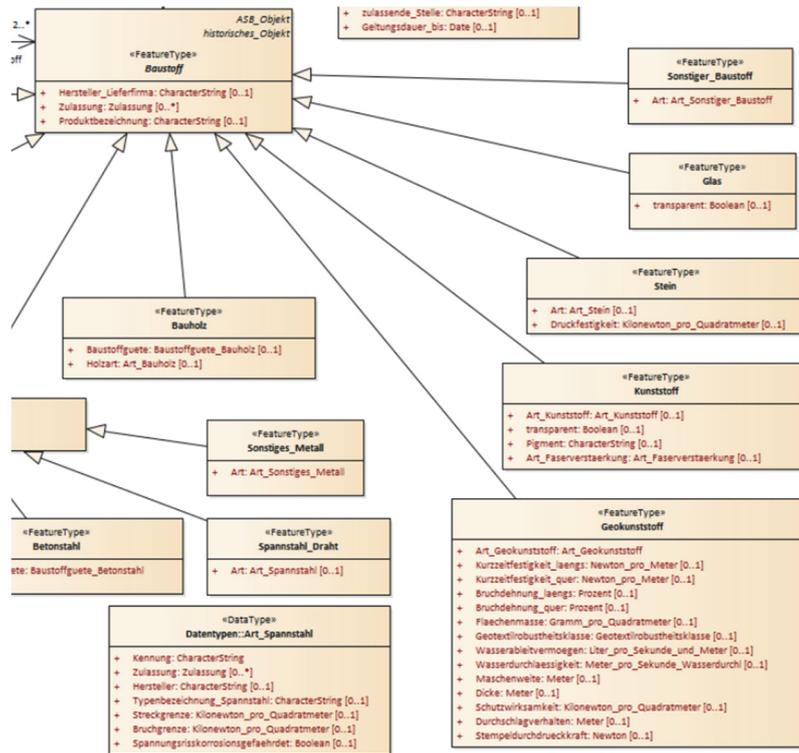


Bild 1 Auszug aus dem OKSTRA-Katalog (<https://www.okstra.de/docs/2021/html/index.htm>)

In diesem Katalog werden Geokunststoffe als eine Art Baustoff klassifiziert, jedoch sind die aufgelisteten Eigenschaften nicht nach der Funktion der Geokunststoffe unterteilt. Tabelle 1 zeigt eine Auswahl von Klassifizierungssystemen und vergleicht verschiedene Aspekte dieser Klassifizierungssysteme.

Tabelle 1 Übersicht unterschiedlicher Klassifizierungssysteme für Geokunststoffe

Katalog	Klassifizierung		Merkmale	
	Nach Art	Nach Funktion	Nach Funktion	Enthält Standard
Uniclass	X			
FreeClass	X	X	X	
OKSTRA/ABS-ING	X	X		X

Wie die Tabelle zeigt, enthalten die vorhandenen Klassifizierungssysteme unterschiedliche Informationen. Eine eindeutige Beschreibung der Geokunststoffe ist damit jedoch noch nicht möglich. Eine standardisierte Datenstruktur für Geokunststoffe sollte folgende Informationen einschließen:

- Eindeutige Bezeichnung der Eigenschaften je nach Geokunststofftyp,

- Standards bzw. Norm zum Prüfen der Eigenschaften. Dies ist wichtig, da sich je nach angewendeter Norm unterschiedliche Werte ergeben können. Am Beispiel der Zugfestigkeit kann dies durch unterschiedliche Randbedingungen (Probengröße und Belastungsgeschwindigkeit usw.) verursacht werden,
- Einheiten.

Diese drei Aspekte, die eine Standarddatenstruktur bieten könnten, können als Mindestinformationen definiert werden, um eine eindeutige Produktdefinition von Geokunststoffen zu erreichen. Sie reichen jedoch nicht aus, um eine automatisierte Produktauswahl zu unterstützen. Dazu wären weitere Informationen notwendig:

- über die Funktionen, die ein Geokunststoff erfüllen kann,
- über die Eigenschaften, die für die Bemessung eines Geokunststoffs für eine bestimmte Funktion relevant sind,
- über die Eigenschaften die für eine bestimmte Anwendung nach den einschlägigen Vorschriften notwendig sind.

5 Einführung in informatischen Ontologien

In diesem Abschnitt wird das Konzept der informatischen Ontologien kurz vorgestellt, wobei die Definitionen und Erläuterungen auf die für diesen Beitrag relevanten Aspekte fokussiert sind und keinen Anspruch auf Vollständigkeit erheben. Ausführliche Definitionen und Informationen über Ontologien und andere Techniken zur Modellierung von Information und Wissen finden sich in (Keet 2023). Ausführliche Informationen zu Ontologien, die im Bereich der Modellierung von Bauprodukten und BIM veröffentlicht wurden, finden sich in (Wagner 2020).

Ontologien können definiert werden als: „ein Artefakt, das die Entitätstypen, die Beziehungen zwischen ihnen und die für sie geltenden Einschränkungen für einen bestimmten Themenbereich enthält“². Sie können also nicht nur als Datenstruktur verwendet werden, sondern bieten auch die Möglichkeit, die Beziehungen zwischen den Daten zu modellieren und darüber hinaus logische Regeln oder Axiome zu hinterlegen, die ein „automated reasoning“ (Keet 2023) ermöglichen. Dies bedeutet, dass mit einer Ontologie komplexere Abfragen möglich sind als mit einer herkömmlichen Datenbank.

Informatische Ontologien sollten nach (Rudi Studer/V.Richard Benjamins/Dieter Fensel (1998)) vier Eigenschaften besitzen, d.h. sie sollten:

² Übersetzung des direkten Zitats „an ontology is an artefact that contains the entity types, the relationships among them, and the constraints that hold over them for a specific subject domain“(Keet 2023)

- eine **Konzeptualisierung darstellen**: Dies bedeutet, dass eine Ontologie einem abstrakten Modell eines bestimmten Objektes/Vorganges entspricht. Dieses Modell berücksichtigt alle relevanten Konzepte, die mit diesem Objekt/Vorgang in Zusammenhang stehen.
- **Explizit** und **formal** sein: Die in der Modellierung verwendeten Konzepte sollten explizit definiert sein. Formalität bedeutet, dass eine Ontologie maschinenlesbar sein sollte.
- **Gemeinsames Wissen** enthalten: Das Wissen, das in einer Ontologie gekapselt ist, soll das Wissen einer Expertengruppe über das Objekt/Vorgang darstellen (keine private Meinung).

Eine Ontologie wird während ihrer Entwicklung in Form einer 'Textdatei' gespeichert, die in einer bestimmten formalen (maschinenlesbaren) Sprache geschrieben ist, beispielsweise mithilfe eines 'Ontology Editor'. Ein solcher Editor ermöglicht nicht nur das Bearbeiten, Verwalten und Visualisieren der Ontologie, sondern auch die Überprüfung auf logische Fehler in der Definition der Klassen und Axiome, falls ein 'Reasoner' integriert ist.

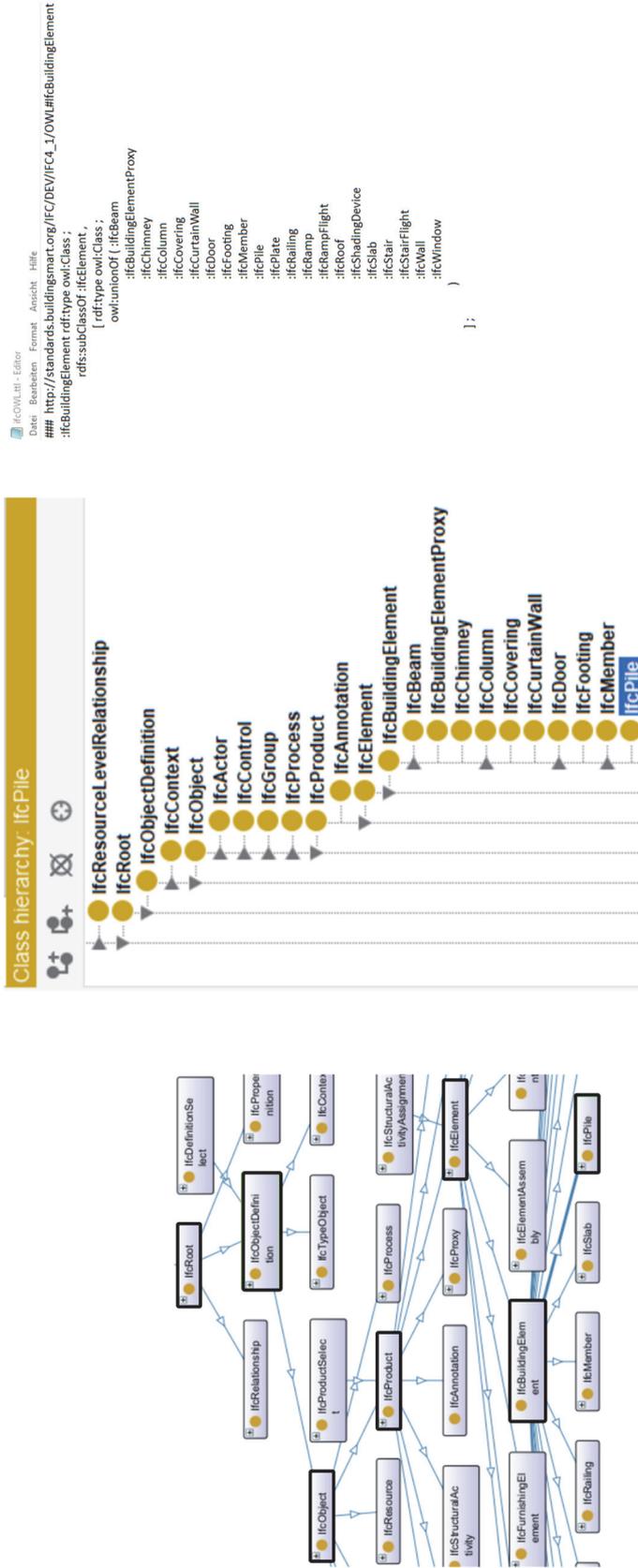
Eine der am häufigsten verwendeten Sprachen zur Repräsentation von Ontologien ist das OWL (Web Ontology Language). Ontologien für die Bauindustrie wurden bereits unter Verwendung dieser Sprache entwickelt und veröffentlicht, einschließlich einer Version des IFC-Schemas (Industry Foundation Class), die als ifcOWL bezeichnet wird. Bild 2 zeigt beispielhaft eine Visualisierung der Ontologie ifcOWL als Diagramm, Klassenhierarchie und Text. Die ausgewählten Ansichten zeigen jeweils einen eingeschränkten Teil der Ontologie und wurden mithilfe der Software Protégé (Ontologie - Editor) erstellt, indem die OWL-Datei von der Website von BuildingSMART heruntergeladen wurde:³. Weitere Informationen zur Übertragung des IFC-Schemas, das ursprünglich in EXPRESS entwickelt wurde, ins ifcOWL finden sich in (Pauwels/Terkaj 2016).

5.1 Bestandteile einer Ontologie

Im Folgenden werden die Bestandteile einer Ontologie kurz erläutert und mit Beispielen aus der Ontologie ifcOWL illustriert:

- a **Begriffe** werden in Form von Klassen abstrahiert (z.B. die Klasse ifcPile in Bild 1), die hierarchisch organisiert sind. Das heißt, sie werden in einer taxonomischen Struktur mit über- und untergeordneten Klassen (Subklassen) organisiert.

³ <https://technical.buildingsmart.org/standards/ifc/ifc-schema-specifications/>



```

ifcowl.ttl - Editor
Datei Bearbeiten Format Ansicht Hilfe
### http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL/ifcBuildingElement
:ifcBuildingElement rdf:type owl:Class ;
    rdfs:subClassOf ifcElement .
[ rdf:type owl:Class ;
    owl:unionOf ( ifcBeam
                  :ifcBuildingElementProxy
                  :ifcChimney
                  :ifcColumn
                  :ifcCovering
                  :ifcCurtainWall
                  :ifcDoor
                  :ifcFooting
                  :ifcMember
                  :ifcPile
                  :ifcPlate
                  :ifcRailing
                  :ifcRamp
                  :ifcRampFlight
                  :ifcRoof
                  :ifcShadingDevice
                  :ifcSlab
                  :ifcStair
                  :ifcStairFlight
                  :ifcWall
                  :ifcWindow
                )
];
    
```

Bild 2 Bild 1. Auszug aus ifcOWL als: Diagramm, erstellt mit dem Plugin OntoGraf vom Protégé (links) Klassenhierarchie, Ansicht aus dem Reiter „Classes“ vom Protégé (mitte) Textdatei, gespeichert in Protégé mit dem Turtle Syntax (rechts)

- b **Beziehungen** zwischen den Klassen werden in der Ontologie-Sprache OWL als „Object Property“ bezeichnet. Ein Beispiel für ein Object Property in der ifcOWL ist im Bild 3 durch die gestrichelte gelbe Linie dargestellt. Das Diagramm zeigt, dass die Object Property „nominalDiameter_IfcReinforcingBar“ eine Instanz der Klasse „IfcReinforcingBar“ mit einer Instanz der Klasse „IfcPositiveLengthMeasure“ verbindet (ein Bewehrungsstab hat einen Nenndurchmesser, der durch eine positive Zahl mit Längeneinheiten angegeben wird).



Bild 3 Darstellung einer „Object Property“ in ifcOWL.

- c **Axiomen** können verwendet werden, um Regeln oder Einschränkungen für Klassen oder ihre Beziehungen zu beschreiben. Axiome sind logische Aussagen, die es ermöglichen, Begriffe (Klassen) präzise zu definieren und die Bedeutung von Begriffen (Semantik) besser auszudrücken. Axiome werden in Dokumenten des „World Wide Web Consortium (W3C)“ als Hauptkomponenten von Ontologien genannt. Beispiele für Axiome der Klasse ifcRoot sind im Bild 4 dargestellt.

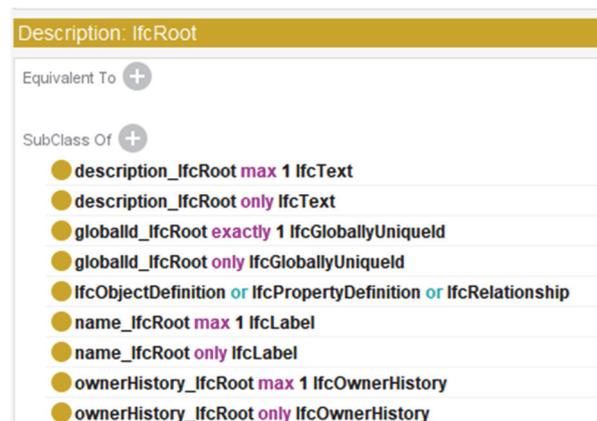


Bild 4 Subclass Axioms der Klasse ifcRoot (ifcOWL)

- d **Instanzen** sind die spezifischen Objekte, die zu einer Klasse gehören. Bild 5 zeigt die Instanzen der Aufzählungsklasse IfcReinforcingBarTypeEnum.

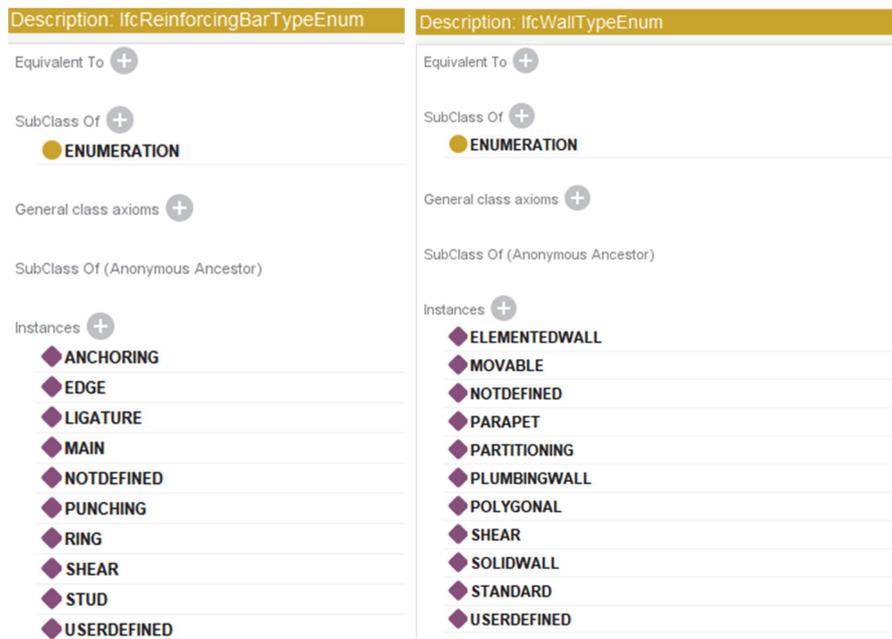


Bild 5 Beispiel für Instanzen der Aufzählungsklassen ifcReinforcingBarTypeEnum and ifcWallTypeEnum

5.2 Abfragen an Ontologien (Querying)

Um Informationen aus einer Ontologie zu extrahieren, kann eine Abfrage (Query) mithilfe der SPARQL-Sprache durchgeführt werden. Für den Ontologie-Editor Protégé⁴ der Stanford University steht ein Plug-in zur Verfügung, das SPARQL 1.0.0 implementiert und somit Abfragen innerhalb des Editors ermöglicht.

Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Abfragen innerhalb einer Programmiersprache wie Python oder C unter Verwendung einer geeigneten Bibliothek wie RDFlib durchzuführen, die eine Implementierung von SPARQL 1.1 enthält. Letztere Option wurde für diesen Beitrag gewählt. Ein Vorteil dieses Ansatzes besteht darin, dass Python in visuelle Programmierwerkzeuge wie Dynamo (Revit, Autodesk) oder Grasshopper (Rhinoceros 3D, McNeel) integriert ist und daher leicht in BIM-Workflows eingebunden werden kann.

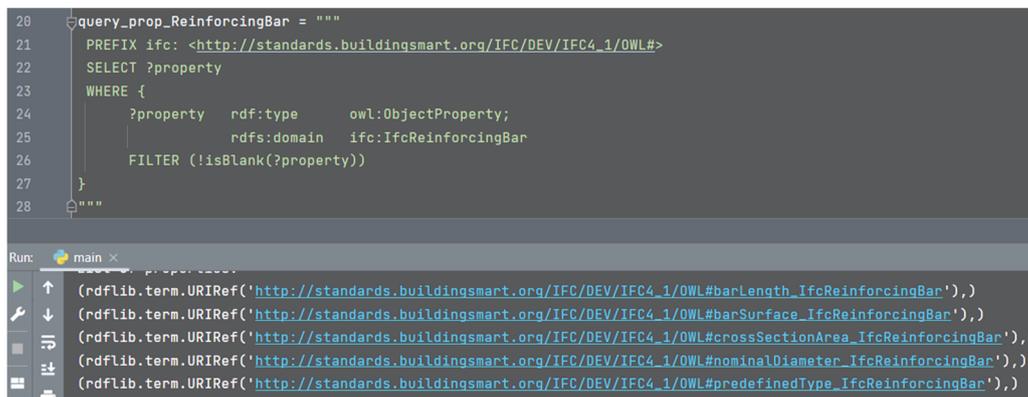
Die Ontologie wird über ihren Pfad im Code verknüpft und entsprechende Abfragen können durchgeführt werden. Die Struktur der Abfrage folgt der Struktur eines Graphen, der

⁴ A free, open-source ontology editor and framework for building intelligent systems: <https://protege.stanford.edu/>

einem Tripel Subjekt - Prädikat - Objekt entspricht. Am Beispiel von Bild 2 könnten die Informationen im Diagramm als Graph (Tripel) wie folgt interpretieren werden:

- Subjekt: IfcReinforcingBar
- Prädikat: (hat) nominal_Diameter_IfcReinforcingBar
- Objekt: (vom Typ) IfcPositiveLengthMeasure

Aus diesem Grund werden SPARQL-Abfragen in Tripelform durchgeführt, wobei der Benutzer jede der drei Komponenten des Graphen abfragen kann. In Bild 6 ist ein Beispiel zu sehen, in dem die Liste der 'Object Properties' mit der Klasse 'IfcReinforcingBar' als Subjekt (domain) abgefragt wird. In dieser Liste wird an vierter Stelle die 'Object Property' 'nominal_Diameter_IfcReinforcingBar' aus Bild 3 angezeigt. Die Abfrage wurde mit Hilfe von Python in der Entwicklungsumgebung PyCharm durchgeführt.



```
20 query_prop_ReinforcingBar = """
21 PREFIX ifc: <http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#>
22 SELECT ?property
23 WHERE {
24   ?property rdf:type owl:ObjectProperty;
25             rdfs:domain ifc:IfcReinforcingBar
26   FILTER (!isBlank(?property))
27 }
28 """
```

Run: main x

```
(rdflib.term.URIRef('http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#barLength_IfcReinforcingBar'),)
(rdflib.term.URIRef('http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#barSurface_IfcReinforcingBar'),)
(rdflib.term.URIRef('http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#crossSectionArea_IfcReinforcingBar'),)
(rdflib.term.URIRef('http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#nominalDiameter_IfcReinforcingBar'),)
(rdflib.term.URIRef('http://standards.buildingsmart.org/IFC/DEV/IFC4_1/OWL#predefinedType_IfcReinforcingBar'),)
```

Bild 6 Beispiel einer Anfrage (SPARQL Query) an der Ontologie ifcOWL.

6 Entwicklung einer Ontologie für Geokunststoffen.

Unter der Annahme, dass eine Ontologie die computergestützte Produktauswahl von Geokunststoffen ermöglichen und gleichzeitig als standardisierte Datenstruktur für diese Art von Baustoffen dienen kann, wird basierend auf der Methodik, die in (Noy/McGuinness 2001) beschrieben ist, eine Ontologie für Geokunststoffe entwickelt. Hierbei kommt der Ontologie-Editor Protégé zum Einsatz. Da sich diese Ontologie noch in der Entwicklungsphase befindet, wurde sie bisher nicht veröffentlicht.

In dieser Methodologie wird die Formulierung von "Kompetenzfragen" (CQ)⁵ empfohlen, die einerseits helfen sollen, den Umfang der Ontologie zu definieren und andererseits

⁵ In der fachspezifischen Literatur wird normalerweise die englische Bezeichnung „Competency Questions“ verwendet

später als Evaluierungswerkzeug dienen sollen, um zu überprüfen, ob die Ontologie ihren Zweck erfüllt.

Im Rahmen dieses Beitrags wird der Schwerpunkt auf die folgenden CQs gelegt:

CQ1: Welche Produkte sind für eine bestimmte Funktion (z.B. Filtern) in der Anwendung Verkehrswegebau geeignet?

CQ2: Welche sind die bemessungsrelevanten Eigenschaften eines Geokunststoffes für die Funktion Bewehrung in der Anwendungsfunktion „Trennen“?

6.1 Hauptkomponenten der Ontologie

Die für die Geokunststoff-Ontologie ausgewählten Hauptbegriffe und Beziehungen (Object Properties) sind in Bild 7 dargestellt. Wie die Abbildung zeigt, wurde Englisch als Hauptsprache gewählt, obwohl jeder Begriff mit seiner deutschen Übersetzung durch ein entsprechendes Etikett (rdfs language label) verknüpft ist.

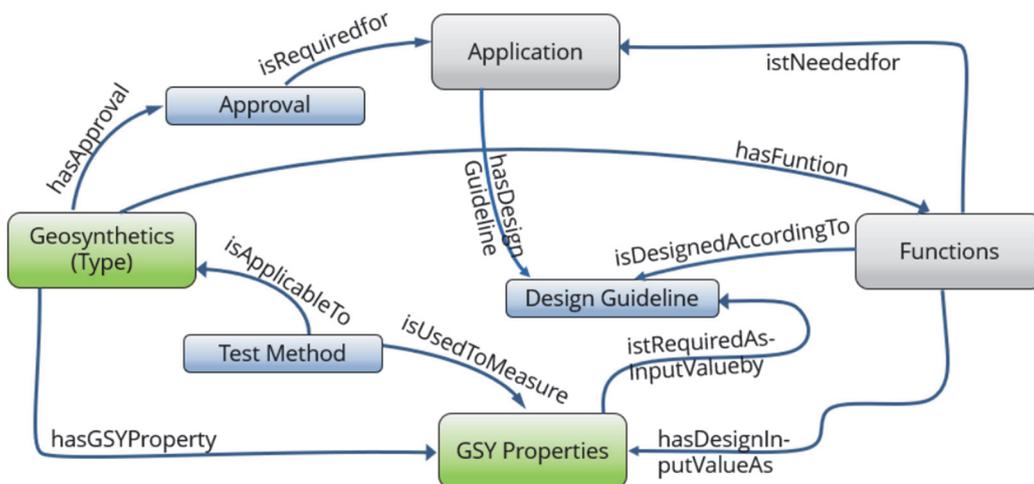


Bild 7 Hauptbegriffe der Ontologie der Geokunststoffe (in Entwicklung)

Die grünen Kästen zeigen die beiden Hauptklassen, d.h. die Geokunststoffe und ihre Eigenschaften. In grau und blau sind die „unterstützenden Klassen“ dargestellt, die für die Wissensmodellierung ausgewählt wurden. Die Beschriftungen über den verbindenden Pfeilen zeigen einige der wichtigsten OWL-Eigenschaften (Object Properties), die die Klassen verbinden.

Die wichtigsten Aspekte der Beschreibung jeder Klasse werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

6.1.1 Klasse „Geosynthetics“

Die hierarchische Gliederung der Klassen bzw. die Taxonomie der Klassen basiert auf der Einteilung nach (Zanzinger 2008), in der die Geokunststoffe nach ihrer Durchlässigkeit gruppiert sind. Die Verbundwerkstoffe wurden einer eigenen Klasse zugeordnet. Dazu werden Eigenschaften gewählt, durch die jeder Geokunststofftyp definiert werden kann und die auch dazu dienen können, die Geokunststoffauswahl und die relevanten Eigenschaften für Ausschreibungen automatisch zu unterstützen.

Bild 8 zeigt den aktuellen Stand der Definition zweier Geokunststofftypen mittels Axiome. Es ist zu erkennen, welche Eigenschaften direkt für den Geokunststofftyp angegeben wurden und welche Eigenschaften von übergeordneten Klassen über „Vererbung“ zugewiesen werden. Letztere sind an der Beschriftung „(Anonymus Ancestor)“ zu erkennen.

The image displays two side-by-side screenshots of class definitions in a structured format. The left screenshot is for the class 'Geogitter' and the right is for 'Woven_Geotextile'. Both show 'Annotations' (e.g., rdfs:label, hasAbbreviation) and 'Description' (SubClass Of) sections. The 'Description' section lists various properties with their cardinalities and types, such as 'hasFunction', 'hasGSYProperty', and 'hasGSYProperty some'. Some properties are inherited from an 'Anonymous Ancestor', indicated by the label 'SubClass Of (Anonymous Ancestor)'. The 'Geogitter' class has a 'hasFunction some Geotextil_Related_Products' property, while 'Woven_Geotextile' has 'hasFunction some Reinforcement' and 'hasFunction value Separation'.

Bild 8 Stand der Definition von zwei Geokunststoffen anhand ihrer Eigenschaften (Beispiel Geogitter und Gewebe)

Die Auswahl der gewählten Eigenschaften basiert grundsätzlich sowohl auf den Anforderungen an Geotextilien in Abhängigkeit der Anwendung (z. B. Norm DIN EN 13249),

(Norm DIN EN 13251) und (Norm DIN EN 13250) als auch für die Funktion bemessungsrelevante Eigenschaften gemäß EBGEO und M Geok E⁶.

6.1.2 Klasse „GSY Properties“

Die Klasse GSY Properties enthält die Geokunststoffeigenschaften, die in Gruppen eingeteilt sind. Die Superklasse der Geokunststoffeigenschaften ist in 5 Subklassen unterteilt, um die hydraulische, mechanische und, physikalische Klasse zu unterscheiden, sowie zwei weitere Klassen zur Erfassung der Abminderungsfaktoren und die Erkennungsmerkmale (wie z. B. Produktname und Hersteller) zu erfassen.

Da der genaue Wert einer bestimmten Eigenschaft von der Prüfmethode abhängt, sollte diese immer in den Datenblättern jedes Produkts angegeben werden und somit auch in der Ontologie als Klasse angenommen werden. Die Klasse der Prüfmethode wird als Aufzählung (Enumeration) definiert, ebenso wie eine Klasse der Einheiten.

Das Bild 9 zeigt zwei Definitionen von GSY Properties in der aktuellen Fassung der Ontologie der Geokunststoffe. Wie im Abschnitt 4 erwähnt, sind die Einheiten, die Prüfmethoden und die zugehörigen Funktionen dabei eingetragen.

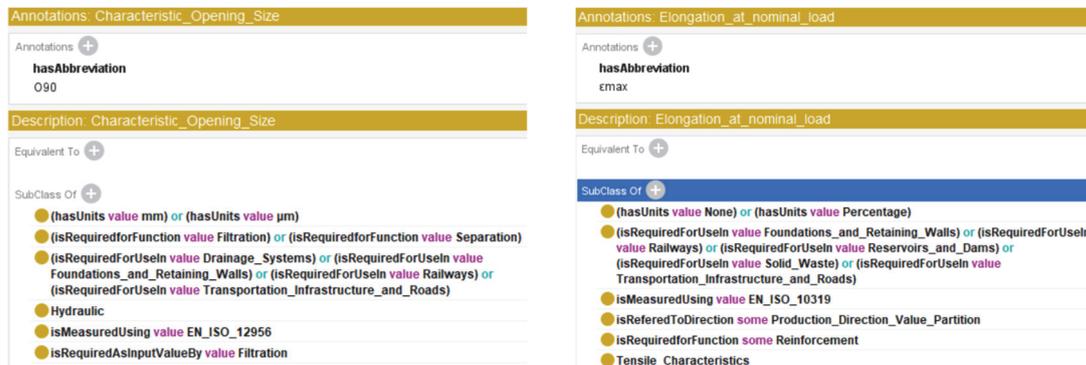


Bild 9 Definition von GSY-Properties im aktuellen Stand der Ontologie (Beispiel Charakteristische Öffnungsweite und Maximale Dehnung)

6.1.3 Klassen „Function and Application“

Die Funktionen und Anwendungen der Geokunststoffe werden durch eine Auflistung möglicher Werte als „Instanzen“, d. h. als Aufzählung (Enumeration) definiert. Die Liste

⁶ Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen ([2016])

wird der Norm DIN EN ISO 10318-2 entnommen und entsprechend in die Ontologie eingepflegt.

6.1.4 Weitere Supportklassen

Getrennte Aufzählungsklassen werden für Zertifikate, Bemessungsrichtlinien und die Richtung eines Merkmals definiert.

6.1.5 OWL-Properties (Object Properties)

Die OWL-Properties entsprechen den definierten Beziehungen zwischen den Begriffen (Klassen), die als Beschriftung neben den verbindenden blauen Pfeilen in Abbildung 7 dargestellt sind. Beispiele sind in der Tabelle 2 aufgeführt.

Tabelle 2 Beispiele von Object Properties (Ontologie der Geokunststoffe)

Domain (Subjekt)	OWL Property (Object Properties)	Range (Predikat)
Geosynthetic	hasFunction	Function
Geosynthetic	hasGSYProperty	GSY Property
GSY Property	isMeasuredUsing	Test_Standard
GSY Property	isRequiredasInputValueIn	Function

6.1.6 Instanzen

Es werden verschiedene Arten von Instanzen definiert. Zum einen werden Instanzen eingegeben, die für die Definition der Aufzählungsklassen notwendig sind, wie zum Beispiel Funktionen und Anwendungen von Geokunststoffen. Zum anderen werden Instanzen eingegeben, die für die Definition der Hauptklassen durch Axiome benötigt werden (wie z.B. Prüfmethode oder Produktionsrichtungen). Diese dienen der eindeutigen Beschreibung dieser Klassen.

Anschließend werden die Hauptklassen mit Instanzen belegt. Die Instanziierung einer vollständigen und publizierten Ontologie der Geokunststoffe könnte durch eine automatische Methode (z.B. unter Verwendung einer KI) „belegt“ werden. Dazu können Informationen aus Datenblättern von Produkten verschiedener Hersteller verwendet werden. In diesem Beitrag werden „fiktive Datenblätter erstellt“ und somit 6 Woven Geotextile (GTX) Produkte modelliert, ein Geogitter (GG) und ein Vlies (GTX-NW), die für die Verifikation durch Abfragen verwendet werden.

6.2 Anwendung der Ontologie

6.2.1 Anwendung als Wörterbuch

Die Ontologie-Datei kann direkt als Wörterbuch für die Eigenschaften von Geokunststoffen verwendet werden, so dass deren genaue Bezeichnung gemäß Norm DIN EN ISO 10318-1 verwendet wird. Sie kann als Erweiterung des bestehenden Eigenschaftskatalogs unter dem BIM-Portal (siehe Bild 1) verwendet werden, in dem sowohl Funktionen, Anwendungen und Geokunststofftypen enthalten sind.

6.2.2 Anwendung als Wissensdatenbank (Abfrage explizites Wissen)

Neben der Verwendung als Wörterbuch kann die Ontologie auch abgefragt werden, indem spezifische Fragen zu Geokunststoffen gestellt werden. Diese Art der Abfrage nutzt das explizit modellierte Wissen, das durch die Axiome zur Definition der Klassen in der Ontologie verwendet wird. Dies ermöglicht dem Benutzer den Zugriff auf das gebündelte oder Expertenwissen.

Es können Abfragen gestellt werden, wie z.B. welche Geokunststofftypen eine bestimmte Eigenschaft besitzen oder für welche Funktion diese Eigenschaften relevant sind. Bild 10 zeigt die Ergebnisse einer Abfrage für das Merkmal Robustheitsklasse (Robustness_class)



```
116 query_Bild_10 = ""
117 SELECT ?Geotextile_type
118 WHERE {
119   ?Geotextile_type rdfs:subClassOf ?Anonymus.
120   ?Anonymus owl:onProperty pgj:hasGSYProperty;
121              owl:someValuesFrom pgj:Robustness_class
```

Run: main x

```
(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#Knitted_Geotextile'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#Nonwoven_Geotextile'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#Woven_Geotextile'),)
```

Bild 10 Bild Anfrage für Robustheitsklasse und Flächenmaße

Die Ergebnisse zeigen, dass die Robustheitsklasse eine Eigenschaft ist, die zu diesem Zeitpunkt als relevante Eigenschaft für die Definition von Vliesstoffen und Geweben in der Ontologie verwendet wurde. Unter der gleichen Abfragekategorie könnte z.B. die Prüfnorm für eine bestimmte Geokunststoffeigenschaft abgefragt werden.

```
102 SELECT ?Test
103 WHERE {
104     pgj:Nominal_Tensile_Strength    rdfs:subClassOf    ?x.
105     ?x                               owl:onProperty    pgj:isMeasuredUsing;
106     |                               owl:hasValue      ?Test
107 }
```

for i in res_Test

Run: main x

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic_#EN_ISO_10319'))

Bild 11 Bild Anfrage für Prüfnorm (Zugfestigkeit)

6.2.3 Anwendung als Unterstützung bei der Auswahl der Geokunststoffe

Schließlich ist die Art der Abfrage zu nennen, die als Ziel für die Entwicklung der Ontologie festgelegt wurde (siehe CQ's in Abschnitt 6). Die folgenden Abfragen zeigen, wie Produkte gefiltert werden können. Zunächst wird das System gefragt, welche Produkte des Geokunststofftyps „Gewebe“ in der „Datenbank“ vorhanden sind (siehe Bild 12). Es werden also die sechs Instanzen der Produkte "Gewebe" aufgelistet. Diese werden in der Ontologie mit dem Kürzel GTX bezeichnet.

```
145 query_Bild_13 = ""
146 SELECT ?Product
147 WHERE {
148     ?Product    rdf:type    pgj:Woven_Geotextile.
149 }
150 ""
```

Run: main x

6

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_1'),)

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_2'),)

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_3'),)

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_4'),)

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_5'),)

(rdflib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetic:#GTX_6'),)

Bild 12 Abfrage nach Produkten der Typ Gewebe

In der nächsten Abfrage werden die Produkte nach der Funktion "Trennen" gefiltert (siehe Bild 13). Es ist zu sehen, dass alle Gewebeprodukte aufgelistet werden und das Vlies hinzugefügt wird. Die modellierten OWL-Properties ermöglichen darüber hinaus eine Abfrage, die nicht nur maschinenlesbar ist, sondern auch als intuitiv bezeichnet werden kann (Liste der Produkte erstellen, die die Funktion Separation haben):

? Produkt hasFunction Separation

```
146 SELECT ?Product
147 WHERE {
148     ?Product    pgj:hasFunction    pgj:Separation
149 }
150 ""

for i in res_Eigenschaft_2

Run: main x
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_1'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_2'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_3'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_4'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_5'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_6'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#NGTX_1'),)
```

Bild 13 Abfrage nach Produkten mit Trennfunktion

Im nächsten und letzten Schritt wird die Auswahl eines Geokunststoffes für die Funktion "Trennen" in der Anwendung "Schienenwege" abgefragt (Bild 14).

```
146 SELECT ?Product
147 WHERE {
148     ?Product    pgj:hasFunction    pgj:Separation;
149                 pgj:hasApproval    pgj:Railways_Certification
150 }

Run: main x
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_1'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_4'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#GTX_5'),)
(rdfLib.term.URIRef('http://www.semanticweb.org/jaramillo/ontologies/2023/4/Proposed_Geosynthetics#NGTX_1'),)
```

Bild 14 Abfrage nach Produkten mit Trennfunktion und einem Zertifikat für ihre Nutzung in der Anwendung „Schienenwege“

7 Schlussfolgerungen

Ausschreibungsunterlagen von Projekten, bei denen Geokunststoffe eingesetzt werden, enthalten häufig Fehler in der Beschreibung der Geokunststoffprodukte. Die Fehler reichen von falschen Bezeichnungen über die Nennung nicht relevanter Eigenschaften bis hin zur Nichtberücksichtigung relevanter Eigenschaften. Diese Fehler weisen auf mangelnde Kenntnisse über Geokunststoffe, deren Anwendung, Funktionen, erforderliche Nachweise und Zertifikate, verfügbare Geokunststofftypen, usw. hin.

Andererseits ist es im Rahmen der modellbasierten Projektabwicklung (Anwendung der BIM-Methodik) notwendig, standardisierte Datenstrukturen für Bauprodukte (z.B. IFC) zu entwickeln. Eine standardisierte Datenstruktur für Geokunststoffe existiert bisher nicht.

Dieser Beitrag zeigt die Entwicklung einer Ontologie, ein Konzept aus der Wissensrepräsentation in der Informatik, die einerseits die Bündelung von Wissen ermöglicht und andererseits als Grundlage für „intelligente Datenbanken“ dienen kann. Es wird diskutiert, ob eine Ontologie der Geokunststoffe die automatische Auswahl von Geokunststoffen unterstützen und gleichzeitig als Wörterbuch und Datenstruktur in der BIM-Modellierung eingesetzt werden kann.

An exemplarischen Beispielen von Abfragen wird zudem gezeigt, welche Nutzung im aktuellen Entwicklungsstand der Ontologie möglich ist. Da diese über Python erfolgen, ist es möglich, diese z. B. über visuelle Programmierwerkzeuge in die modellzentrierte Projektabwicklung zu integrieren.

Literatur

Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (2011)

Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements-EBGEO, Online-Ausgabe, München, Germany

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen ([2016])

Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (M Geok E): R2, Ausgabe 2016, Köln

DIN EN ISO 10318-2, October 2018

Geosynthetics - Part 2: Symbols and pictograms (ISO 10318-2:2015 + A1:2018)

Norm DIN EN ISO 10318-1, October 2018

Geosynthetics -Part 1: Terms and definitions (ISO 10318-1:2015 + Amd 1:2018)

Norm DIN EN 13251, December 2016

Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in earthworks, foundations and retaining structures

Norm DIN EN 13249, December 2016

Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of roads and other trafficked areas (excluding railways and asphalt inclusion);

Norm DIN EN 13250, July 2015

Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of railways

- Keet, C. Maria (2023)
The What and How of Modelling Information and Knowledge. From Mind Maps to Ontologies, Cham
- Noy, Natalya F., McGuinness, Deborah L. (2001)
Ontology Development 101. A Guide to Creating your First Ontology, <https://protegewiki.stanford.edu/wiki/Ontology101> [abgerufen am 27.02.2023]
- Pauwels, P., Costin, A., Rasmussen, M. H. (2022)
Knowledge Graphs and Linked Data for the Built Environment, in: Marzia Bolpagni, Rui Gavina und Diogo Ribeiro (Hrsg.), Industry 4.0 for the Built Environment, Cham; S. 157–183
- Pauwels, P., Terkaj, W. (2016)
EXPRESS to OWL for construction industry: Towards a recommendable and usable ifcOWL ontology, in: Automation in Construction, 63. Jg., S. 100-133
- Studer, R., Benjamins, V. R., Fensel, D. (1998)
Knowledge engineering: Principles and methods, in: Data & Knowledge Engineering, 25. Jg., Nr. 1, S. 161–197
- Wagner, A. (2020)
Linked product data. Describing Multi-Functional, Parametric Building Products using Semantic Web Technologies. Dissertation. Technische Universität Darmstadt, Shaker Verlag, Darmstadt
- Zanzinger, H. (2008)
CE-Certification of Geosynthetics, in: Yuyi Lin (Hrsg.), International GSI-Taiwan Geosynthetics Conference

Bauprozessanalyse im Spezialtiefbau mit KI-Methoden

Dipl.-Ing. Marcus Daubner

BAUER Spezialtiefbau GmbH

1 Kurzbeschreibung

Die Optimierung von Prozessen ist ein Hauptaugenmerk jeder Branche und Garant für wirtschaftliches Arbeiten. In der Baubranche stützt sich die Analyse des Bauprozesses hauptsächlich auf eine manuelle und meist zeitlich begrenzte Erfassung.

In diesem Beitrag wird die maschinelle Erfassung von Bauprozessen durch die Auswertung der Maschinen Sensorik und der Bilddaten mittels numerischer Methoden beschrieben.

2 Situation der Prozesserfassung im Baumfeld

In den vergangenen Jahren befanden sich Baustellen weitgehend im Offline-Modus. Fehlende Sensorik und die überwiegend manuelle Prozesszeitenerfassung kennzeichneten diese Ära. Die Aufnahme von Daten beschränkte sich in der Regel auf kurze Zeitfenster von ein bis drei Wochen, fand hauptsächlich bei größeren Störungen oder zur Dokumentation für Nachträge statt.

In der Regel werden zur Datenerhebung Praktikanten und Hilfskräfte eingesetzt. Heute bieten digitale Methoden jedoch die Möglichkeit, diese Erfassung in einem höheren Maß zu automatisieren.

Durch die Anbindung der Baustellen an die IT-Infrastruktur verändern sich die Grundlagen der Bauprojekte grundlegend. Die Betrachtung von Baustellen - ähnlich stationärer Werksanlagen - erlaubt den Transfer bewährter Methoden der Prozessoptimierung aus anderen Industrien. Konzepte, die in der Fertigungsindustrie erfolgreich angewendet wurden, können nun auch mit überschaubarem Aufwand auf Bauprojekte adaptiert werden.

Baustellen sind nun nicht länger isolierte Einheiten, sondern integraler Bestandteil eines digitalen Ökosystems. Dies eröffnet nicht nur die Möglichkeit, den Bauprozess in Echtzeit zu überwachen, sondern erlaubt auch eine präzise Analyse und nachlaufend die Optimierung der Abläufe.

3 Eine Frage des Blickpunktes

Grundsätzlich stellt sich die Frage welcher Prozess erfasst werden soll.

Die Perspektive der Maschinenbauer neigt dazu, die Prozessanalyse auf den Fertigungsprozess der Geräteeinheit zu begrenzen und sich somit allein auf die Sicht des Maschinenproduktionsprozesses zu fokussieren.

Im Gegensatz dazu zeichnet sich die Sicht des Spezialtiefbaus durch eine erweiterte Perspektive aus. Hier liegt das Hauptaugenmerk auf der ganzheitlichen Erfassung aller Teilprozesse, die zur Herstellung eines spezifischen Bauteils, eines Gewerks oder des gesamten Bauwerks erforderlich sind.

Innerhalb dieses Kontextes differenzieren wir zwischen vier Prozesssichten:

- **Geräteproduktionsprozess:** Diese Sichtweise konzentriert sich auf die Prozesse, die direkt mit dem Betrieb und der Funktionalität der eingesetzten Geräte verbunden sind. Der Bezug zum Bauelement ist nur bedingt gegeben.
- **Einzelelementerstellungsprozess:** Hier steht der Herstellungsprozess eines einzelnen Bauteils im Fokus.
- **Gewerkerstellungsprozess:** Diese Perspektive beleuchtet die Abläufe, die für die Erstellung eines Gewerks, also der Summe der Einzelbauteile eines Gewerks erforderlich sind.
- **Gesamter Bauwerkserstellungsprozess:** Die ganzheitliche Sichtweise auf den Gesamtprozess der Bauwerksentstehung erfordert eine umfassende Dokumentation aller Teilschritte, um eine präzise Analyse auf höchster Ebene zu ermöglichen.

Obgleich diese Unterscheidung scheinbar selbstverständlich klingen mag, ist dieses Verständnis von zentraler Bedeutung. Sowohl für den Erfassungsprozess, als auch für die darauf aufbauende Zielsetzung der späteren Analyse.

4 **Ansatz einer digital gestützten Prozesserfassung im Kontext des Spezialtiefbaus**

Der Bauprozess im Spezialtiefbau zeichnet sich durch einen ausgesprochen hohen Einsatzgrad von Baugeräten aus. Diese Geräte sind mit einer Vielzahl von Sensoren ausgestattet und erlauben es, den aktuellen Zustand der Geräte abzubilden. Zu diesen gehören unter anderem Sensoren für die Messung der Tiefe, Drehzahl und Position. Die Kombinatorik dieser spezifischen Sensorinformationen ermöglicht die Identifikation bestimmter Betriebszustände eines Geräts und daraus abgeleitet den ausgeführten Prozessschritt. Die Analyse dieser Betriebszustände kann auf unterschiedliche Weisen erfolgen. Einerseits können regelbasierte Analytik-Methoden angewendet werden, andererseits ist auch der Einsatz von KI-Systemen eine vielversprechende Herangehensweise.

Trotz der Verwendung der Gerätesensorik bleibt jedoch die eindeutige Abbildung jedes Prozessschrittes eine Herausforderung, da beispielsweise Wartezeiten aufgrund fehlender Begleitgeräte oder geplante Pausenzeiten nicht durch die im Gerät verbaute Sensorik differenziert werden können.

Um diese Unschärfe in der Prozesserfassung zu beseitigen, bietet sich die Kombination verschiedener Informationsquellen und Erfassungsmethoden an. Diese Kombinatorik erlaubt es, ein präziseres Bild des Bauprozesses zu generieren, als es durch die Nutzung einer einzelnen Informationsquelle allein möglich wäre.

- Einsatz zusätzlicher Sensorik: Die Integration von ergänzenden Sensoren kann dazu beitragen, bisher nicht erfasste Aspekte des Bauprozesses zu dokumentieren und somit die Vollständigkeit der erfassten Informationen zu erhöhen.
- Nutzung der für den Qualitätsprozess erforderlichen Dokumentation: Informationen, die für den Qualitätsprozess relevant sind, beinhalten oft auch Informationen, die den Prozess beschreiben und so das Prozessbild ergänzen.
- Gezielte, manuelle Erfassung der Arbeitsschritte: Die manuelle Erfassung einzelner Arbeitsschritte durch gezielte Beobachtung ist und bleibt eine Informationsquelle, die zur umfassenden Dokumentation des Bauprozesses beiträgt und immer als Ergänzung berücksichtigt werden sollte.
- Einsatz von Bildanalyse mit KI: In Fällen, in denen sensorische Erfassung nicht oder nur mit großem Aufwand umgesetzt werden kann, stellt der Einsatz bildgestützter KI-Systeme inzwischen eine weitere Erfassungsmethode dar.

5 Digitale Prozesserfassung am Beispiel der Metro Wien

Auf der Baustelle der Wiener Metro kamen bei der Prozesserfassung diverse Datenerhebungssysteme zum Einsatz. Hierbei arbeitete die Bauer Spezialtiefbau mit zwei Startups zusammen. Fielddata.io für die Gerätesensorikauswertung und about GmbH für die Bilderkennung.

Konkret wurden die Sensorikdaten des Bohrgerätes (siehe Bild 1) im Sekundentakt an das Startup fielddata.io (inzwischen Bauer Maschinen GmbH) gesendet und auf dieser Plattform ausgewertet und grafisch aufbereitet.



Bild 1 Bauer Bohrgerät mit Datenlogger und DTR Telematik System

Das Startup about GmbH stellte u.a. zwei Kamerasysteme zur Verfügung. Zum einen eine Kamera mit Datenlogger und eigener Sensorik. Diese Einheit wurde in der Fahrerkabine mit Blickrichtung des Gerätefahrers installiert (siehe Bild 2, links). Zum anderen wurden für die übergeordnete Betrachtung der Bauabläufe stationäre, handelsübliche Bauüberwachungskameras eingesetzt (Bild 2, rechts). Diese Überwachungskameras bildeten das Baufeld ab, das sich nicht im Blickfeld des Gerätefahrers befand.



Bild 2 links: Kamera mit Datenlogger und Sensorik in der Fahrerkabine des Bohrgerätes
rechts: stationäre Bauüberwachungskamera

Die Kameras sendeten im Minutentakt ein Bild, das anschließend auf der Plattform von abaut GmbH mit Hilfe von Bilderkennungsalgorithmen analysiert und nach den relevanten Prozessschritten des Spezialtiefbaus ausgewertet wurde.

Diese Bildanalyse erfolgt konform der Datenschutzgrundverordnung. Die Personen auf dem Bild werden vor dem Versand des Bildes von der Kamera ausgegraut und somit unkenntlich gemacht. Siehe Bild [4]. Ein nachlaufendes Kenntlichmachen der Personen ist nicht mehr möglich.

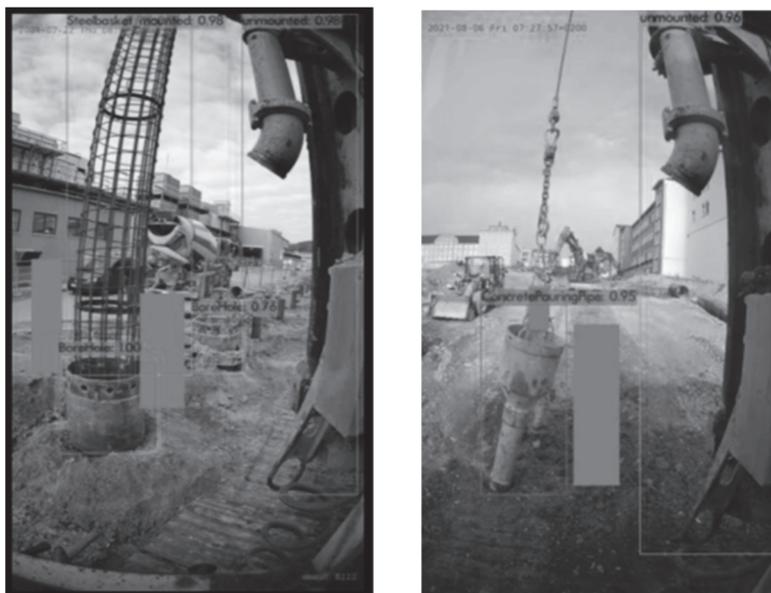


Bild 3 Ausgewertetes Bildmaterial nach der Prozessierung durch die KI

Die so ermittelte Aktivitätsliste wurde von about GmbH an fielddata.io übergeben, die diese Aktivitäten zusammenführten und für das Baustellenpersonal einheitlich auf deren Portal visualisierten Bild [5].



Bild 4 Portal der fielddata.io mit der graphischen Aufbereitung der Prozessschritte

Parallel dazu wurden zur Validierung der automatisch erfassten Prozesse die Aktivitäten mit der Software „Activity“ von fielddata.io manuell von einer Masterandin erfasst. Auch diese Daten wurden als Zeitstrahl auf dem Portal der fielddata.io visualisiert. Durch diesen Referenzzeitstrahl konnte die automatisierte Erfassung überprüft und mangelhafte Interpretationen der Algorithmen identifiziert werden.

6 Fazit

Die Bündelung der unterschiedlichen Erfassungsquellen in einem Portal gibt der Bauleitung die Möglichkeit, Prozessschritte sofort in aufbereiteter Form zur Verfügung gestellt zu bekommen. Die Auswertung erfolgt sowohl als Zeitstrahl, in dem die Aktivitätsabläufe visualisiert werden. Die Daten können auch alternativ als Kuchendiagramm oder als Listenwerk für nachlaufende, projektspezifische Auswertungen dargestellt werden. Die so vorbereiteten Prozesszahlen zeigen den Einfluss der Störgrößen und visualisieren den Handlungsbedarf für die Bauleitung.

Es hat sich gezeigt, dass sich oft wiederholende Bauprozesse mit einer guten Trefferquote erfassen lassen. Gestörte Bauabläufe hingegen stellen für das Training der KI einen nicht zu unterschätzenden Aufwand dar, der die Treffergenauigkeit signifikant beeinflusst.

Hier stellt sich die Frage, welche Genauigkeiten die automatisierte Erfassung realistisch abbilden muss. Kann eine fehlerhafte Erkennung von wenigen Minuten bei einem Betrachtungszeitraum von 24 h toleriert werden oder führen diese Ausreißer zu Fehlinterpretationen und so zu Fehlentscheidungen? Oder überwiegen die Vorteile einer permanenten Prozesserschfassung ab der ersten Minute der Bauausführung, die es ermöglicht, rückblickende Auswertungen zur Verfügung zu stellen?

Im Laufe der Projekte stellte sich die automatisierte Erfassung des Herstellprozesses eines Elementes oder eines Gewerkes noch als zu komplex dar. Die granuläre Erfassung des Maschinenprozesses hingegen zeigte ausreichend belastbare Ergebnisse bei der Prozesserfassung.

7 **Ausblick**

Bisher werden bei Störungen im Bauablauf die Entscheidungen anhand der Erfahrung des jeweils verantwortlichen Personals getroffen. Im Zuge des Fachkräftemangels zeigen sich heute schon Lücken und erfordern Handlungsbedarf. Die automatisierte Erhebung aller für die Herstellung eines Spezialtiefbau-elementes notwendigen Prozessschritte ermöglicht es zukünftig, nicht nur den Herstellprozess digital zu dokumentieren. Zudem können die Ursachen für Ineffizienzen automatisiert identifiziert und Verzögerungen im Bauprozess antizipiert werden.

Wenn zusätzlich zu der beruflichen Erfahrung auch eine fundierte und definiert ausgewertete Datenbasis herangezogen werden kann, dann fußt der Entscheidungsprozess nicht mehr nur auf dem Bauchgefühl der Mitarbeiter, sondern lässt sich qualitativ hinterlegen.

Eine Langfristvision ist ein datengetriebenes System, das im Stande ist, Prognosen und Optimierungsempfehlungen für die Projektbeteiligten zu unterbreiten. Ähnlich einem Navigationssystem für die richtige Fahrstrecke könnte ein Navigationssystem für die Baustelle Entscheidungshilfen für die optimalen Baustellenprozesse geben.

Von dieser reduzierten Komplexität profitieren nicht nur Bauleiter und Baustellenpersonal, sondern durch eine wirtschaftliche Abwicklung der Bauaufgabe auch der Kunde.

Planung und Bemessung von Infrastrukturprojekten

Untersuchungen zum Tragverhalten von Piled Embankments im Großversuch

**Marc Schneider, M.Sc.¹, Marylin Hell, M.Sc.², Britt Wittekoek, M.Sc.³
Dr. ir. Suzanne van Eekelen³, Pascal Schaubert, M.Sc.⁴, Dipl.-Ing. Paul Pandrea²
Prof. PhD. DSc. CE. Michał Topolnicki⁵, Karolina Makowska M.Sc. CE.⁶
Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert¹**

¹Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwesen, Institut für Geotechnik,

²Keller Holding, ³Deltares, Niederlande, ⁴Keller Fondations Spéciales, Frankreich

⁵Keller Polska, Polen, ⁶SHM System, Polen

1 Einleitung

Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern sind eine etablierte Bauweise zum Errichten von Infrastrukturbauwerken, insbesondere in Regionen die durch weichen, stark setzungsempfindlichen Boden charakterisiert sind. Angelehnt an die international verbreitete Bezeichnung werden diese Systeme in diesem Beitrag als Piled Embankments bezeichnet. Die Modellvorstellung des Tragverhaltens in einem Piled Embankment gemäß dem Concentric Arches Modell (CA Modell) nach van Eekelen et al., 2013, 2015 ist in Bild 1 dargestellt. Im Dammkörper bilden sich Bodengewölbe aus, sobald sich der Boden zwischen den Pfählen stärker setzt als die Pfähle selbst. Durch das Dammmaterial selbst wird ein gewisser Anteil an Lasten (A) direkt auf die Pfähle umgelagert. Um weitere vertikale Lasten und die für Dämme typischen Spreizkräfte aufzunehmen und auf die Pfähle umzulagern, wird eine Basisbewehrung, üblicherweise aus Geokunststoffen (GKS), eingesetzt.

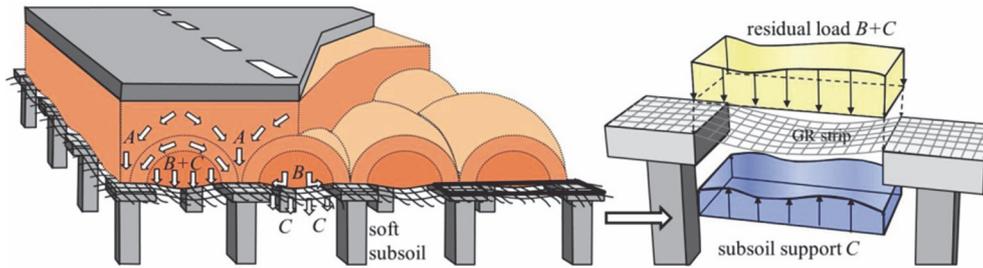


Bild 1 Lastabtragung in einem Piled Embankment durch Gewölbebildung im CA Modell. Nach van Eekelen et al., 2013.

Die Verwendung von GKS als Basisbewehrung ist eine international etablierte Lösung in Piled Embankments. Bei hohen Dämmen werden die Lasten aus Eigengewicht groß und es werden GKS mit höherer Dehnsteifigkeit oder auch mehrlagige GKS verwendet, um die Verformungen gering zu halten. Bei sehr hohen Lasten können erhebliche horizontale Spreizkräfte an der Basis des Erdkörpers auftreten, welche insbesondere von unbewehrten oder schwach bewehrten vertikalen Traggliedern nicht aufgenommen werden können. In diesen Fällen bietet sich die Verwendung einer im Vergleich zu GKS deutlich steiferen Bewehrung aus Stahlgittern an (Topolnicki et al., 2019). Der vorliegende Beitrag basiert auf den in Schneider et al. 2024 a und b gezeigten Inhalten.

2 Großmaßstäblicher Modellversuch

Dieser Beitrag stellt einen an der Technischen Universität Darmstadt (TU Darmstadt) durchgeführten großmaßstäblichen Modellversuch zur Untersuchung von mit Stahlgittern bewehrten Erdkörpern auf Pfählen (Piled Embankments) vor. Der Modellversuch wurde im Rahmen des Projekts PEBSTER (Piled Embankments with Basal Steel Reinforcement) entwickelt, welches im Rahmen des EU Projekts GEOLAB gefördert wurde. Neben dem Großversuch an der TU Darmstadt umfasst das PEBSTER Projekt eine Serie von vier kleinmaßstäblichen Versuchen zum Tragverhalten von Piled Embankments mit Stahlbewehrung in einem speziell hierauf ausgerichteten Versuchsstand bei Deltares in Delft. Der kleinmaßstäbliche Versuchsaufbau und Versuchsergebnisse sind van Eekelen et al. 2024 a und b zu entnehmen.

Bild 2 zeigt einen schematischen Aufbau des großmaßstäblichen Modellversuchs. Auf einer Grundfläche von 5 m x 5 m und mit einer Gesamthöhe von 5,5 m wird ein innenliegender Ausschnitt eines Piled Embankments mit 16 Pfählen abgebildet. Die Pfähle sind am Fuß federnd gelagert und reichen durch das Modell des weichen Bodens (siehe Abschnitt 2.2) hindurch. Im Modellmaßstab 1:1,6 stellt dies einen Erdkörper von 4,7 m Höhe über den Pfahlköpfen dar.

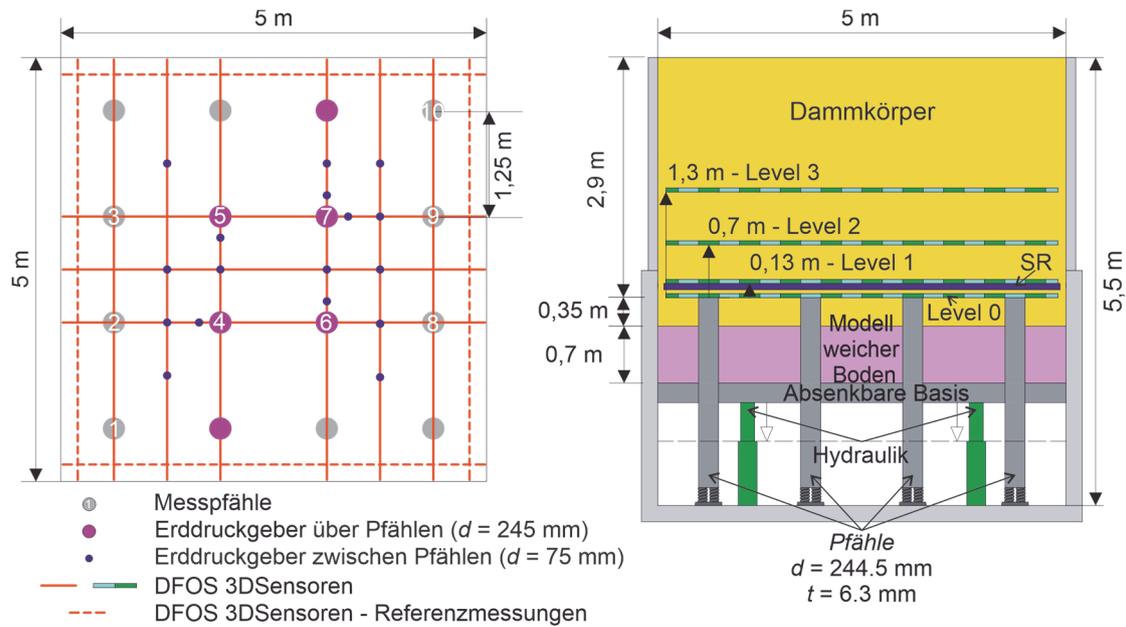


Bild 2 Schematischer Aufbau des Modellversuchs in einer Draufsicht (links) und einer Seitenansicht (rechts).

Das Bodenmodell wurde aus trockenem „Darmstädter Sand“ (Mittelsand) hergestellt. Der Sand wurde mit einer mittleren Dichte von $1,735 \text{ g/cm}^3$ lagenweise eingerieselt, was einer relativen Dichte von 92 % entspricht. Der Sand weist bei dieser Lagerungsdichte einen Reibungswinkel von $\varphi' = 34,8^\circ$ auf.

Mit der Modelldammhöhe von 2,90 m wird die nach Topolnicki und Kłosiński et al. (2022) geschätzte kritische Höhe von 1,52 m sicher überschritten. Die kritische Höhe ist der Bereich oberhalb der Bewehrung, in dem sich die Gewölbewirkung ausbildet. Oberhalb der kritischen Höhe wird von gleichmäßigen Setzungen sowohl über als auch zwischen den Pfählen ausgegangen.

Mit dem Ziel, hochauflösende räumliche Messungen der Spannungen und Dehnungen sowie der Verformungen in dem Modellversuch zu gewinnen, wurden vier Ebenen von verteilten faseroptischen Sensoren (DFOS) und konventionelle Sensoren strategisch über, in und zwischen den Pfahlköpfen und an der Stahlbewehrung platziert. 50 lineare DFOS und 84 klassische Sensoren erfassten Bodenverformungen, Stahldehnungen, Bodenspannungen, Pfahllasten sowie die Gesamtlasten und Verformungen des Modellversuchs.

2.1 Pfähle

Die 16 Pfähle wurden durch S235-Stahlrohre mit einem Außendurchmesser von $d = 244,5 \text{ mm}$ und einer Wandstärke von $t = 6,3 \text{ mm}$ modelliert. Um die Mantelreibung von Ortbetonpfählen besser nachzubilden, wurde die glatte Stahloberfläche der

Modellpfähle oberhalb des weichen Modellbodens auf einer Epoxidharzschicht mit Sand bestreut. Die Pfahloberfläche im Kontakt mit dem weichen Modellboden wurde nicht besandet, um die negative Mantelreibung zu minimieren.

Modellversuche zu Piled Embankments aus der Literatur weisen in aller Regel eine starre Auflagerung der Pfähle auf. Damit wird die natürliche Pfahlsetzung vernachlässigt, was wiederum einen Einfluss auf die Ausbildung der Gewölbewirkung haben kann, da diese ausschließlich infolge der Relativverschiebung zwischen Boden und Pfahl entsteht. Um die Auswirkungen flexibler Auflagerpunkte auf das Lastverteilungsverhalten in der Tragschicht zu untersuchen, wurden die Pfähle daher auf Federpaketen mit einer Steifigkeit von 5 MN/m platziert (Bild 3, links). In den kleinmaßstäblichen Versuchen von van Eekelen et al. 2024 a wurde gezeigt, dass die starr gelagerten Pfähle erwartungsgemäß eine höhere Last anziehen als die federnd gelagerten Pfähle.

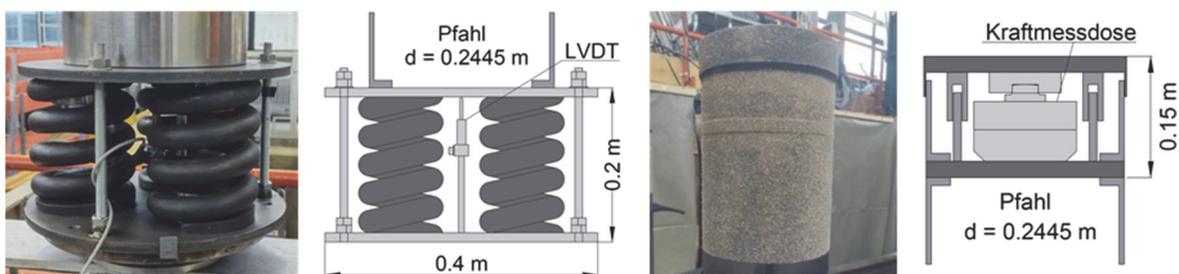


Bild 3 Aufbau der Pfahlbasis (links) und der Pfahlköpfe (rechts) im Modellversuch

Zehn der 16 Pfähle wurden in den Pfahlköpfen und dem Federpaket am Pfahlfuß instrumentiert. Diese Messpfähle sind verteilt auf die Eck-, Rand- und Innenpfähle (vgl. Bild 1). Für die Überprüfung des Lastverteilungsmodells ist die Kenntnis der auf den Pfahlkopf wirkenden Kräfte von zentraler Bedeutung. Die Pfahlköpfe beinhalten daher eine Kraftmessdose, welche über einen Deckel die gesamten wirkenden Lasten erfasst. Der Aufbau dieses Pfahlkopfes ist in Bild 3 rechts dargestellt. Um den Einfluss der über den Mantel des Deckels übertragenen Kräfte auf die Kraftmessung möglichst gering zu halten, wurde der Deckel so flach wie möglich konstruiert. Am Pfahlfuß wird über einen Wegaufnehmer in der Mitte der Federpakete die Setzung ermittelt. Im Vorfeld wurde für jedes Federpaket die individuelle (aber sehr ähnliche) Steifigkeit ermittelt, welche dann wiederum zur Ermittlung der Pfahlfußkräfte aus den gemessenen Verschiebungen herangezogen wurde. Zusammen mit der am Pfahlkopf gemessenen vertikalen Belastung kann somit die Größe der auftretenden Mantelreibung an den Pfählen bestimmt werden.

2.2 Modell des wenig tragfähigen bindigen Bodens

Piled Embankments werden eingesetzt, um besonders kompressible, bindige Böden zu überbrücken. Das Verhalten dieses bindigen Bodens ist maßgebend für das Last-

Verformungsverhalten sowie die Lastverteilung in dem Piled Embankment. Die Verwendung bindiger Böden im Großversuch ist jedoch nur mit erheblichem versuchstechnischem und zeitlichem Aufwand möglich, weshalb ein zweiteiliges System entwickelt wurde, um das weiche Bodenverhalten zu modellieren. Ein aus dem Recycling von Altreifen gewonnenes Gummigranulat wurde eingesetzt, um einen Boden mit sehr geringer Steifigkeit abzubilden. Dieses Gummigranulat hat sowohl große elastische Verformungsanteile als auch ein ausgeprägtes Kriechverhalten, welches sich jedoch nicht steuern lässt. Um zusätzlich eine ausgeprägte Konsolidierung des natürlichen Bodens zu modellieren, wurde die weiche Modellbodenschicht auf einem nahezu starren doppelten Boden aufgebracht, welcher über Hydraulikpressen kontrolliert abgesenkt werden konnte, um so eine ausgeprägte Konsolidierung zu simulieren. Das Gummigranulat besteht aus Partikeln von etwa 1,5 bis 5 mm Durchmesser. Die Modellbodenschicht hatte im unbelasteten Zustand eine Mächtigkeit von 0,7 m bei einer mittleren Dichte von $0,48 \text{ g/cm}^3$. Die spannungsabhängige Erstbelastungssteifigkeit des Gummigranulats wurde in Ödometerversuchen zu kleiner 1 MPa bestimmt. Die Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit liegt zwischen 1 MPa und 4 MPa. Um exakte Vergleiche der Messdaten aus dem Großversuch mit Berechnungen analytischer und numerischer Methoden zu ermöglichen, wird das Gummigranulat derzeit in weiteren Laborversuchen intensiv untersucht, die Ergebnisse eines Großödometers sind in Schneider et al. 2024 a angegeben.

Als die Setzungen des Gummigranulats nach Erstellung des kompletten Modells abgeklungen waren, wurde der nächste Schritt im Versuchsablauf gestartet, um weitere, zeitabhängige Setzungen im System zu erzeugen. Der auf Hydraulikpressen gelagerte steife doppelte Boden des Versuchsstands besteht aus steifen Stahlträgern und 100 mm starken Brettsperrholz-Tafeln. Nach Erreichen der maximalen Setzungen des Gummigranulats infolge des Eigengewichts des voll aufgebrachten Dammkörpers wurde der steife doppelte Boden schrittweise um insgesamt 220 mm abgesenkt. Dies hatte zum Ziel, den Kontakt zwischen Bewehrung und Gummigranulat möglichst überall zu unterbrechen und damit den Traganteil des weichen Bodens (Lastanteil C in Bild 1) aufzuheben. Die Last des gesamten Erdkörpers sollte über die Gewölbewirkung und die Bewehrung (Lastanteile A und B) auf die 16 Pfähle übertragen werden. Nach bisherigen Erkenntnissen wurde dies zumindest teilweise erreicht.

2.3 Stahlbewehrung

Die im Modellversuch verwendete Basisbewehrung aus Stahlmatten besteht aus 8 mm starkem Baustahl (Stahl S235), der mit einem Achsabstand von 100 mm quadratisch angeordnet und verschweißt ist. Die resultierende Zug- und Biegesteifigkeit der Matten beträgt $EA = 105558 \text{ kN/m}$ bzw. $EI = 0,2577 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$.

Die Bewehrung wurde zusammengesetzt aus drei Matten in den Versuchsstand eingebaut. Zum einen wäre der Einbau einer durchgehenden quadratischen Matte mit 5 m Kantenlänge logistisch nicht möglich gewesen, zum anderen sollten auch die in der Praxis üblichen Verbindungen von Stahlmatten in Piled Embankments untersucht werden. Die Matte S1 (Bild 4) wurde mit den beiden anderen Matten S2 und S3 auf Kontakt gestoßen und dann mit Stahlhalteklammern verbunden. 16 dieser 49 Halteklammern wurden zusätzlich mit Dehnungsmessstreifen bestückt, um das Dehnungsverhalten der Klammern unter Last zu beobachten. Die Matten S2 und S3 wurden überlappend verlegt, um auch diese gängige Art der Verlegung im System zu untersuchen.

Um die Dehnungen in der Bewehrung systematisch zu untersuchen, wurden zahlreiche Stäbe mit Glasfaser-Sensoren ausgestattet. In Bild 4 sind die instrumentierten Stäbe gekennzeichnet. Dabei wurden Glasfasersensoren in der Regel an der Ober- oder Unterseite der Bewehrung angebracht, vereinzelt aber auch seitlich an den Bewehrungsstäben um die Dehnung in den Einzelstäben differenziert betrachten zu können. Die kontinuierlichen Dehnungsmessungen erlauben einen vertieften Einblick in das Biegeverhalten der Stahlbewehrung und sollen den detaillierten Vergleich mit zukünftigen numerischen Berechnungen und analytischen Modellen ermöglichen.

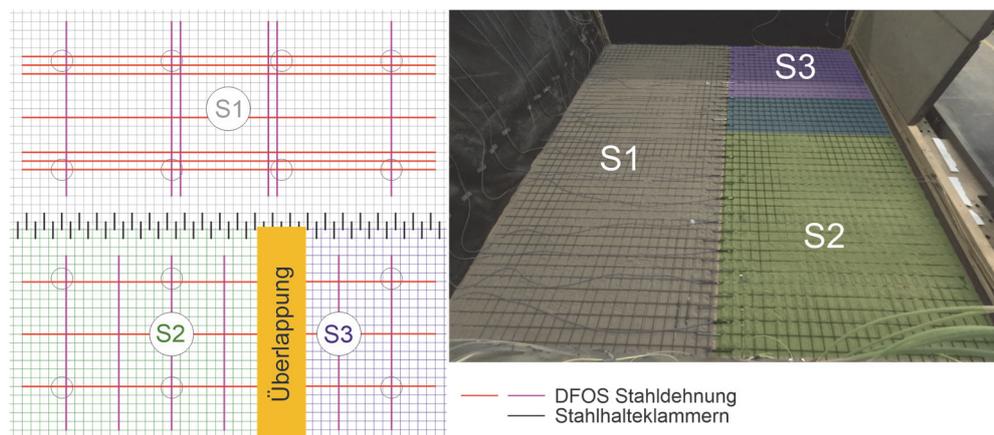


Bild 4 Die im Modellversuch verwendeten Stahlmatten und deren Anordnung in der Draufsicht (links) und in einer Ansicht (rechts).

2.4 Verteilte faseroptische Messungen

Eine Vielzahl verteilter faseroptischer Messungen (Distributed Fibre Optic Sensing – DFOS) wurde zur Untersuchung des Systemverhaltens im Modellversuch eingesetzt. 40 3D-DFOS-Sensoren („3DSensor“) wurden verwendet, um die 3D-Verformungen der Bewehrung und des Dammmaterials zu erfassen. Diese 3DSensoren kombinieren vier Glasfasern in einem Sensor und ermöglichen über die Auswertung der Dehnungsdifferenzen die Ableitung von Verformungen in die drei Raumrichtungen. Zusammen mit zehn weiteren DFOS-Dehnungsmessungen und 84 konventionellen

Sensoren wurde ein hochauflösender Einblick in das System ermöglicht. Die Konzentration von Erddruck-, Dehnungs- und Verformungsmessungen im Bereich zwischen den Pfählen und der kritischen Höhe ermöglicht die umfassende Untersuchung des Bodenverhaltens und der Gewölbeausbildung sowie punktwiser Messungen der Lastverteilung auf die Bewehrung. Die 3DSensoren ermöglichen die hochauflösende Ermittlung von relativen Verformungen entlang des Sensors. Um hieraus die absoluten Verformungen zu ermitteln, müssen für jeden Sensor an mindestens zwei Punkten Referenzmessungen erfolgen, analog zur Interpretation der Biegelinie eines Balkens. Die detaillierte Ausbildung dieser Referenzpunkte ist in Schneider et al. 2024 b angegeben. Während die 3DSensoren einen bisher unerreichten Einblick in das Verformungsverhalten von Piled Embankments liefern, so ist die Auswertung sehr aufwendig und komplex. Details zum Vorgehen bei der Auswertung von faseroptischen Messungen im PEBSTER Projekt können van Eekelen et al 2024 b entnommen werden und wurden für die klein- und großmaßstäblichen Versuche gleichermaßen angewendet.

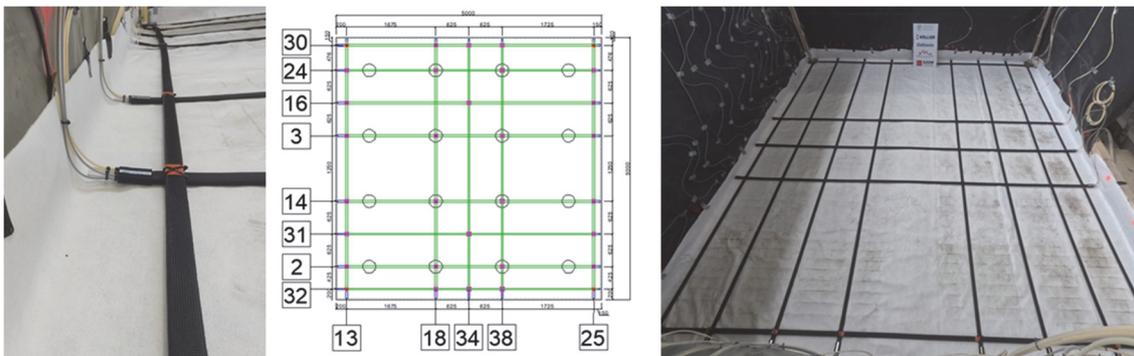


Bild 5 Referenz-Sensor am Rand des Versuchs (links), Draufsicht der in Ebene 1 verwendeten DFOS-Sensoren (mittig) und Ansicht der eingebauten 3DSensoren (rechts)

3 Ergebnisse und Vergleich mit analytischen Modellen

Die Darstellung der Ergebnisse in diesem Beitrag konzentriert sich zunächst auf die vier innenliegenden Pfähle. Sie erfahren minimalen Einfluss aus Wandreibung oder anderen Randeffekten und zeigen daher die ungestörte Ausbildung der Gewölbewirkung und der damit einhergehenden Lastumlagerung in einer inneren Zelle des Piled Embankments.

3.1 Lastumlagerung

Bild 6 zeigt die Lasten A, welche im Boden auf die Positionen der Pfähle umgelagert und oberhalb der Bewehrung mit Erddruckgebern gemessen wurden. Die Erddruckgeber hatten den gleichen Durchmesser wie der Pfahl, weshalb die Erddruckspannungen zu Kräften analog zu den Pfahlkräften umgerechnet werden können. Die Lasten der vier

gezeigten Innenpfähle stimmen untereinander sehr gut überein und bestätigen ein symmetrisches Systemverhalten. Weiterhin fügen sich die Messdaten gut in die Berechnungen des Systems mit drei verschiedenen europäischen Normen zugrunde liegenden analytischen Modellen ein. Diese analytischen Modelle wurden ausschließlich für geokunststoffbewehrte Piled Embankments erstellt. GKS weist jedoch gegenüber der Stahlbewehrung eine deutlich geringere Dehnsteifigkeit auf und hat keine Biegesteifigkeit. Die trotzdem gute Übereinstimmung der Ergebnisse lässt vermuten, dass diese Steifigkeiten der Bewehrung keinen signifikanten Einfluss auf die Größe der im Dammkörper auf die Pfähle umgelagerten Lasten A haben. Die Steifigkeit der Bewehrung scheint bei der Berechnung der über die Bewehrung umgelagerten Lasten B im Zusammenspiel mit der Tragwirkung C des weichen Bodens einen größeren Einfluss zu haben. Bisherige Untersuchungen zeigen einen Unterschied der in den Pfahlköpfen gemessenen vertikalen Kräften (Lasten A und B) und den Berechnungsergebnissen der analytischen Modelle. Inwiefern eine andere Verhaltensweise von Bewehrungen aus GKS oder Stahl ursächlich für die beobachteten Unterschiede sind, wird weiterhin untersucht. Da die Auswertung des Großversuchs jedoch nur eine Kombination aus Bewehrung und Bodenmodell darstellt, können diese Fragen im PEBSTER-Projekt nicht abschließend geklärt werden.

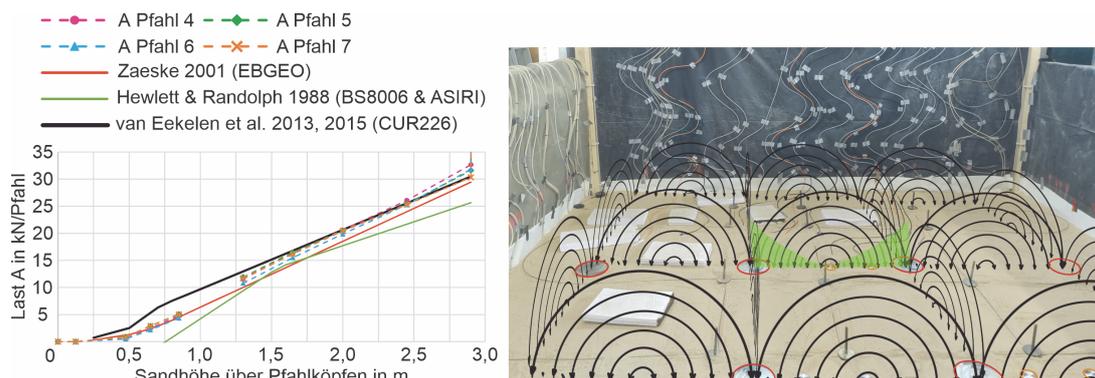


Bild 6 Lasten A oberhalb der Bewehrung an den vier inneren Pfählen im Vergleich mit drei analytischen Modellen

3.2 Verformung der Bewehrung

Die Verformung der Bewehrung, ermittelt mit den 3DSensoren a bis d gemäß Bild 5 ist in Bild 7 für drei Zeitpunkte (T1: 1,05 m Sand über der Bewehrung eingebracht; T2: 2,9 m Sand eingebracht, was der vollen Höhe entspricht; T3: der Zustand mit um 25 mm abgesenktem doppelten Boden) gegeben. Es ist zu erkennen, dass die Sandschicht zwischen Bewehrung und Pfahlkopf dazu führt, dass sich die gesamte Bewehrungslage bei zunehmender Belastung vertikal verschiebt. In Bild 8 sind die Verschiebungen der inneren Zelle dargestellt. Um einen besseren Vergleich der Durchbiegung der Bewehrung zwischen den verschiedenen Laststufen mit analytischen Modellen zu ermöglichen,

werden die Verschiebungen sowohl absolut (Bild 8 a und c) als auch bezogen auf den Hochpunkt der verformten Bewehrung über den Pfählen (Bild 8 b und d) dargestellt. Die analytischen Modelle gehen davon aus, dass die Bewehrungslage direkt auf den Pfählen aufliegt und damit dort keine vertikale Verschiebung erfahren kann. In Bild 8b sind zusätzlich die Ergebnisse von Berechnungen mit dem CA Modell nach van Eekelen et al., 2013, 2015 und dem Modell nach EBGEO (Zaeske, 2001) für die gleichen drei Zeitpunkte angegeben. Für den Vergleich wurden die Verformungen der analytischen Kurven am Pfahlrand gleichgesetzt zu den Verformungen des Experiments. Damit soll vereinfacht der Effekt der Setzungen in der Sandschicht über den Pfahlköpfen Rechnung getragen werden, welche in den analytischen Modellen nicht erfasst wird. Auch dieser Vergleich zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Messdaten und Ergebnissen der Berechnung mit dem CA Modell, während das Modell nach EBGEO die Verformungen in Feldmitte stark überschätzt.

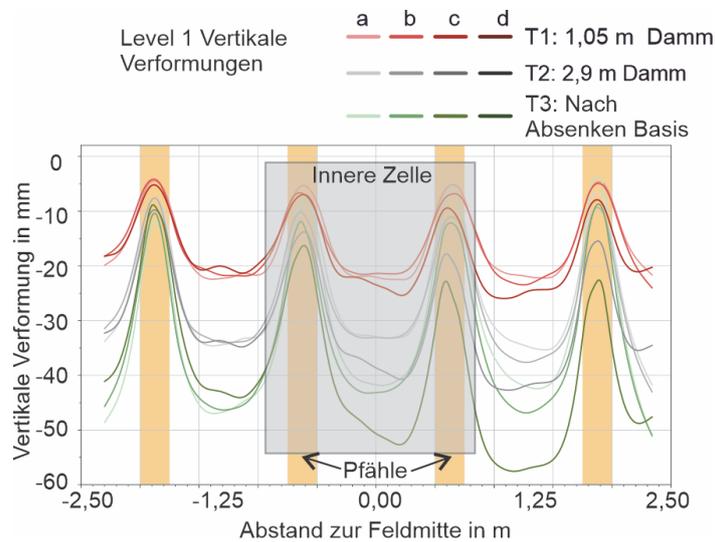


Bild 7 Vertikale Verschiebungen der Bewehrung (3DSensoren Level 1)

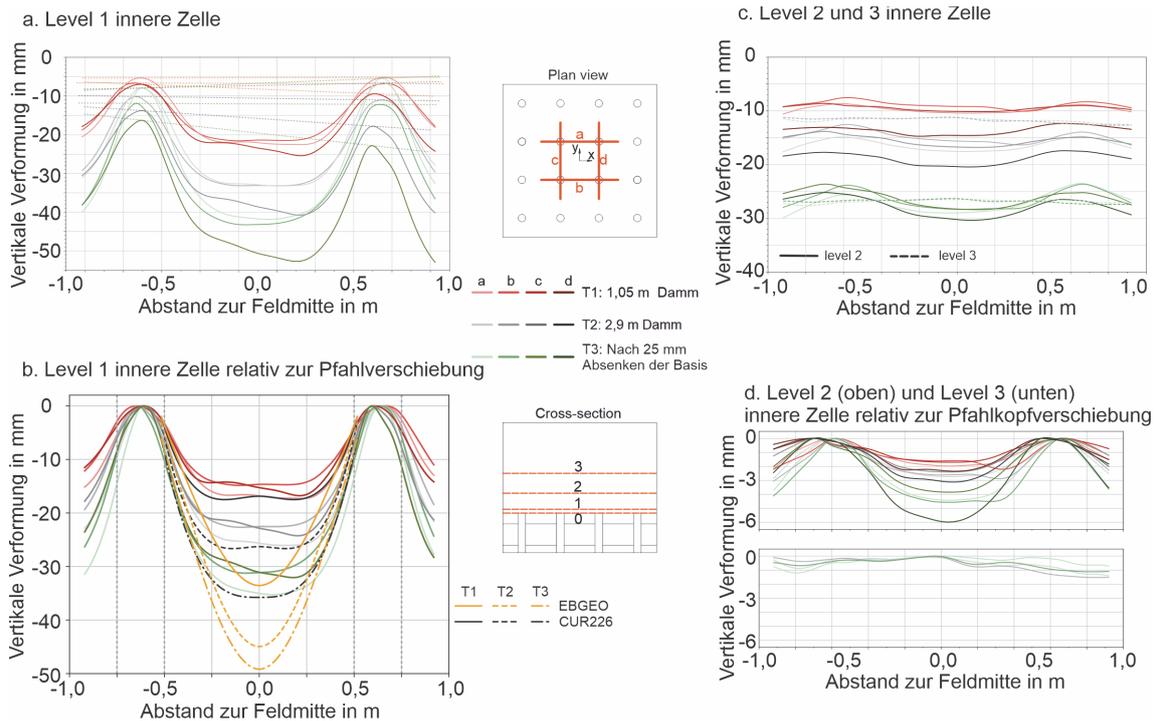


Bild 8 Vertikale Verschiebungen der Bewehrungslage (Level 1) und im Boden (Level 2 und Level 3) in verschiedenen Belastungszuständen T1 bis T3
a: absolute Verschiebungen der inneren Zelle,
b: relative Verschiebungen, bezogen auf die Hochpunkte (gestrichelte Linien in a.) und Vergleich mit analytischen Modellen,
c: absolute Verschiebungen des Bodens in Level 2 und 3,
d: relative Verschiebungen des Bodens bezogen auf die Hochpunkte aus c.

Trotz der sehr guten Übereinstimmung der Messwerte mit dem CA Modell verbleiben einige Unterschiede in den in Bild 8b dargestellten Verläufe zwischen analytischem Modell und Experiment. Diese können auf zwei wesentliche Punkte zurückgeführt werden. (1) Stahlmatten haben im Vergleich zu GKS eine Biegesteifigkeit. Verformungsfiguren sind daher bei Verwendung der Stahlbewehrung grundsätzlich ausgerundeter zu erwarten und zeigen keine Knicke. Das CA Modell hat die Außenkanten der Pfähle als Randbedingung mit null Verformung vorgegeben, da es keine Sandschicht zwischen Pfahl und Bewehrungslage berücksichtigt. Auf dem Pfahl selbst wird davon ausgegangen, dass die GKS-Bewehrung fest auf dem Pfahlkopf aufliegt und keine Dehnungen und Verformungen auftreten. (2) Die 12,5 cm mächtige Sandschicht zwischen Pfahlkopf und Stahlbewehrung führt im Versuch planmäßig dazu, dass die Bewehrung einen ausgerundeten Biegeverlauf erfährt und eine zu starke, lokale Biegung an der Pfahlkante vermieden wird. Dies wäre bei einer GKS-Bewehrung ähnlich zu erwarten. Allerdings entstehen hierdurch insgesamt größere Setzungen des Dammkörpers. Diese Setzung wird verstärkt durch den Effekt, dass der Sand zwischen Bewehrung und Pfählen infolge der hohen lokalen Spannungen seitlich ausweicht. Insbesondere in der Absenkphase, wo das Gummigranulat schließlich einen Spalt unter der Bewehrung formt, fließt der trockene Sand in diesen Hohlraum.

Die Messungen der weiter oben im Dammkörper liegenden Messebenen 2 und 3 (siehe Bild 8c und d) zeigen jedoch deutlich, dass die Setzungsunterschiede umso geringer werden, je höher die Messebene im Dammkörper liegt. Diese Messungen zeigen eindrucksvoll die im Boden gebildete Gewölbewirkung (Level 2) und bestätigen das Erreichen einer Ebene gleichmäßiger Setzungen etwa 1,3 m oberhalb der Bewehrung (Level 3).

4 Fazit

In diesem Beitrag wird ein großmaßstäblicher Modellversuch zur Untersuchung von mit Stahlmatten bewehrter Erdkörper auf federnd gelagerten Pfählen vorgestellt. Dieser Versuch ist Teil des PEBSTER Projekts, welches außerdem eine Reihe kleinmaßstäblicher Versuche und numerischer Analysen umfasst. Auf der Grundlage der in diesem Beitrag vorgestellten Versuchsergebnisse können die folgenden vorläufigen Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Zug- und Biegesteifigkeit der Bewehrung hat keinen signifikanten Einfluss auf die Gewölbewirkung (Last A) in Piled Embankments. Dies wird durch die Testdaten der biegesteifen Stahlbewehrung im Vergleich zu den auf GKS-Bewehrung basierenden analytischen Berechnungen für die Last A und den Beobachtungen in den kleinmaßstäblichen Versuchen von van Eekelen et al., 2024a unterstützt.
- Die drei wichtigsten europäischen Bemessungsmethoden für GKS-verstärkte Erdkörper stimmen gut mit der gemessenen Gewölbewirkung (Last A) überein. Die Lastübertragung auf den Pfahl (Last A+B) und die Stützwirkung des weichen Bodens (Last C) hingegen werden ersten Ergebnissen zufolge von der Steifigkeit der Bewehrung beeinflusst.
- Die hohe Auflösung der DFOS-Sensoren ermöglicht in Kombination mit einer geschickten flächenhaften Anordnung einen einzigartigen Einblick in das Bodenmodell und einen detaillierten Vergleich der gemessenen Verformungen und Dehnungen mit den berechneten Werten.
- Die wichtigsten Berechnungsmodelle für Geokunststoffe gehen davon aus, dass die Dehnung der Bewehrung oberhalb der Pfähle gleich Null ist. Die Stahlbewehrung in diesem Versuch weist jedoch die größte Krümmung und damit auch die höchsten Dehnungen direkt über den Pfählen auf. Dies wird insbesondere auf die 12,5 cm starke Sandschicht zwischen Bewehrung und Pfahlkopf zurückgeführt.

- Da die Effekte der Biegesteifigkeit der Bewehrung und der Einfluss einer Bodenschicht zwischen Pfahlkopf und Bewehrungslage in den aktuellen Bemessungsmodellen nicht berücksichtigt werden, ergeben sich Unterschiede zwischen den Versuchsergebnissen und den analytischen Modellen. Das Modell nach EBGEO überschätzt die Verformungen der Bewehrung stark. Das CA Modell ist hingegen in der Lage, die Verformungen der Bewehrung sehr gut zu prognostizieren.

5 Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Förderung durch das Forschungs- und Innovationsprogramm Horizon 2020 der Europäischen Union unter der Finanzhilfvereinbarung Nr. 101006512 für das transnationale GEOLAB-Projekt PEBSTER, die TKI-PPS-Förderung des niederländischen Wirtschaftsministeriums und die finanzielle Unterstützung durch Keller.

Literatur

Hewlett, W. J., Randolph, M. F., Aust, M.I.E. (1988)

Analysis of piled embankments. Ground Engineering Vol. 21, pp. 12-17.

Schneider, M., Hell, M., Pandrea, P., Wittekoek, B., van Eekelen, S.J.M, Topolnicki, M., Makowska, K., Sieńko, R., Zachert, H. (2024 a)

Large-scale test on basal steel-reinforced piled embankments.

In: Proc. ECSMGE 24, Lisbon, Portugal

Schneider, M., Hell, M., Pandrea, P., Wittekoek, B., van Eekelen, S. J. M, Topolnicki, M., Makowska, K., Sieńko, R., Zachert, H. (2024 b)

High density spatial measurements on a large-scale model of a basal steel-reinforced piled embankment. In: Proc. ECPMG 24, Delft, Netherlands

Topolnicki, M., Sołtys, G., Brzozowski, T. (2019)

Performance and modelling of road embankment supported on rigid inclusions and a transfer platform with steel geogrid, Proc. of the XVII ECSMGE-2019,

Geotechnical Engineering foundation of the future, Reykjavik

Topolnicki, M., Kłosiński, B. (eds.) et al. (2022)

Recommendations for Ground Improvement with Rigid Inclusions - Design, Execution and Control (auf Polnisch). PWN SA. ISBN 978-83-01-22578-0

- van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., van Tol, A.F. (2013)
An analytical model for arching in piled embankments.
Geotextiles and Geomembranes 39: 78-102
- van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., van Tol, A.F. (2015)
Validation of analytical models for the design of basal reinforced piled embankments.
Geotextiles and Geomembranes Volume 43, Issue 1, 56 – 81.
- van Eekelen, S.J.M. & Brugman, M.H.A., Eds. (2016)
Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments (CUR226). CRC press,
Delft, Niederlande.
- van Eekelen, S.J.M, Schneider, M., Hell, M., Wittekoek, B., Makowska, K., Zdanowicz, K.,
Pandrea, P., Sieńko, R., Schaubert, P., Topolnicki, M., Zachert, H. (2024 a)
3D small-scale tests on steel-reinforced piled embankments. In: Proc. ECSMGE 24,
Lisbon, Portugal.
- van Eekelen, S.J.M, Schneider, M., Hell, M., Makowska, K., Zdanowicz, K., Wittekoek, B.,
Pandrea, P., Sieńko, R., Schaubert, P., Topolnicki, M., Zachert, H., (2024 b)
Distributed Fibre Optic Sensing (DFOS) in 3D small-scale tests on steel-reinforced piled
embankments. In: Proc. ECPMG 24, Delft, Niederlande.
- Zaeske, D., (2001)
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über
pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10

Neubauschnellstrecke von Frankfurt nach Mannheim, Streckenabschnitt Lorsch-Mannheim-Waldhof. Stand der aktuellen Planung

Dipl.-Ing. (FH) Lorenz Baumgartner

DB InfraGO AG / Leiter Technik NBS Frankfurt - Mannheim, PFA 5-6

Tobias Kasper, B.Eng.

DB InfraGO AG / Projektingenieur NBS Frankfurt - Mannheim, PFA 5-6

Dipl.-Ing. Inan Cagimda

SCHÜSSLER-PLAN Ingenieurgesellschaft mbH / Projektleiter Tunnelbau und Ingenieurtiefbau

Dipl.-Ing. Gudrun Karpa

ZPP INGENIEURE AG / Niederlassungsleiterin Hamburg

1 Übersicht Gesamtprojekt Neubaustrecke Frankfurt–Mannheim

Die Neubaustrecke (NBS) von **Frankfurt nach Mannheim** mit einer Entwurfsgeschwindigkeit von 300 km/h ist eine zentrale Verbindung im Schnellfahrnetz der Deutschen Bahn. Sie verbindet die beiden Ballungsräume Rhein-Main und Rhein-Neckar und schließt damit die Lücke zwischen den beiden Schnellfahrstrecken Köln–Rhein/Main und Mannheim–Stuttgart. Die beiden bestehenden Strecken Riedbahn und Main-Neckar-Bahn werden durch die neue Strecke entlastet und das Nah- und Fernverkehrsangebot in der Region deutlich verbessert.

Die Neubaustrecke verläuft ab Zeppelinheim parallel zur Autobahn A5 und ab Darmstadt entlang A67 nach Lorsch. Ab Lorsch soll die Strecke teilweise im Tunnel über Lampertheim bis nach Mannheim-Waldhof führen.



Bild 1 Gesamtübersicht NBS Frankfurt-Mannheim

Der Projektabschnitt Lorsch / Mannheim-Waldhof umfasst darüber hinaus die Anbindung an die Bestandsstrecke „Riedbahn“ Umbau der Gleisanlagen sowie die Personenverkehrsanlagen in Mannheim-Waldhof.

2 Projektabschnitt Lorsch–Mannheim-Waldhof (PFA 5/6)

Der Planungsabschnitt Lorsch bis Mannheim-Waldhof beginnt im Norden etwa auf Höhe der Gewässerquerung Weschnitz bei Lorsch / Einhausen und endet etwa am südlichen Ende des Bahnhofs Mannheim-Waldhof.

3 Trassenauswahlverfahren

3.1 Trassenauswahlverfahren

Bereits im Rahmen der Machbarkeitsstudie im Jahr 2019 wurden Untersuchungskorridore zwischen Lorsch und Mannheim festgelegt. Neben oberirdischen Trassen wurden aufgrund von sehr hohen Raumwiderständen (u. a. Natura 2000-Gebieten, Vogelschutz- und FFH-Gebiete) und regionalen Besonderheiten (u. a. Gemeinwohlbelange) auch Tunnelnagen untersucht.

Folgende Gemeinwohlbelange wurden im Trassenauswahlverfahren im Rahmen der frühen Öffentlichkeitsbeteiligung berücksichtigt:

- Neuzerschneidung Lampertheimer Wald (Wald mit Erholungsfunktionen) und landwirtschaftlicher Flächen
- Dauerhafter Verlust der kleinteiligen Agrarstruktur
- Sichtbeeinträchtigung historischer Kulturgüter Neuschloß.

Im Rahmen der Machbarkeitsuntersuchung wurden Korridore gemäß Bild 2 untersucht.



Bild 2 NBS Frankfurt-Mannheim, Abschnitt Lorsch-Mannheim, Untersuchungskorridore e und f

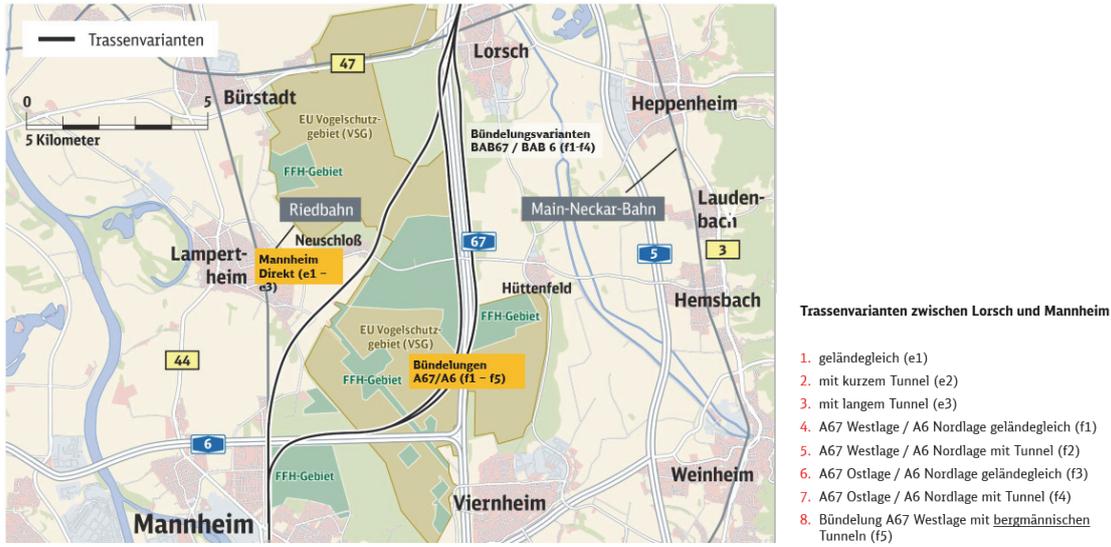


Bild 3 Trassenvarianten zwischen Lorsch und Mannheim

3.2 Trassenauswahl

Die Variante e3 wurde im Rahmen der frühen Öffentlichkeitsbeteiligung nach der Bewertung der Kriterien Verkehr, Technik, Wirtschaftlichkeit und Umwelt als Vorzugsvariante festgelegt.

Vorzugvariante im Rahmen der frühen Öffentlichkeitsbeteiligung aus 2019; Variante e3

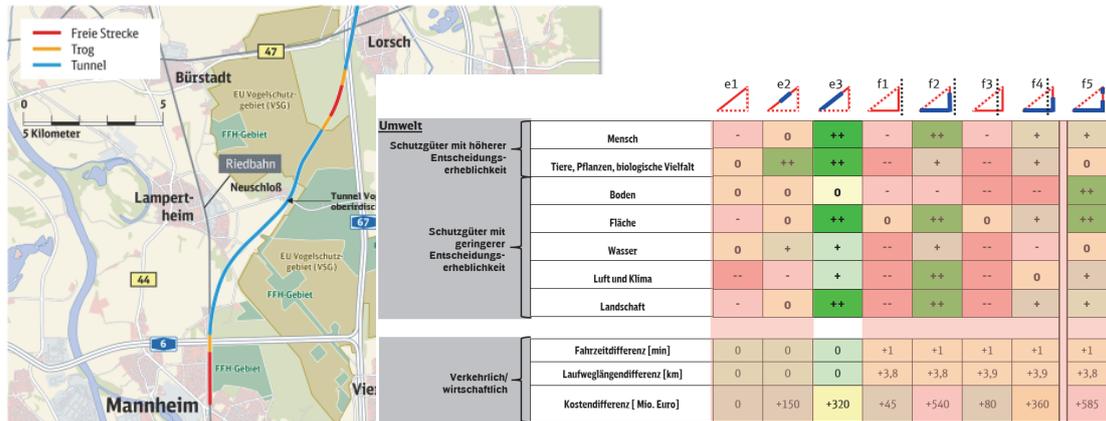


Bild 4 Variantenvergleich, Wahl Vorzugsvariante

4.2 Untersuchte Varianten

Auf Grundlage der Vorzugsvariante e3 aus dem Trassenauswahlverfahren wurden im Rahmen der Vorplanung 5 folgende Varianten untersucht.

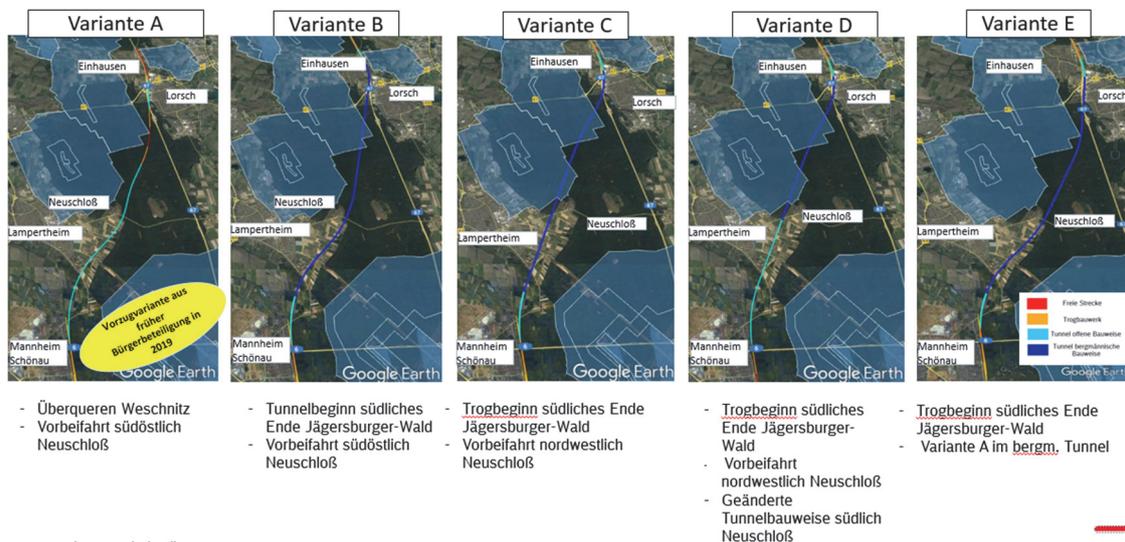


Bild 5 Untersuchte Varianten im Rahmen der Vorplanung

5 Herausforderungen für den Tunnelbau

5.1 Grundlagen / Randbedingungen

Tabelle 1: Übersicht Varianten mit Tunnellängen

Varianten	Tunnelbauwerke	Bauweise
Variante A 2 x Tunneln ($\Sigma 10.200$ m)	TU Lorsch, L= ca. 1.700 m	Offene Bauweise
	Tunnel Neuschloß, L= ca. 8.505 m	Offene Bauweise
Variante B - 1 x Tunnel	Tunnel ca. 15.415 m	Geschlossene Bauweise TBM
Variante C - 1 x Tunnel	Tunnel ca. 14.280 m	Geschlossene Bauweise TBM
Variante D - 1 x Tunnel	Tunnel ca. 14.276 m	Kombination offene und geschlossene Bauweise TBM
Variante E - 1 x Tunnel	Tunnel ca. 14.445 m	Geschlossene Bauweise TBM

5.1.1 Geologische und Hydrologische Verhältnisse

Geologie

Im Bereich des geplanten Abschnittes Lorsch-Mannheim setzt sich der Baugrund bis zur planungsrelevanten Tiefe nach dem derzeitigen Kenntnissstand aus einer Wechselfolge von rolligen und bindigen quartären Sedimenten zusammen.

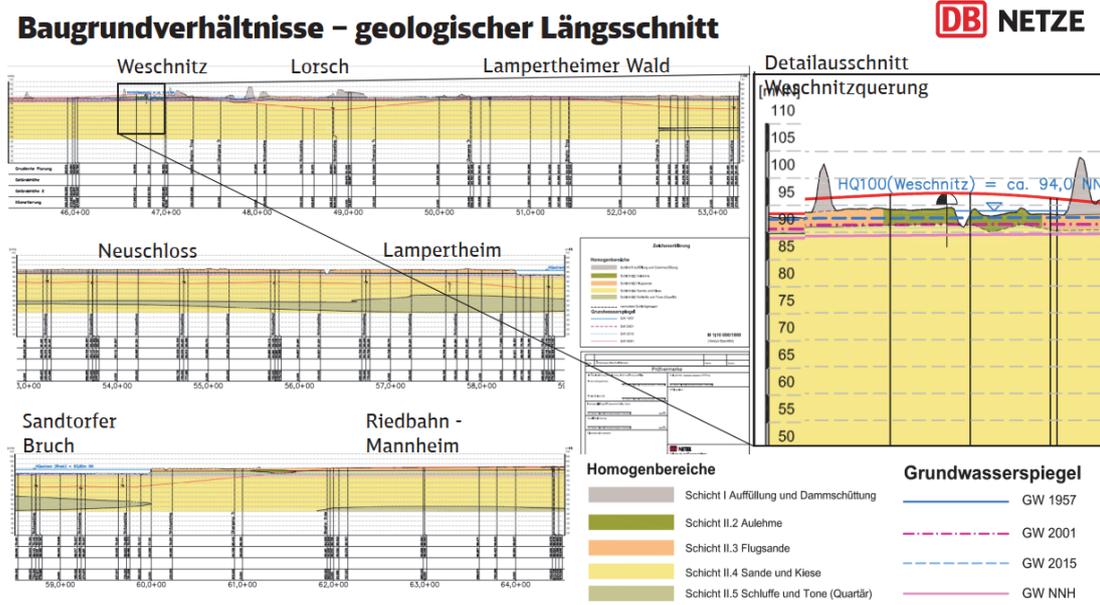


Bild 6 Geologischer Längsschnitt (Vorabzug)

Grundwasser

Nach aktuellen Erkenntnissen ist im Projektgebiet in Richtung Süden ein abfallender Grundwasserstand mit Flurabstand von etwa 2 bis 5,5 m zu verzeichnen.

Im Projektgebiet ist auf Basis der Archivunterlagen voraussichtlich mindestens ein oberer und ein unterer Grundwasserleiter zu unterscheiden. Die Grundwasserleiter werden von mächtigen pleistozänen Terrassensanden und -kiesen gebildet, die von Grundwasser stauenden Toneinschaltungen durchgezogen sind. Der trennende Grundwasserstauer wird durch den oberen Zwischenhorizont (OHZ) gebildet. Dieser Zwischenhorizont ist als Ton-/Schluffschicht in etwa 30 bis 40 m unter GOF ausgewiesen und erreicht Mächtigkeiten von mehreren Metern. Inwieweit der Zwischenhorizont tatsächlich über das gesamte Projektgebiet durchläuft, kann derzeit nicht abschließend beurteilt werden.

Altlasten

Im Planungsgebiet befinden sich ferner zu berücksichtigende Altlasten, wie z. B. in Neuschloß (ehemalige Chemie-Fabrik) und südöstlich von Lampertheim im Bereich einer ehemaligen Mülldeponie.

In den 2000er Jahren hat in Neuschloß bereits eine umfangreiche Boden- und Grundwasseranierung begonnen. Die Altlasten sind aber insbesondere in den tieferen Bereichen noch nicht vollständig beseitigt und somit bei der Planung zu berücksichtigen.

Lampertheimer/ Sandtorfer Bruch / Hochwasserrisikogebiete

Östlich der Bahnstrecke 4010 zwischen Mannheim-Blumenau und Lampertheim liegt der Lampertheimer/ Sandtorfer Bruch, in dem im 19. Jahrhundert Torf gestochen wurde. Auf einer verlandeten Altrheinschlinge im Lampertheimer / Sandtorfer Bruch hat sich ein Niedermoor entwickelt. Der Lampertheimer / Sandtorfer Bruch hat seinen ursprünglichen Charakter als klassisches Feuchtgebiet bis heute stark verändert. Während des Tertiärs (Braunkohlezeit) entstand ein mächtiger Einbruch der Erdoberfläche, der den Odenwald und den Schwarzwald auf der einen Seite und den Pfälzer Wald mit dem rheinhessischen Hügelland sowie die Vogesen auf der anderen Seite stehen ließ (Oberrheinische Tiefebene). Weit später ereignete sich ein zweiter Einbruch, der die sogenannte Niederterrasse in der Lampertheimer Gemarkung formte. Im heutigen Bruch sammelten sich große Mengen Wasser an, die eine landwirtschaftliche Nutzung aufgrund des hohen Wasserpegels unmöglich machten. Dort waren in dem früheren Sumpfgebiet über Jahrtausende hinweg ergiebige Torfvorkommen entstanden.

Der Lampertheimer / Sandtorfer Bruch ist als Hochwasserrisikogebiet eingestuft.

Für das Gebiet sind Bauwerke (z.B. Notausgänge) hochwassersicher auszubilden, d. h. die Öffnungen an der Geländeoberfläche müssen 4 m über der Geländeoberfläche liegen.

Des Weiteren folgt daraus, dass die Tunnelportale hochwasserresistent gebaut werden dürfen.

5.1.2 Baukonstruktion / Regelquerschnitte

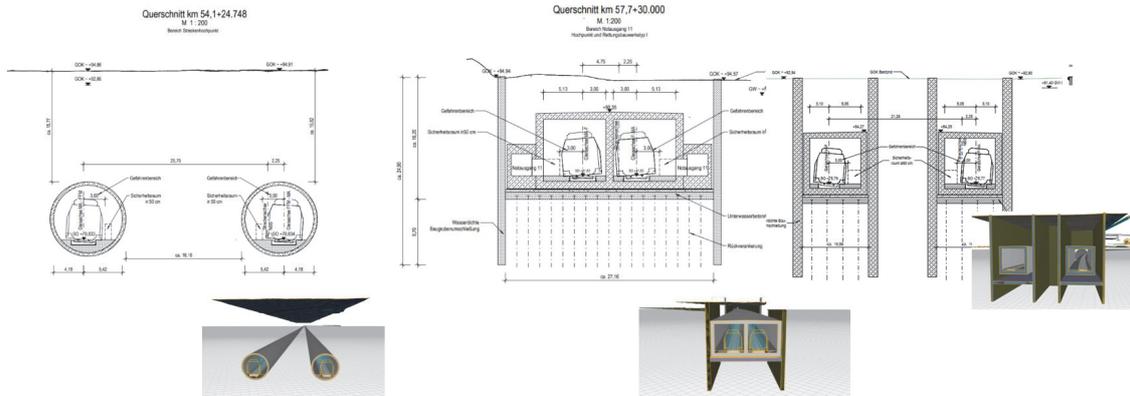


Bild 7 Regelquerschnitte Tunnel geschlossene und offene Bauweise

5.1.3 Herausforderungen zur Wahl der Bauverfahren

- Minimierung des Eingriffes in die vorhandenen Schutzgebiete
- Baugrund (überwiegend Kiese und Sande)
- Hoch anstehendes Grundwasser
- Begrenzung der Verformungen (insbesondere im Bereich Lorsch)
- Schleifende Unterquerung BAB67 in Deckelbauweise
- Unterquerung zahlreiche Verkehrswege im Bereich Lorsch
- Unterquerung Weschnitz mit bauzeitlicher Verlegung
- Lamprather / Sandtorfer Bruch
(Hochwasserschutzmaßnahmen während der Bauphase)

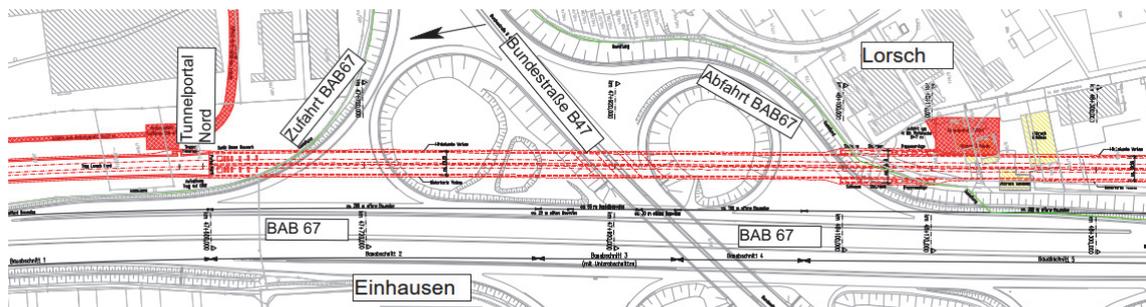


Bild 8 Planskizze Variante A; Unterquerung B47 und Zu- und Abfahrten BAB67

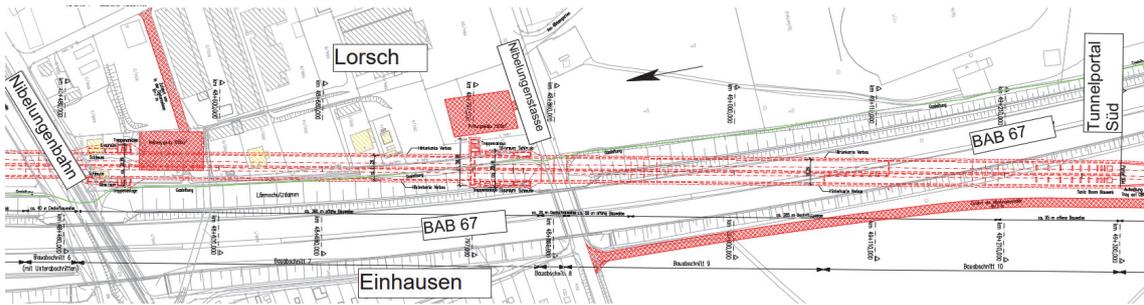


Bild 9 Planskizze Variante A; Unterquerung B47 und Zu- und Abfahrten BAB67

6 Ausblick

Ein Variantenentscheid wird in diesem Jahr erwartet.

Untersuchung zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken auf Weichschichten für den Abschnitt ABS Hanau-Gelnhausen

Dr.-Ing. Ioanna-Kleoniki Fontara und Dr.-Ing. Silke Appel

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Frankfurt/M

Kurzfassung

Im vorliegenden Beitrag wird die Anwendung eines praxistauglichen Nachweismodells nach der RiL 836.3001 der DB Netze für die dynamische Gebrauchstauglichkeit der Bahnstrecke des Projekts Ausbaustrecke ABS Hanau-Gelnhausen gezeigt. In den ausgeführten Bohrprogrammen zur Baugrunderkundung der Strecke wurden nachgiebige bindige Böden mit höherer Verformbarkeit erkundet. Aufgrund der bereichsweise schwingungsempfindlichen Bodenschichten und der geplanten Erhöhung der Streckengeschwindigkeit waren der Nachweis der dynamischen Stabilität an ausgewählten Querschnitten durchzuführen und Ertüchtigungsmaßnahmen zu erarbeiten. Zur Untersuchung der aus der Zugüberfahrt entstehenden Verformungen wurden zweidimensionale Finite-Elemente-Modelle erstellt. Für die ausgewählten Querschnitte wurden darüber hinaus Feld- und Laborversuche sowie, im Bereich der Bestandsstrecke, Schwingungsmessungen in verschiedenen Tiefen unter und neben dem Gleis durchgeführt. In einem ersten Untersuchungsschritt wurden die FE-Modelle anhand der Ergebnisse der Schwingungsmessungen validiert. Die folgend für die veränderte dynamische Last berechneten Scherdehnungen wurden schließlich den zulässigen Scherdehnungen gegenübergestellt, die eine Grenze bzgl. eintretender maßgeblicher, bleibender Verformungen, d. h. Setzungen darstellen. Der Beitrag zeigt auf, wie unter Berücksichtigung möglicher Ertüchtigungsmaßnahmen im Bereich des Oberbaus und des Untergrunds, für die betroffenen Streckenabschnitte der erforderliche Nachweis der dynamischen Gleisstabilität erbracht werden konnte.

1 Einleitung

Im Rahmen von Neu- und Ausbauprojekten im Eisenbahnbereich nehmen die Fragen zu den Einflüssen dynamischer Wirkungen auf die Eisenbahnstrecken einen immer höheren Stellenwert ein. Dies ist auf die hohen Geschwindigkeiten, die teilweise höheren Achslasten sowie neuere Erkenntnisse zur dynamischen Stabilität von Eisenbahnstrecken aus bereits bearbeiteten Projekten zurückzuführen. Eine ausreichende dynamische Stabilität von Eisenbahnstrecken ist gegeben, wenn es infolge dynamischer Belastung durch Zugverkehr zu keiner signifikanten Akkumulation von bleibenden Verformungen kommt.

Nach RiL 836.3001 ist für Strecken mit Geschwindigkeiten von mehr als 200 km/h die dynamische Stabilität des Unterbaus/Untergrundes nachzuweisen, wenn unterhalb des Unterbaus schwingungsempfindliche Böden verbleiben sollen, die unter dynamischen Lasten bleibende Verformungen erfahren und somit zu Beeinträchtigungen der Gebrauchstauglichkeit des Gleises führen können.

Da Eisenbahnverkehrslasten nicht nur statische, sondern auch dynamische Beanspruchungen des Ober- bzw. Unterbaus hervorrufen, sollte eine Einschätzung der Gebrauchstauglichkeit nicht allein anhand von statischen Nachweisen nach GZ 2 vorgenommen werden. Vielmehr wird darauf hingewiesen, dass gerade aufgrund von Nutzungsänderungen mit erhöhter Verkehrsbelastung auch ein Nachweis bzgl. der dynamischen Stabilität erfolgen soll. Die Nachweise sollen in folgenden Stufen vorgenommen werden:

- Vorabschätzung
- Detailanalyse
- Planung der Ertüchtigung

Der erste Schritt zur Vorabschätzung der dynamischen Stabilität beinhaltet im Wesentlichen die Beurteilung des Baugrundes in Abhängigkeit zur geplanten Nutzung bzw. Nutzungsänderung der Eisenbahnstrecke (Berücksichtigung von Achslasten, Zuggeschwindigkeiten, Zugzahlen). Je nach Lage möglicher Weichschichten im Untergrund zu einer überdeckenden Baugrundsicht werden Streckenabschnitte als dynamisch kritisch eingeschätzt. Für diese Streckenabschnitte soll dann eine zusätzliche Detailanalyse unter Berücksichtigung dynamischer Einwirkungen und Widerstände erfolgen.

Im Rahmen der Detailanalyse soll der Nachweis der dynamischen Gebrauchstauglichkeit von Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Grundlage der Planungshilfe „Rechnerisches Verfahren“, 3. Ausgabe März 2018 (DB Netze, 2018) erfolgen. Diese Planungshilfe beinhaltet die Beschreibung eines Verfahrens zur Ermittlung der maßgebenden Scherdehnungen einschließlich eines Vergleiches mit Grenzwerten.

Im vorliegenden Beitrag wird dieses praxistaugliche Nachweismodell nach der Planungshilfe der DB Netze näher erläutert und seine Anwendung auf die Bahnstrecke des Projekts ABS Hanau–Gelnhausen gezeigt.

2 Rechnerisches Verfahren

Die rechnerische Untersuchung der dynamischen Stabilität nach der Planungshilfe der DB Netze besteht aus den folgenden Schritten.

2.1 Bodendynamische Kennwerte

Zum Nachweis der dynamischen Stabilität der Gleisstrecke müssen neben den bodenmechanischen auch die bodendynamischen Kennwerte für die einzelnen Bodenschichten unterhalb des Schotters bzw. der Planumsschutzschicht vorliegen. Speziell für Weichschichten wird in der Planungshilfe (DB Netze, 2018) darauf verwiesen, die bodendynamischen Kennwerte vorrangig aus Feld- und Laborversuchen zu gewinnen.

Der maßgebende Parameter ist hierbei der dynamische Schubmodul. Dieser lässt sich aus den Feldversuchen über die Bestimmung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle in den einzelnen Bodenschichten berechnen. Auch anhand von Resonant-Columns-Versuchen im Labor kann der Schubmodul für einzelne Bodenproben in Abhängigkeit von der statischen Belastung (Spannungszustand) und der Verformungsgrößen (Scherdehnungen) ermittelt werden.

Die in situ oder aus Laborversuchen ermittelten Kennwerte für den dynamischen Schubmodul stellen Ausgangswerte für die Berechnungen dar. Der dynamische Schubmodul ist nicht konstant, sondern vom Spannungsniveau und von der Verformung, speziell von der sich ergebenden Scherdehnung unter Belastung abhängig (siehe Bild 3). Dieses ist innerhalb der Finiten-Elemente-Berechnungen zu berücksichtigen.

2.2 Berechnungsmodelle

Für die Modellierung des dynamischen Verhaltens des Gesamtsystems Fahrzeug-Oberbau-Unterbau-Untergrund werden basierend auf der Substrukturtechnik zwei getrennte Modelle für den Oberbau (gleisdynamische Berechnungen) und den Unterbau (bodendynamische Berechnungen) berücksichtigt. Als Schnittstelle, in der die Ergebnisse der beiden Modelle abgeglichen werden müssen, wird die Schwellensole gewählt.

2.2.1 Gleisdynamische Berechnungen

Mit diesem Berechnungsmodell werden Fahrzeug und Gleis modelliert, wobei Oberbau und Untergrund mittels Feder-Dämpfer modelliert werden, die aus dem Konusmodell hergeleitet werden. Im Rahmen der gleisdynamischen Berechnungen werden die niederfrequenten und die höherfrequenten Einwirkungen ermittelt. Das gleisdynamische Modell liefert den Vertikalspannungs-Zeit-Verlauf als Eingabe für die bodendynamischen Berechnungen (siehe Bild 1).

Quasistatische Einwirkungen (nach Fryba)

Die Belastung ergibt sich aus der Überlagerung von quasistatischer und zusätzlicher dynamischer Einwirkung. Grundlage der quasistatischen Einwirkungen sind die Lastbilder, die sich aus dem Betriebsprogramm der Strecke oder nach DIN EN 1991-2 (2010-12) ergeben. Anhand der dort angegebenen statischen Achslasten erfolgt die Berechnung einer Last-Zeitfunktion nach dem Verfahren von Fryba (1999). Bei dieser Berechnungsvorschrift wird auf der Basis des Bettungsmodulverfahrens nach Winkler/Zimmermann zusätzlich das Verhältnis aus Zuggeschwindigkeit zu Rayleighwellengeschwindigkeit des Untergrundes berücksichtigt.

Im Ergebnis werden Flächenpressungen an der Schwellenunterkante ermittelt:

$$\text{für } x \geq 0 \\ p(x) = \frac{Q}{2 \cdot b_L \cdot L} \cdot \left[\frac{2}{a_1(D_1^2 + D_2^2)} e^{-a_0 \frac{x}{L}} \cdot \left(D_1 \cdot \cos a_1 \frac{x}{L} + D_2 \cdot \sin a_1 \frac{x}{L} \right) \right]$$

$$\text{für } x < 0 \\ p(x) = \frac{Q}{2 \cdot b_L \cdot L} \cdot \left[\frac{2}{a_2(D_3^2 + D_4^2)} e^{-a_0 \frac{x}{L}} \cdot \left(D_3 \cdot \cos a_2 \frac{x}{L} + D_4 \cdot \sin a_2 \frac{x}{L} \right) \right]$$

mit

Q Radlast
 L elastische Länge in Abhängigkeit vom Bettungsmodul k
 b_L Verteilungsbreite in Querrichtung
(B70 mit Schwellenabstand 60 cm: $b_L = 0,475$ m)

a_0, a_1, a_2 Faktoren in Abhängigkeit vom Verhältnis aus Zuggeschwindigkeit zu Rayleighwellengeschwindigkeit des Untergrundes sowie vom Verhältnis der vorhandenen Dämpfung des Systems zur kritischen Dämpfung

D_1 bis D_4 Faktoren in Abhängigkeit von a_0, a_1, a_2

Da die dynamischen Berechnungen mittels eines 2-dimensionalen Modells durchgeführt werden sollen, erfolgt die Berücksichtigung der Abstrahlung im 3-dimensionalen Raum über den Ansatz einer tiefenabhängigen Verteilungsbreite in Längsrichtung. Über diese Verteilungsbreite, die sich durch aus der 2-fachen elastischen Länge L und einem Ausbreitungswinkel von 30° ergibt, sollen die berechneten Spannungen $p(x)$ arithmetisch gemittelt werden.

Höherfrequente Einwirkungen (nach Knothe)

Die Berücksichtigung der höherfrequenten Einwirkungen erfolgt nach einem von Knothe entwickelten Verfahren im Frequenzbereich (Knothe, 2001). Grundlage für die entstehenden dynamischen Einwirkungen mit höheren Frequenzanteilen ist der Ansatz eines unrunder Rades. Durch die Unrundheit des rollenden Rades (dz) werden die schwingungsfähigen Systeme „Gleis“ und „Radsatz“ aktiviert. Aufgrund der Schwingungen der Einzelkomponenten der genannten Systeme entstehen dynamische Kräfte, die auf den Schotter einwirken.

$$\frac{dQ}{dz} = \frac{1}{H_r + H_w + k_h}$$

mit

dQ	zusätzliche, dynamische Radkraft
dz	Radunrundheit nach Erkenntnissen des Forschungsprojekts EUROBAL2
H_r	Radsatzrezeptanz
H_w	Gleisrezeptanz
k_h	Kontaktfeder Schiene/Rad

Das nachfolgende (Bild 1) zeigt für das Beispiel eines ICE4 bei einer Fahrgeschwindigkeit von $v = 230$ km/h den ermittelten Vertikalspannungsverlauf als Überlagerung aus quasistatischer und dynamischer Einwirkung.

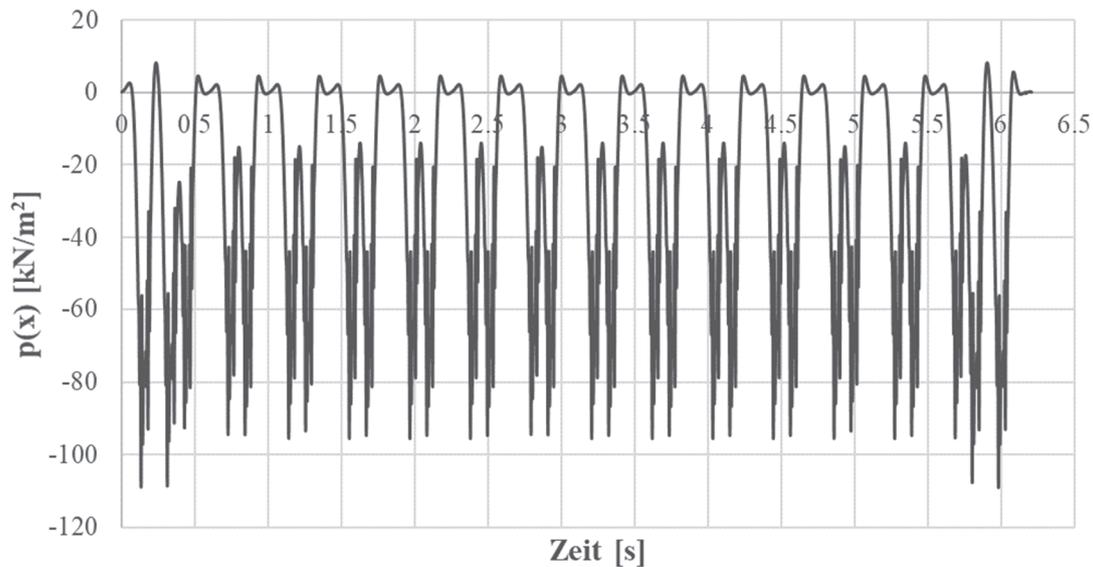


Bild 1 Vertikalspannungs-Zeitverlauf $p(x, t)$ für Überfahrt des ICE 4, UK Schwelle, $v = 230$ km/h, zur Eingabe der zeitabhängigen Belastung im FE-Modell in der Ebene UK Schwelle

2.2.2 Bodendynamische Berechnungen

Für die Berechnung der zu erwartenden Verformungen in verschiedenen Tiefen unter dem Gleis wird eine 2-dimensionale Finite-Elemente-Berechnung unter zeitabhängigen Belastungen durchgeführt. Für die Modellbildung werden der Bahndamm in seinem Querschnitt und der umgebende Baugrund sowie der Oberbau einschließlich Schwelle und Schotter abgebildet. Über eine Anpassung der dynamischen Schubmoduln in den unterschiedlichen Bodenschichten erfolgt eine iterative Erfassung des verformungsabhängigen Verhaltens des Bodenmaterials. Unter Aufbringung der dynamischen Lasten aus der Zugüberfahrt werden maximale, tiefenabhängige Verformungen bzw. Scherdehnungen berechnet und beurteilt.

2.3 Beurteilung der Berechnungsergebnisse

Als Nachweiskriterium für die dynamische Stabilität der Gleisstrecke werden die berechneten Scherdehnungen herangezogen. Zur Festlegung von Grenzen der verträglichen Scherdehnungsamplituden (siehe Bild 2) wird auf Untersuchungen nach Hu et.al. (2004) und Vucetic (1994) zurückgegriffen. Es werden dort Scherdehnungsgrenzen für Bereiche mit linear elastischem, nicht linearem und stark nicht linearem Verhalten angegeben. Nach Planungshilfe der DB Netze können für Ausbaustrecken Scherdehnungen $\gamma < \gamma_{tv,u}$ „akzeptiert“ werden. Die Scherdehnungsgrenzen sind abhängig von der Plastizitätszahl des bindigen Bodens, wobei Böden mit höherer Plastizitätszahl weniger zu bleibenden Verformungen neigen als Böden mit kleineren Plastizitätszahlen, respektive rollige,

nichtbindige Böden. Für organische Böden kann hierbei nicht auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden, sondern hier müssen Laborversuche durchgeführt werden.

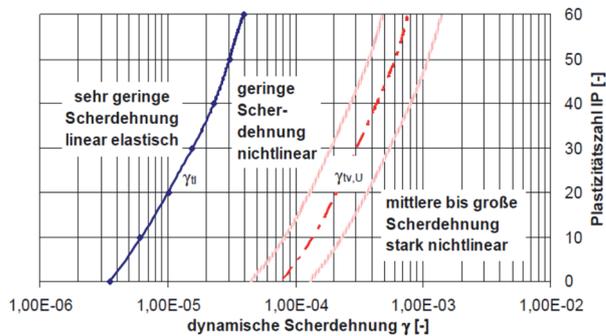


Bild 2 Scherdehnungsgrenzen nach Vucetic

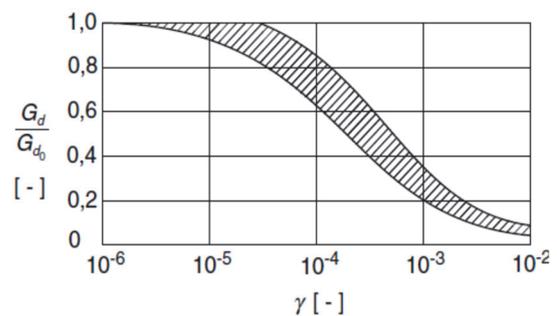


Bild 3 Abnahme des Schubmoduls mit steigender Verformung

3 Anwendungsbeispiel

3.1 Projektüberblick

Die DB InfraGO AG plant im Rahmen des Projekts ABS/NBS Hanau–Würzburg/Fulda im Abschnitt ABS Hanau–Gelnhausen den 4-gleisigen Ausbau der Strecke Frankfurt-Fulda von km 22,0 – 45,0 sowie die Erhöhung der Streckengeschwindigkeit der beiden dann innenliegenden Gleise (Strecke 3677) auf 230 km/h. Für die neu geplanten Gleise wird der Bestandsdamm über Anschüttung und Verzahnung erweitert.

In den ausgeführten Bohrprogrammen zur Baugrunderkundung wurden bereichsweise nachgiebige bindige Böden mit höherer Verformbarkeit erkundet. Nach einer ersten Vorabschätzung anhand der Baugrundverhältnisse der Strecke soll der Nachweis der dynamischen Stabilität für den Streckenabschnitt an drei maßgebenden Querprofilen durchgeführt werden: km 39,725, km 43,550 und km 45,075, siehe Bild 4. Hierzu wurden an den ausgewählten Profilen Feld- und Laborversuche (GTU, 2022) sowie Schwingungsmessungen (GGL, 2023) durchgeführt. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden die Untersuchungen und die Nachweise nur für das Querprofil Q2 erläutert.

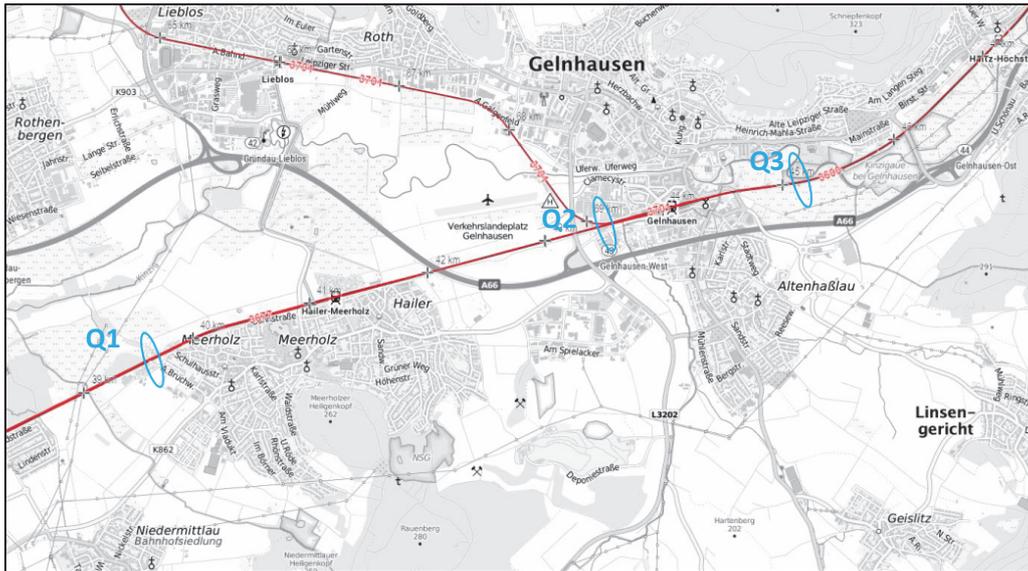


Bild 4 Lage der maßgeblichen Querschnitte (blau)

3.2 Baugrundverhältnisse / Bestimmung der dynamischen Bodenkennwerte

Im Wesentlichen wurden in dem betrachteten Streckenabschnitt unterhalb des Gleisschotter und der Auffüllungen Aueablagerungen in Form von Auetonen, Auelehmen und teilweise Auesanden in überwiegend sehr kleinräumig wechselnder Mächtigkeit und mit wechselnden Konsistenzen angetroffen. Die Aueböden können organische Anteile in variierenden Massenanteilen enthalten. Lokal kann auch Torf anstehen. Im Liegenden folgen Terrassenablagerungen in mindestens mitteldichter Lagerung.

Im Bereich von Querschnitt Q2 (siehe Bild 5) wurden Aueböden in weicher bis steifer Konsistenz mit geringer Überdeckung erkundet. Unterhalb des Tragbereichs steht Auelehm bis zu einer Tiefe von ca. 5 m unter Geländeoberkante an, der von Torf bzw. weichen Aueböden von kleiner Mächtigkeit (ca. 1,5 m) unterlagert ist.

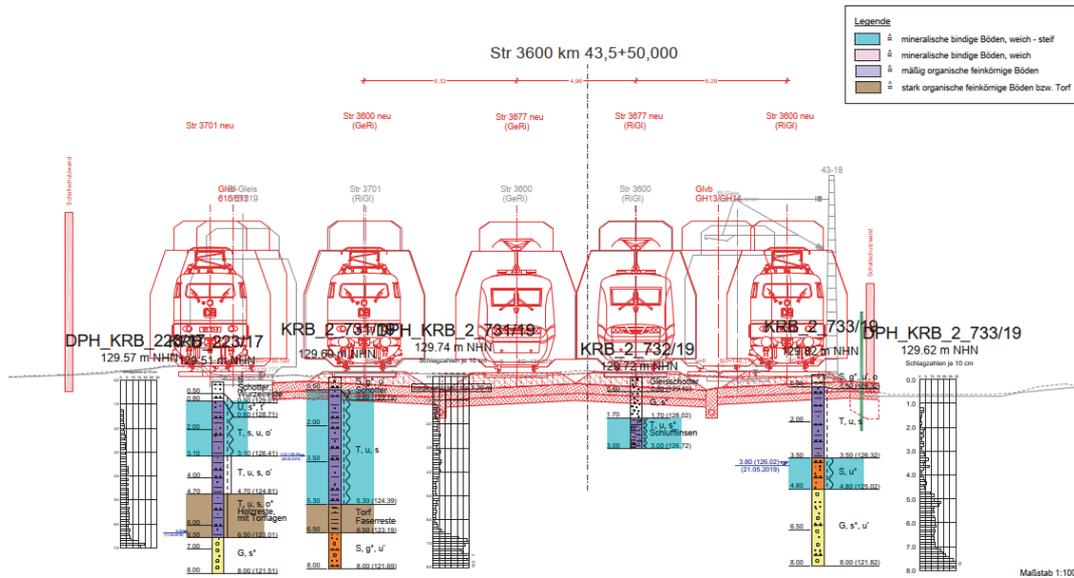


Bild 5 Geologischer Querschnitt (schematisch) rd. km 43,075 (GTU, 2022)

Zur Bestimmung des dynamischen Schubmoduls und dessen Abhängigkeit vom Spannungs- und Verformungsniveau wurden an der Technischen Universität Berlin und an der Ruhr-Universität Bochum für ausgewählte Bodenproben der schwingungsempfindlichen Bodenschichten Resonant-Column-Versuche durchgeführt. Aus diesen Versuchen können insgesamt drei für den Nachweis der dynamischen Stabilität wesentliche Parameter abgeleitet werden:

- der Ausgangs-, d. h. der Maximalwert, für den dynamischen Schubmodul G_{d0} bei gegebenem Spannungszustand,
- die Abnahme des dynamischen Schubmoduls bei Zunahme der Verformungen bzw. der Scherdehnung,
- der Beginn bleibender Verformungen, der als Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv,u}$ definiert wird.

3.3 Nachweis der dynamischen Gebrauchstauglichkeit

Auf der untersuchten Gleisstrecke sollen in der Zukunft Personen- und Güterzüge mit Achslasten bis zu 21,6 t verkehren. Die maximale Zuggeschwindigkeit der Personenzüge beträgt 230 km/h. Mit Hilfe der gleisdynamischen Berechnungen (2.2.1) wurden die Lastbilder der maßgebenden Zugtypen ermittelt. Das Bild 1 zeigt den ermittelten Spannungszeitverlauf für die Überfahrt eines ICE4-Zuges bei einer Fahrgeschwindigkeit von 230 km/h. Dieser Verlauf wurde als zeitabhängige Belastung in ein ebenes 2D-FE-Modell für die bodendynamischen Berechnungen eingegeben.

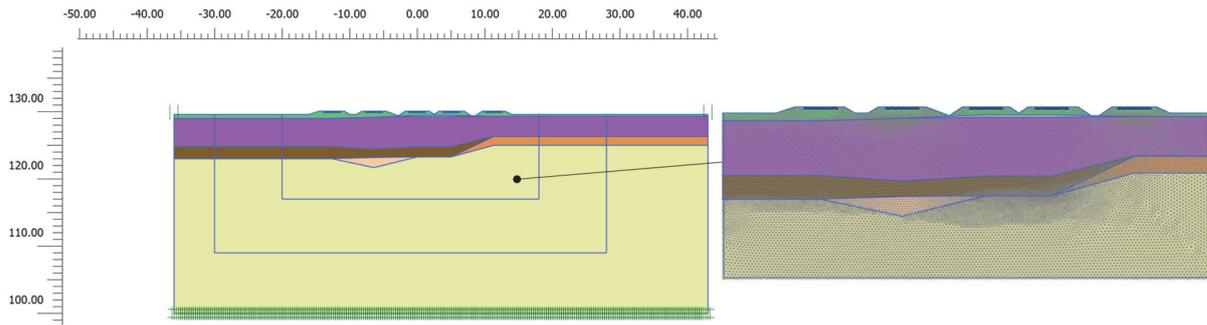


Bild 6 Finite-Element-Modell für das Querprofil Q2 (km 43,075).
links: gesamtes Modell;
rechts: Ausschnitt des Modells mit Diskretisierung

Die bodendynamischen Berechnungen wurden mit der Software PLAXIS 2D CONNECT V22 (PLAXIS 2D, 2022) durchgeführt. Im Bild 6 ist das Berechnungssystem für den Querschnitt Q2 dargestellt. Zur Verifizierung und ggf. Anpassung des numerischen Modells wurden Schwingungsmessungen im Boden in verschiedenen Tiefen (GGL, 2023) infolge des aktuellen Zugverkehrs durchgeführt. Das Bild 7 zeigt die relativ gute Übereinstimmung der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den numerischen Berechnungen für die Überfahrt eines Güterzuges mit einer Fahrgeschwindigkeit von ca. 100 km/h.

Im Bild 8 werden die rechnerisch ermittelten Scherdehnungen für die einzelnen Bodenschichten unterhalb des Bahndamms dargestellt und den Grenzwerten gegenübergestellt. Wie die Berechnungsergebnisse zeigen, reicht für das hier untersuchte Bodenprofil der Einbau einer bewehrten Tragschicht nicht aus, um die anzusetzenden Scherdehnungsgrenzen einhalten zu können. Die Ursache hierfür ist in der mächtigen, sehr weichen Ton-schicht bis ca. 5 m unter Schwellenoberkante zu finden. Daher müssen tiefgründige Er-tüchtigungen, wie Bodenverbesserungen oder Pfahlgründungen, berücksichtigt werden. Die Tiefe der Bodenverbesserung richtet sich im Wesentlichen nach der Mächtigkeit der angetroffenen Weichschichten. Unter Ansatz einer Bodenverbesserung mit Bindemitteln mit dem FMI-Verfahren (Fräs-Misch-Injektionsverfahren) können Tiefen bis 9 m unter der Schwellenoberkante erreicht werden. Im hier untersuchten Beispiel der Bodenverbesserung mittels FMI bis zur Unterkante der schluffigen Schicht werden die Scherdehnungsgrenzen sicher eingehalten.

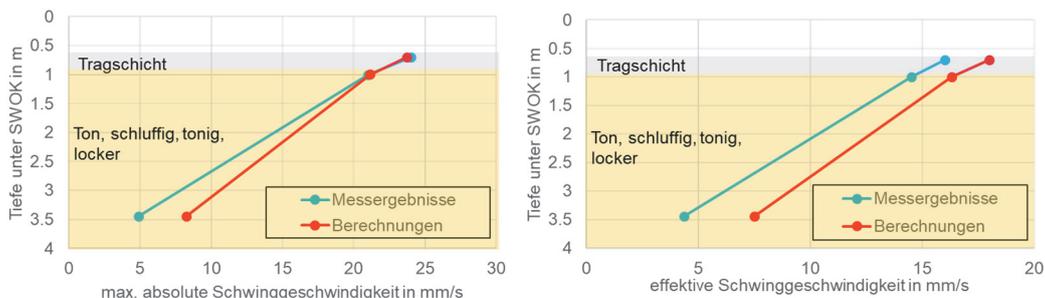


Bild 7 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den numerischen Berechnungen

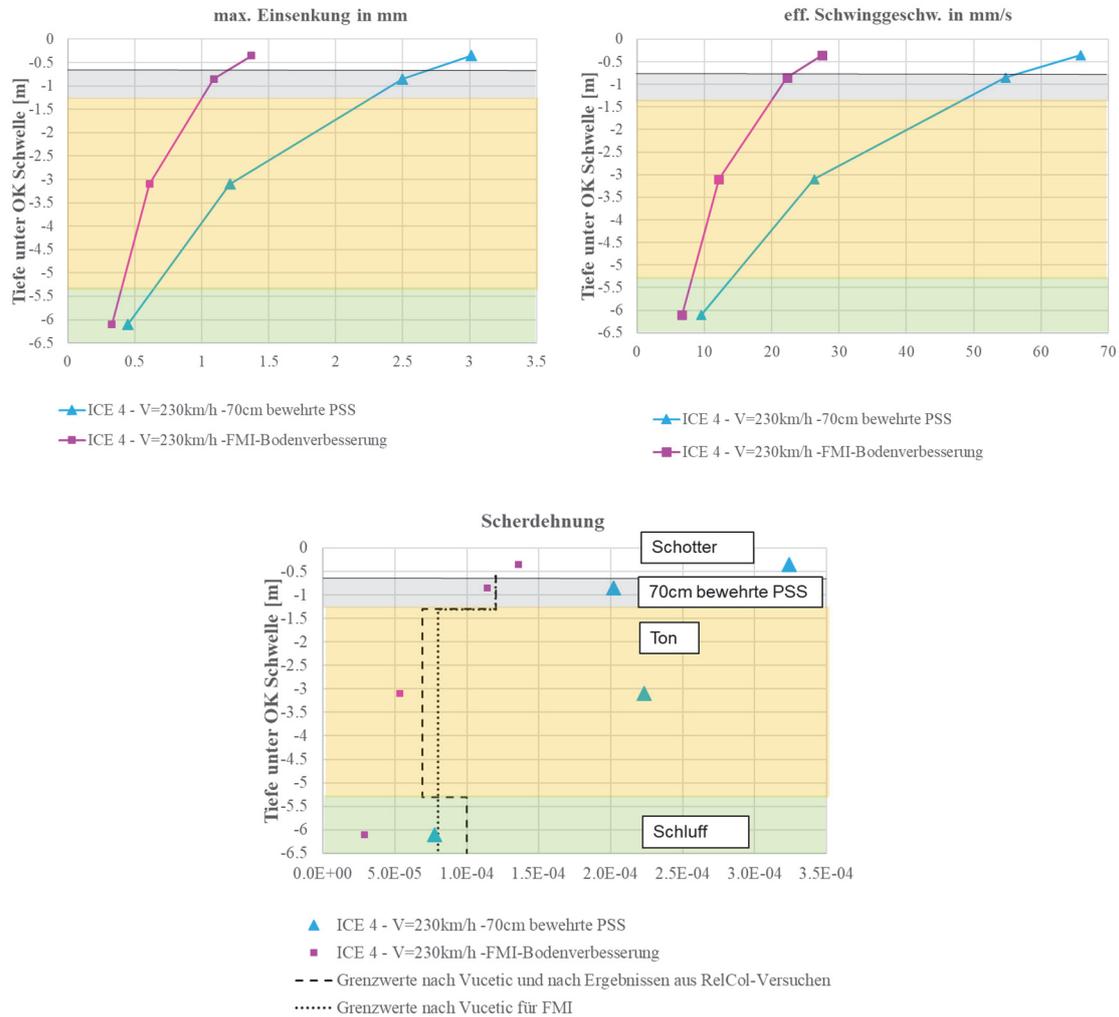


Bild 8 Ergebnisse von numerischen Berechnungen zum Einfluss konstruktiver Maßnahmen, Lasteinleitung durch den ICE 4, Vergleich der Scherdehnungen mit den Grenzwerten

4 Fazit

In dem vorliegenden Beitrag wurde die Anwendung eines praxistauglichen Nachweismodells für die dynamische Gebrauchstauglichkeit von Schienenfahrwegen auf weichem Untergrund anhand der Planungshilfe der DB Netze (2018) gezeigt. Ein besonderer Aspekt stellte hierbei die Möglichkeit der Validierung des FE-Modells anhand von Ergebnissen an der Bestandsstrecke vorgenommener Schwingungsmessungen dar. Im Rahmen der weiteren Untersuchungen der dynamischen Stabilität der Strecke ABS Hanau–Gelnhausen wurden dann für veränderte dynamische Lasten Scherdehnungen der Bodenschichten unterhalb des Bahndamms infolge des Zugverkehrs numerisch ermittelt, mit

den Grenzwerten verglichen und die Wirkung von Maßnahmen anhand des Modells bestimmt. Für eine Weiterentwicklung des Nachweisverfahrens bzw. zur Bestätigung der rechnerischen Vorgehensweise sowie der Materialansätze wird empfohlen, die Stützpunktkräfte sowie die aus der Zugüberfahrt resultierenden Gleisverformungen nach Fertigstellung der Neubaustrecke messtechnisch zu erfassen.

Literatur

DB Netze AG (2018)

Planungshilfe "Eisenbahnstrecken mit Schotteroberbau auf Weichschichten, Untersuchung zur dynamischen Stabilität, rechnerisches Verfahren", 3. Ausgabe, März 2018, DB Netze

DIN EN 1191-2:2010-12

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken;
Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 +AC:2010

Knothe, K. (2001)

Gleisdynamik, Verlag Ernst & Sohn, 2001

Fryba, L. (1999)

Vibration of solids and structures under moving loads, Verlag Thomas Telford, 1999

Hu, Y., Haupt, W., Müllner, B. (2004)

ResCol-Versuche zur Prüfung der dynamischen Langzeitstabilität von TA/TM-Böden unter Eisenbahnverkehr, Verlag Ernst & Sohn, Bautechnik 81 (2004), Heft 4

Vucetic, M. (1994)

Cyclic threshold shear strain soils, Journal Geotechnical Engineering, ASCE, 120, 1994

DB InfraGo AG (2023)

Leistungsbeschreibung Bewertung dynamische Stabilität ABS Hanau – Gelnhausen km 37,170 – km 45,750

GTU (2022)

Konzept zum Nachweis der dynamischen Stabilität als Grundlage für die UiG und die ZiE Streckenabschnitt 4 und 5: km 37,170 – km 45,750, Rev. 02, GTU Ingenieurgesellschaft, 18.03.2022

GGL (2023)

Ergebnisbericht, ABS Hanau–Gelnhausen, Schwingungsmessungen,
GGL Geophysik und Geotechnik Leipzig GmbH, 03.04.2023

PLAXIS 2D (2022)

User's Manual, Plaxis bv, Netherlands, 2022

Großprojekte

Central Business Tower Frankfurt, Herausforderungen bei der Ausführungsplanung und bei der Herstellung einer innerstädtischen Baugrube

Dipl.-Ing. (TH) Markus Wegerl

Züblin Spezialtiefbau GmbH, Bereich Mitte, Frankfurt

Raphael Baur, M.Eng.

Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Stuttgart

1 Einleitung

Die Helaba baut mit dem Generalunternehmer Ed. Züblin AG in einem Partnerschaftsmodell ein neues, nachhaltiges Hochhaus mit einer Höhe von 205 m - den Central Business Tower (CBT). Die dafür erforderliche Baugrube hat 4-5 Untergeschosse, ist bis zu 26 m tief und wird im sogenannten „Deckelbau“ hergestellt. Die exponierte Lage und die schwierigen Randbedingungen stellten bei der Ausführungsplanung und Herstellung der Baugrube alle Baubeteiligten vor besondere Herausforderungen. Neben den statischen Besonderheiten wird u. a. auf die komplexen Abbrucharbeiten unter Berücksichtigung von Denkmalschutz, die Herstellung von überschnittenen Verbaupfählen in anspruchsvoller Geologie, den Einbau von Primärstützen für den Deckelbau und die Herausforderungen bei Wasserhaltung und Grundwasserreinigung eingegangen. Zum Zeitpunkt des Berichtes waren die Abbruch- und Spezialtiefbaumaßnahmen bereits abgeschlossen, die Rohbau- und unterirdischen Aushubarbeiten für die „Deckeldecken“ sind in vollem Gange.

2 Herausforderung Lage, Bestand

Eigentlich sollte man meinen, dass im Frankfurter Bankenviertel kein Platz mehr für weitere Hochhäuser ist. Doch wo kein Platz ist, wird Platz geschaffen. Das Grundstück des neuen Central Business Towers ist eine, seit ca. 20 Jahren, weitgehend ungenutzte Fläche

und liegt in bester Innenstadtlage im Eckbereich Junghofstraße/Neue Mainzer Straße. Die Fläche beträgt gerade mal ca. 4.300 m².

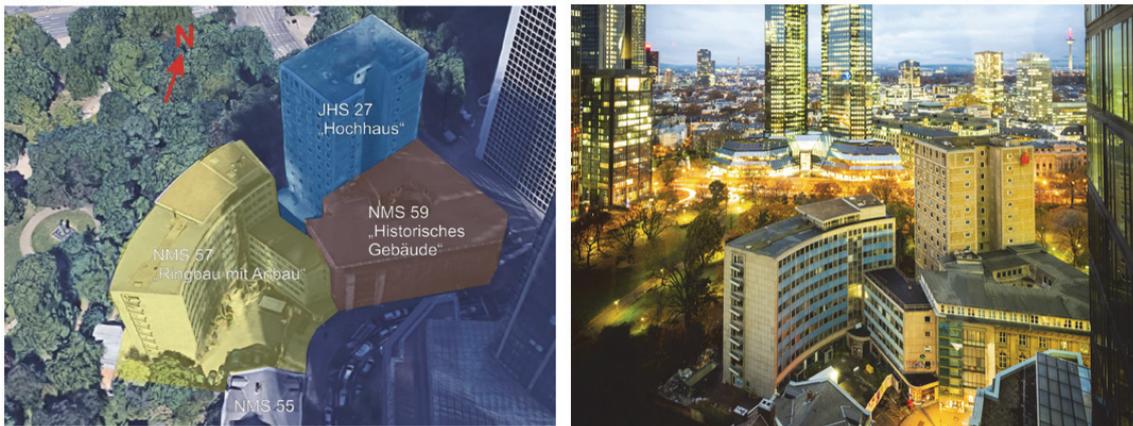


Bild 1 Grundstück Neue Mainzer Straße 57 der Helaba, vor dem Abriss

In dem Bürogebäudekomplex befand sich unter anderem eines der ersten kommerziellen Rechenzentren Deutschlands. Weitere Teile des Gebäudekomplexes sind ein gründerzeitliches Bürogebäude um 1890 - teilweise unter Denkmalschutz stehend (vgl. Bild 1, NMS 59).

Die zentrale Innenstadtlage stellt die Baustelle vor besondere logistische Herausforderungen. Erschwerend hinzu kommt die Tatsache, dass das in unmittelbarer Nachbarschaft zum CBT gelegene Großprojekt FOUR zeitgleich abgewickelt wird. Für die Anlieferung von Baumaterial wie Beton und Stahl oder den Abtransport von Aushubmaterial wurden detaillierte Logistikkonzepte erarbeitet.

Alle Schnittstellen zwischen Baugrube und Nachbarschaft sowie sämtliche Kollisionsprüfungen wurden bereits in der Planungsphase durch ein BIM-Modell erfasst. Zudem wurden sämtliche Ausführungspläne aus dem BIM-Modell abgeleitet.

3 Bauaufgabe

Ursprünglich sollte der Turm bereits vor 20 Jahren gebaut werden. Doch erst 2018 hat die Helaba das ungenutzte Grundstück von der Sparkasse erworben. Somit war der Startschuss für eines der größten Hochhauseinzelprojekte in Frankfurt gegeben. Die heutigen Planungen unterscheiden sich nur wenig von den damaligen Planungen. Bereits 2001 gewann KSP-Engel einen Architektenwettbewerb und definierte das Design für die heutige Form. Der Entwurf sieht zwei schlanke, leicht gegeneinander versetzte Türme mit Glasfassade vor. Das Hochhaus, das als Doppelturm geplant ist, wird 205 m hoch und ist überwiegend für Büronutzung vorgesehen. Der Grundriss ist H-förmig. Integriert werden ein Museum und diverse Gastronomie. Mit geplanten 52 Geschossen wird der Turm zukünftig die Skyline von Frankfurt maßgeblich verändern (vgl. Bild 2).



Bild 2 Visualisiert, Central Business Tower als Doppelturm, Quelle KSP Engel

Eine architektonische Besonderheit des Projektes ist die Verbindung mit der Fassade des bestehenden Bankgebäudes aus der Gründerzeit. Es entsteht dabei ein 6-geschossiger Sockelbau, wobei die historische Fassade komplett erhalten bleibt (vgl. Bild 3).



Bild 3 Visualisiert, Central Business Tower, Sockelbebauung mit integrierter denkmalgeschützter Fassade (Quelle KSP Engel)

Die Baugrube hat im Bereich des Sockelbaus 4 und im Bereich des Hochhauses 5 Untergeschosse und eine Baugrubentiefe von bis zu 26 m. Die Hochhauslasten werden über eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) abgetragen.

Der geplante Zeitrahmen für die Baumaßnahme beträgt ca. 6 Jahre. Baubeginn war Ende 2021. Die Bauzeit der Baugrube inklusive der aussteifenden Deckel beträgt ca. 3 Jahre,

Für die Abbrucharbeiten wurden ca. 8 Monate und für die Pfahlherstellung ca. 15 Monate veranschlagt. Der Bodenaushub inklusive Deckelbau beträgt ca. 13 Monate. Die Komplexität der Tiefbaumaßnahmen wird schon allein dadurch deutlich, dass ca. 50 % der Gesamtbauzeit für Baugrube und Kellerkasten benötigt werden, bei Abwicklung von erst ca. 15 % der Baukosten. Erst danach starten die oberirdischen Bautätigkeiten.

4 Herausforderung Projektbeteiligte

Das Großprojekt wird in einem Partnerschaftsmodell, dem sogenannten Teamkonzept abgewickelt. Bauherr ist die Helaba. Die Projektsteuerung erfolgt dabei federführend durch die Helaba Tochter OFB-Projektentwicklung. Generalunternehmer ist die ARGE Central Business Tower (CBT), bestehend aus der Ed. Züblin AG und Metallbau Dobler GmbH (Fassade). Die Spezialtiefbauarbeiten werden durch die Züblin Spezialtiefbau GmbH ausgeführt. Einige wesentliche Baubeteiligte sind dem folgenden Bild zu entnehmen.



Bild 4 Wesentliche Projektbeteiligte beim Central Business Tower

Nach dem ersten Projektkontakt im September 2019, wurde Mitte 2020 die Ed. Züblin AG mit der Preconstruction Phase (unter anderem Planung, Variantenstudien, Terminplanung, Kostenermittlung) beauftragt. Im November 2021 folgte die Beauftragung der Bauphase als GMP-Vertrag (Vertragsmodell mit garantiertem Maximalpreis). Das Projekt wird von der ARGE CBT unter Führung der Ed. Züblin AG schlüsselfertig erstellt, inklusive aller Tiefbaumaßnahmen. Die Genehmigungsplanung der Baugrube und Gründung erfolgte federführend durch das Büro Prof. Katzenbach (LP4), die Ausführungsplanung des Rohbaus und der Baugrube durch die Zentrale Technik der Ed. Züblin AG (LP5).

Um den gemeinsamen Erfolg eines Großprojektes zu erreichen, ist eine vertrauensvolle, partnerschaftliche Zusammenarbeit und eine gute Projektorganisation erforderlich. Ge-

rade bei Abweichungen vom planmäßigen Ablauf, Störungen oder veränderten Randbedingungen zeigt sich, ob ein konstruktiver, fairer Umgang miteinander gelingt. Ziel des Teamkonzeptes ist es, dies sicherzustellen.

5 Herausforderung Abbruch, Fassadensicherung und Denkmalschutz

Auf dem Grundstück wurden rund 50.000 m³ umbauter Raum abgebrochen. Die gegen Mitte bis Ende des 20. Jahrhunderts errichteten mehrgeschossigen Gebäude Junghofstraße 27 und Neue Mainzer Straße 57 konnten konventionell zurückgebaut werden. Die historischen Kernbauten Neue Mainzer Straße 59 (mit Baujahr 1889/1891) enthalten denkmalgeschützte Gebäudeelemente, wie die Rotunde und die Außenfassade (vgl. Bild 1 und 5).

Die denkmalgeschützte Rotunde war statisch mit dem Kerngebäude verbunden und musste vollständig rückgebaut werden. Sie wurde zunächst freigelegt, gesäubert, kartiert und sukzessive vom Kernbau getrennt. Dabei wurden ca. 280 m³ Sandstein Stein für Stein abgetragen und eingelagert - eine statische, handwerkliche und logistische Meisterleistung.

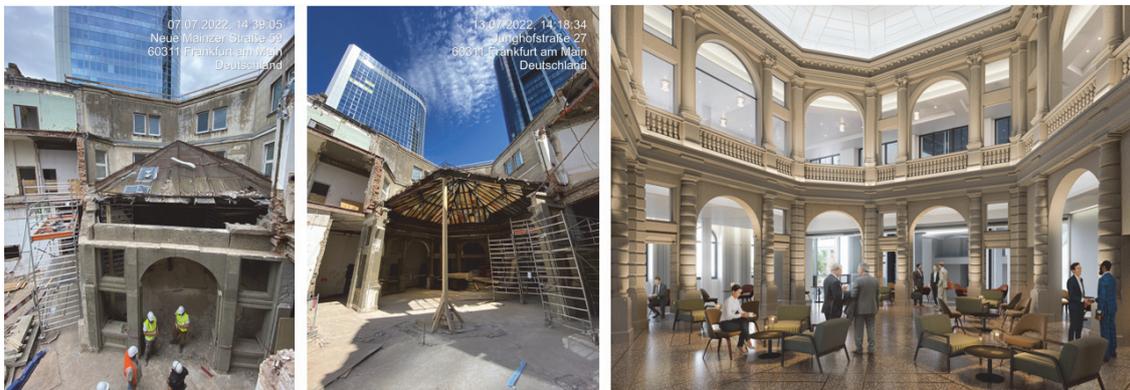


Bild 5 Links: Rückbau der Rotunde, Stand 07.2022
Rechts: visualisiert, Rotunde in Gebäudekomplex integriert
(Quelle KSP Engel)

Ausgenommen von den Abbruchmaßnahmen ist die denkmalgeschützte Fassade, die durch eine massive Stahlkonstruktion während der Abbruchphase und Baugrubenherstellung gesichert wird. Zur Sicherung der Fassade wurden ca. 250 t Stahl verbaut und über hunderte von Knotenpunkten miteinander verbunden. Die Fensteröffnungen wurden mit Holz ausgesteift. Die Konstruktion musste fest auf einem Betonfundament errichtet werden. Zur weiteren Ballastierung wurden Betonsteine und schwere Silos integriert, welche zunächst für die Bohrpfehlherstellung und später für die Wasserhaltung zum Einsatz kamen (vgl. Bild 6).



Bild 6 Links: Sicherung Bestandsfassade mit Stahlkonstruktion, Stand 08.2022
Rechts: Sicherung Fußbereich der Fassade, Stand 01.2024

Der unterirdische Fassadenfuß wird beim fortschreitenden Aushub bis ca. 8 m unter Gelände durch die Verbauwand und einer dort integrierten Stützkonstruktion mittels massiver Stahlträger (Schweißprofil ähnlich HEM 650, S460) gesichert, welche mit Querträgern die Bestandsfassade sichern. Der Kraftschluss erfolgt im Wesentlichen mit einer im Zuge der Abbrucharbeiten eingebauten Vorsatzschale sowie einer Manschetteninjektion. Die messtechnische Überwachung der gesamten Fassade erfolgt dauerhaft digital, unter Berücksichtigung verschiedener Alarmgrenzwerte.

Die gesamten oberirdischen Abbruchmaßnahmen inklusive der Rückbaumaßnahmen zur Rotunde und Sicherung der Bestandsfassade nahmen einen Zeitraum von ca. 8 Monaten ein. Kompetenter Partner für Abbruch und Aushub ist die Firma AWR Abbruch GmbH aus Urmitz. Nachdem das erste Gebäude entfernt wurde, begannen parallel die Bohrpfahlarbeiten mit dem Großbohrgerät Liebherr LB 44. Die Arbeitssicherheit stand dabei unter den beengten Verhältnissen stets im Vordergrund.

Im Endzustand wird die denkmalgeschützte Bestandsfassade in den Neubau als Teil des Tragwerks und der Gesamtfassade integriert (vgl. Bild 3). Die Rotunde wird nach Herstellung des Rohbaus innerhalb der Sockelbebauung Stein für Stein wieder aufgebaut und später öffentlich zugänglich sein (vgl. Bild 5, rechts).

6 Herausforderung Baugrund

Im Bereich des Central Business Towers wurden bauseitig mehrere Erkundungsbohrungen ausgeführt bis zu einer Tiefe von 90 m. Der im Projektgebiet erkundete Baugrund ist typisch für den Innenstadtbereich und besteht aus Ausfüllungen, quartären Sanden und Kiesen, gefolgt von den tertiären, miozänen Frankfurt-/Wiesbaden-Formationen (im Sprachgebrauch Frankfurter Ton). Der Frankfurter Ton ist u. a. durchzogen von Kalk- und Dolomitsteinbänken sowie Algenriffen (vgl. Katzenbach, BGA 2020).

Insbesondere die Kalksteinbänke, welche bis zu mehreren Metern stark sind und Festigkeiten von lokal bis zu 400 MPa haben können (vgl. Katzenbach, BGA 2020), erfordern für die Herstellung des Baugrubenverbau und der Gründung, mit Bohrdurchmessern bis zu 1.860 mm, den Einsatz von massiven, robusten Werkzeugen sowie eine solide Reparatur- und Aufbereitungslogistik.

7 Herausforderung Ausführungsplanung

In der Preconstruction-Phase wurden durch das Büro Katzenbach zahlreiche Varianten zur Aussteifung der Baugrube untersucht. Am Ende war nur eine Aussteifung mittels Betondecken möglich. Aufgrund der Geometrie der Baugrube wurde eine überschnittene Bohrpfahlwand mit Pfahldurchmesser 1.500 mm gewählt. Die Pfahllängen betragen für die Primärpfähle ca. 25 - 35 m und für die Sekundärpfähle ca. 40 - 50 m.

Die Zentrale Technik der Ed. Züblin AG ist mit der Erstellung der Ausführungsplanung beauftragt. Neben der Erstellung von Ausführungsplänen war die Erstellung von Detailnachweisen, die Bewehrungsplanung, der Nachweis von zusätzlichen Bauzuständen und die Nachweise der Vorverbauten und der Kran Gründungen, sowie die Gründung der Wasserhaltungsanlage Teil des Aufgabenspektrums. Daneben wurden auch Teile der Wasserhaltung und der Messtechnik behandelt.

Die Ausführungsplanung erfolgt modellbasiert. Dies brachte vor allem hinsichtlich der Abhängigkeiten zum Rohbau (Deckeldecken, Auflagerzähne der Deckeldecken, Unterüstung des Logistikdeckels, Anschluss der Bodenplatte an Verbau und Gründungspfähle) enorme Vorteile mit sich. Sämtliche Ausführungspläne der Gründung und des Verbau wurden aus dem Modell abgeleitet.

Aufgrund der Baugrubentiefe, den Baugrundverhältnissen im „Frankfurter Ton“, dem anstehenden Grundwasser und den Gebäudelasten benachbarter Gebäude ergeben sich große Belastungen und damit einhergehend große erforderliche Bewehrungsmengen für die überschnittene Bohrpfahlwand. Trotz des großen Pfahldurchmessers von 1.500 mm brachten die großen Bewehrungsmengen in der Umsetzung der Bewehrungsplanungen einige Herausforderungen mit sich. Die Randbedingungen im Bereich der Bestandsfassade, die großen Pfahllängen und die Nachweise der Rissbreiten führten zu aufwändigen und komplizierten Bewehrungskörben. Neben den statischen und konstruktiven Randbedingungen waren auch die Randbedingungen des Transports, des Einbaus und der Eigengewichte der (Teil-)Körbe zu berücksichtigen. Für extrem hoch belastete Bereiche wurde zudem hochfeste Bewehrung mit einer Streckgrenze von $f_y = 670 \text{ N/mm}^2$ verwendet.

Die Bohrpfahlwand wird im Endzustand die Erddrucklasten aufnehmen und die Kellerwände werden nur auf den anstehenden Wasserdruck ausgelegt. Damit ergeben sich auch

für die Bohrpfahlwand Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und damit an die Rissbreitenbeschränkung. Aufgrund der hohen eingepprägten Biegemomente aus den Bauzuständen und den großen Bewehrungsstabdurchmessern ergeben sich entsprechende Anforderungen an die Nachweisführung der Rissweiten. Dadurch wurde die erforderliche Bewehrung zusätzlich erhöht, wodurch die Komplexität der Bewehrungskörbe weiter anstieg (vgl. Bild 7).



Bild 7 Massiv bewehrte Bewehrungskörbe beim CBT

Die Ausführungsplanung der Gründungspfähle bildet gleichzeitig die Schnittstelle zu den Primärstützen. Die Primärstützen gliedern sich in Verbund- und Stahlbetonstützen sowie in temporäre Stahlstützen. Die Stützen dienen im Bauzustand zur vertikalen Lagerung der jeweiligen Deckeldecken. Die Verbund- und Stahlbetonstützen sind Teil der Hochhauskonstruktion. Aus den Randbedingungen der Objektplanung werden hohe Anforderungen an die Herstellgenauigkeit der Primärstützen und damit auch an die betroffenen Gründungspfähle, in die die Primärstützen einbinden, gestellt. Die extrem hohen Stützenlasten brachten zusätzliche Anforderungen an die Herstellgenauigkeit mit sich, da die exzentrische Lasteinleitung in die Gründungspfähle entsprechende Auswirkung auf die Bewehrung der Gründungspfähle mit sich bringt. Für den Einbau der Primärstützen wurde eine entsprechende Einbring- und Justiervorrichtung verwendet (vgl. Bild 9 Mitte).

8 Herausforderung Deckelbau, Primärstützen, Gründung

Bei der Herstellung der Baugrube im Deckelbau befindet sich der erste Deckel ca. 6 m unter Gelände und wurde im Schutze einer Ankerlage hergestellt. Aus logistischen Gründen wurde ein Teil der darüberliegenden Decke als Baustraße und Verladeplattform gebaut.

Für die Stützung der Baugrube werden insgesamt 3 Deckel, die Decken über dem 2. UG, dem 4. UG und dem 5. UG sowie Teile der Fundamentplatte des Sockelbaus herangezogen (vgl. Bild 8). Zwei weitere Deckel, die Decke über dem 3. UG und dem 1. UG werden später ohne aussteifende Wirkung erstellt (in Bild 8 nicht dargestellt).

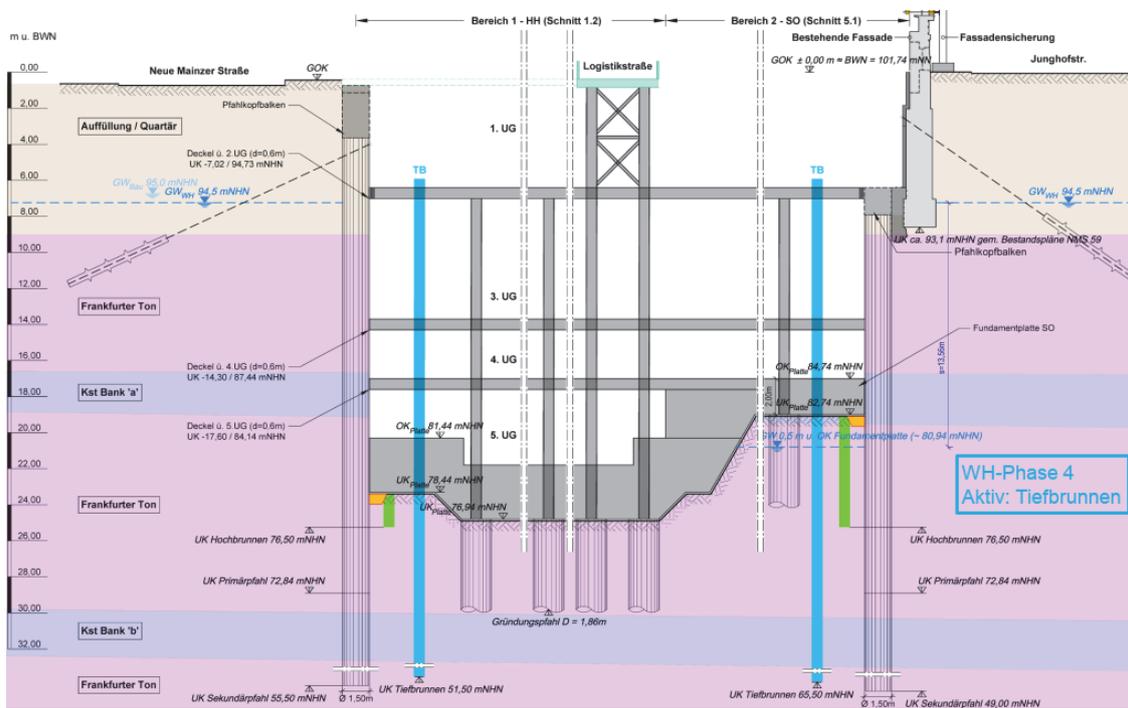


Bild 8 Baugrube im Deckelbau, nach Endaushub (Quelle: Katzenbach)

Die Stützung der „Deckeldecken“ und der Logistikstraße erfolgt auf Primär- und Temporärstützen sowie teilweise durch Auflagerung auf der Verbauwand.

Es wurden 16 Verbundstützen, 18 Fertigteilstützen und 23 Temporärstützen mit Längen von bis zu 28 m in Großbohrungen 1.860 mm eingebaut. Um die hohen Genauigkeitsanforderungen zu erfüllen, wurden von Züblin Spezialtiefbau zwei eigene Setzeinrichtungen konzipiert (vgl. Bild 9 Mitte). Die Neigungskontrolle erfolgte über Inklinometermessungen. Die Stützen konnten mit der Setzeinrichtung am Stützenkopf in Höhe, Lage und Waage justiert werden. Die zulässigen Toleranzen lagen bei ± 5 cm am Kopf (Lage), ± 2 cm in der Höhe und 0,5 % Neigung (der Stütze). Bild 9 links zeigt eine Fertigteilstütze mit entsprechendem Lochbild zur Anbindung der aufgehenden Stütze, rechts – eine eingebaute Verbundstütze.

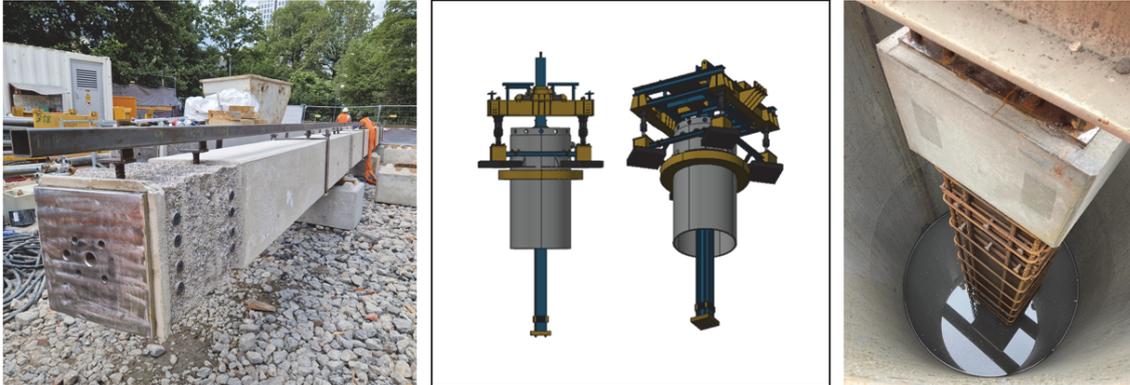


Bild 9 Links: Fertigteilstütze
Mitte: Einbauvorrichtung für Primärstützen
Rechts: eingebaute Verbundstütze

Die Herstellung der 86, bis zu 60 m tiefen, Gründungspfähle erfolgte suspensionsgestützt mit einem Bohrdurchmesser von 1.860 mm. Lediglich der Kopfbereich wurde in Abhängigkeit der Geologie mit einer Bohrverrohrung Durchmesser 2.000 mm gestützt. Die Gründung wurde als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) bemessen.

Der termin- und qualitätsgerechte Einbau der Primärstützen auf dem 4.300 m² „kleinen“ Baufeld war baulegistisch eine Herausforderung. Der Parallelbetrieb mehrerer Großbohranlagen mit Hebeeinheiten, Bohrgutmanagement, Bohrwerkzeugmanagement sowie Beton- und Bewehrungslieferungen musste dabei sehr gut koordiniert werden (vgl. Bild 10).

9 Herausforderung Verbauherstellung

Für die große Tiefe der Baugrube mit bis zu 26 m, bisher einmalig bei Frankfurter Hochhausprojekten, wurden insgesamt 276 Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1.500 mm eingebaut. Die Herstellung der überschnittenen Pfahlwand erfolgte dabei gestaffelt im Pilgerschrittverfahren mit Tiefen von abwechselnd bis zu ca. 50 m und 35 m. Zum Einsatz kamen 3 Großbohranlagen Liebherr LB 44 der Züblin Spezialtiefbau GmbH, teilweise unterstützt durch die Implenia Spezialtiefbau GmbH. Die Dimension und Tiefe der Pfähle ist selbst für Frankfurt außergewöhnlich, es gibt hier kaum Erfahrungswerte.

Die sehr hohen Bewehrungsgehalte von bis zu 25 t je Korb resultieren aus den hohen Lasten aus Erd- und Wasserdruck sowie aus dem benachbarten „Bürohochhaus an der Alten Oper“, dem Eurotheum und Gebäude der Neuen Mainzer Straße 55. Nur durch den bereichsweisen Einsatz von Sonderstahl SAS600 konnte überhaupt der Pfahldurchmesser 1.500 mm umgesetzt werden. Da die Körbe mit Längen bis 50 m mehrmals gestoßen wurden, war eine ordnungsgemäße Stoßausbildung schwierig. Ein ausgeführter „Stoß“

mit Muffen, wie im Bild 10 dargestellt, erwies sich bei 26 Stück Längseisen mit Durchmesser 40 mm als nicht umsetzbar. Die Körbe wurden dann mit „Übergreifungsstoß“ gekoppelt.



Bild 10 Links: Baufeld CBT bei der Bohrpfahlherstellung
Rechts: „Muffenstoß“, Bewehrung für Verbau

Die bis zu mehreren Metern starken Kalksteinbanklagen konnten durch den Einsatz von besonders verschleißoptimiertem Bohrwerkzeug bezwungen werden (angepasste, kegelförmige Schneidtechnik). Bei der Herstellung der überschnittenen Pfahlwand wurde CO₂-reduzierter Beton eingesetzt. Die Reduktion des Zementgehaltes bei Einsatz von Hüttensand und Flugasche führten zu einer langsameren Festigkeitsentwicklung des Betons. Diese Eigenschaft wirkt sich positiv auf die Bohrbarkeit der überschnittenen Pfahlwand aus. Bei der Herstellung der sogenannten Sekundärpfähle (bewehrte Pfähle) wurden bis zu 60 cm des benachbarten unbewehrten Primärpfahles wieder überbohrt, auf einer Länge von bis zu 35 m. Der Verschleiß an Bohrwerkzeugen und Kellystangen war entsprechend hoch.

10 Herausforderung Wasserhaltung und Grundwasserreinigung

Wesentliche Randbedingungen bei der Planung der Wasserhaltung und Wasserreinigung waren die große Tiefe der Baugrube und die beengten Platzverhältnisse.

Das Grundwasser zirkuliert im Baufeld in zwei Grundwasserstockwerken, die mittelbar miteinander kommunizieren. Der obere, freie Grundwasserspiegel liegt innerhalb der quartären Sande und Kiese. Das untere Grundwasserstockwerk zirkuliert in den Schichten des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke (vgl. Katzenbach, BGA 2020).

Zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Auftrieb der ca. 4.300 m² großen Baugrubensohle, ist eine mehrphasige Grundwasserentspannung vorgesehen. Es wurden 8 Doppelstockbrunnen im Bohrdurchmesser 880 mm mit je 2 Filterrohren hergestellt. Je 1 Tiefbrunnen mit ca. 43 m Tiefe (max. bis zu 52 m) und 1 Hochbrunnen mit ca. 25 m Tiefe. Die Trennung erfolgte mittels einer Tonsperre, welche zusätzlich verpresst wurde. Zudem wurden 8 weitere Tiefbrunnen und 10 Messpegel hergestellt. Die prognostizierte Entnahmemenge beträgt insgesamt ca. 1,5 Mio. m³. Im Dauerbetrieb wird eine Entnahme bis zu 115 m³/h erwartet (vgl. Katzenbach, BGA 2020).

Die Herstellung der Brunnen erfolgte durch Züblin Spezialtiefbau in Eigenleistung mittels Großbohranlage Liebherr LB 44. Der Betrieb wird mittels moderner, hauseigener Steuerungstechnik digital überwacht.



Bild 11 Links: Wasserhaltungsplan (Quelle: Züblin Zentrale Technik)
Rechts: Kopf vom Doppelstockbrunnen mit Kontrollbrunnen beim CBT

Der Vorteil von Doppelstockbrunnen liegt insbesondere in der Reduktion der Anzahl von Bohrungen. Es gibt dadurch weniger Störstellen beim Aushub und weniger Durchdringungen der Bodenplatte.

Die moderne Reinigungsanlage wurde durch die Züblin Umwelttechnik dimensioniert und aufgestellt (vgl. Bild 12). Durch die projektspezifischen Grundwasseranalysen wurde die Anlage vorwiegend auf die Abreinigung des leichtflüchtigen Sulfides und des Ammoniums ausgelegt. Sie weist eine hydraulische Kapazität von $Q = 180 \text{ m}^3/\text{h}$ (im Dauerbetrieb $Q = 115 \text{ m}^3/\text{h}$) auf. Die Reinigungstechnik besteht aus Fällung bzw. Flockung mit Sedimentation, Sandfiltration, Wasseraktivkohlefiltration, Schlammkonditionierung, Mess- und Steuerungstechnik (vgl. Züblin UT 2022).

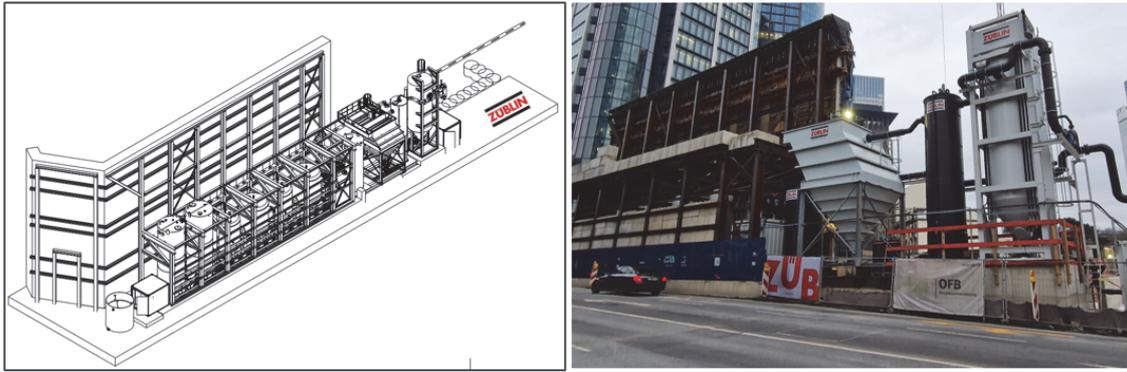


Bild 12 Grundwasserreinigung Züblin Umwelttechnik, integriert in die Fassadensicherung (Quelle: Züblin Umwelttechnik)

Der Wasserfluss innerhalb der Bauwasser-Reinigungsanlage wurde über folgende Stufen gewährleistet:

- Ringleitung
- Vorlagebecken, Sulfidfällungsreaktor (Zugabe Flockungsmittel plus Flockungshilfsmittel zur Reinigung von Sulfiden ab Phase 3.1, Aktivierung Tiefbrunnen)
- Flockungsbecken (Flockenbildung)
- Schrägklärer (Sedimentation plus Flockenabscheidung)
- Vorlagebecken (ab hier zwei parallelaufende Reinigungsstraßen durch Sand- und Aktivkohlefilter)
- Sandfilter (Entfernung abfiltrierbarer Stoffe)
- Aktivkohlefilter (Entfernung AOX-Verbindungen)
- Schlammfangbecken (Sedimentation, Absetzbecken)
- Reinwasserbehälter
- Ablaufleitung Richtung Mischwasserkanal oder Mischwasserentlastungskanal (sobald Einleitgrenzwerte eingehalten werden)
- Sedimentierter, abgetrennter Schlamm wird separat im Schlammstapelbehälter angesammelt und regelmäßig per Saugwagen abgefahren

Aus Platzgründen wurde die Anlage in die Fassadensicherung integriert. Das Gesamtgewicht von ca. 350 t konnte dabei als Ballastierung der Stahlkonstruktion für die Fassadensicherung angesetzt werden.

11 Nachhaltigkeit

Der Central Business Tower setzt mit seiner nachhaltigen Konzeption Maßstäbe bei der Hochhausentwicklung. Durch eine Photovoltaikanlage, die in die Außenfassade des Hochhauses integriert ist, kann z. B. der Betrieb der Elektroladestationen in der Tiefgarage CO₂-neutral betrieben werden.

Mit dem Einsatz von Spezialbeton bei der Baugrubenherstellung werden ca. 50 % der relativen CO₂-Emissionen eingespart (vgl. Bild 13). Konkret sind das ca. 2.450 t CO₂, oder vereinfacht gesagt, so viel wie 211 Personen durchschnittlich im Jahr ausstoßen.

Festigkeitsklasse	Projekt Ökobilanz			durchschnittliche Ökobilanz *		Bewertung	
	Menge [m ³]	gewichteter Mittelwert [kg CO ₂ -Äquivalent je [m ³]]	Gesamt CO ₂ -Äquivalent [to]	durchschnittliche Ökobilanz *	Gesamt CO ₂ -Äquivalent [to] *	Einsparung absolut [to] *	Einsparung relativ *
C25/30	7071	115,2	814,6	192	1357,6	543	40%
C30/37	16415	100,1	1643,6	214	3512,8	1869,2	53%
C35/45	391	155,3	60,7	244	95,4	34,7	36%
	23.877,0		2.518,9		4.965,8	2.446,9	49%

Bild 13 Bewertung der Projekt CO₂-Bilanz im Vergleich mit durchschnittlichen Betonsorten (Quelle: Züblin)

Aber auch bei der Bohrwasserbehandlung setzt Züblin Spezialtiefbau auf innovative Technik. Durch den Einsatz einer Zentrifuge, mit einer Leistung von bis zu 40 m³/h Feinschlamm durchlauf, konnte nahezu das gesamte Bohrwasser erfolgreich und nachhaltig im Umlauf gehalten werden. Mit der Zentrifuge wurden sowohl der verwässerte Bohrschlamm, das Bohrgut, die Wasserauflast (das mit Feinteilen aufgeladene Wasser bei den Pfahlbohrungen), als auch die Bentonitsuspension zur Stützung der unverrohrten Pfahlbohrung aufbereitet. Zudem ist der Einsatz einer Zentrifuge aus bauleistungsrechtlicher Sicht bei beengten Platzverhältnissen von großem Wert.

12 Fazit

Die Herstellung der 26 m tiefen, schlüsselfertigen Baugrube des Central Business Towers ist für Frankfurter Hochhausprojekte bisher einmalig. Es konnte gezeigt werden, dass eine detaillierte Ausführungsplanung mit guten Ideen die Basis zum Erfolg ist. Die Tiefbaumaßnahmen beim CBT nehmen ca. 3 Jahre in Anspruch, 50 % der Gesamtbauteit bis zur schlüsselfertigen Übergabe. Die Planung und Herstellung der vorgestellten Baugrube können als ingenieurtechnische Meisterleistung gesehen werden. Besonderes Augenmerk wurde unter anderem auf die Herausforderungen bei den Denkmalschutzmaßnahmen, die Herstellung der Verbau- und Gründungspfähle in ungewöhnlicher Dimension, den komplexen Deckelbau und das anspruchsvolle Grundwassermanagement gelegt. Aufgrund der partnerschaftlichen Zusammenarbeit und dem aufopferungsvollen Einsatz aller Baubeteiligten konnten bislang alle Herausforderungen gemeistert werden. Weiterhin „Glück auf“!

Literatur

Züblin UT (2022)

Bauwassereinigung, Konzept und Angebot Nr. 20-DB-078N5 der Züblin Umwelttechnik GmbH, Stuttgart, 2022

Katzenbach, BGA (2020)

Baugrund- und Gründungsgutachten Nr. IK1050/01

Schwierige Untergrundverhältnisse im Riffkalkstein erfordern Umplanung zu einer Kombinierten Pfahlplattengründung beim Neubau einer Chipfabrik in Wetzlar

Jens Voigt, M.Sc., MBA

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Darmstadt

Dr.-Ing Johannes Labenski

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Karlsruhe

Lothar Koch, M.Sc.; Mona Maier-Rotter, M.Sc.

Arcadis Germany GmbH, Abteilung Geotechnik Darmstadt

1 Geologischer Überblick und Projektüberblick

Schnelles Bauen und noch schnelleres Planen wird heute zu einer immer größeren Herausforderung auch für die Geotechnik und macht drastisch beschleunigte Planungsprozesse erforderlich. Dies zeigte sich auch bei dem in diesem Beitrag vorgestellten Projekt: dem Neubau einer Chipfabrik in Wetzlar (Bild 1).



Bild 1 Visualisierung der geplanten Chipfabrik in Wetzlar (Zeiss SMT 2024)

Das Projektgebiet liegt am Ostrand des Rheinischen Schiefergebirges (Lahn-Mulde) mit quartären Sedimenten und Gesteinen aus dem Devon und Karbon. Die devonischen Riffkalke (Massenkalke) entstanden durch kalkbildende Organismen als das Gebiet um Wetzlar in einem flachen Meeresgebiet mit Vulkanen und Riffen lag. Durch Sedimentation können innerhalb der Riffkalke sandige bis tonige Zwischenlagen auftreten (Rothe 2009). Weiterhin bildeten sich durch Lösungsverwitterung Karstschlotten, die teilweise tief in die Riffkalke reichen und nachfolgend mit Sedimenten verfüllt wurden.

Das Produktionsgebäude der Chipfabrik besitzt äußere Abmessungen von 140 m x 86 m und hat bis zu 3 oberirdische Vollgeschosse. Die Stützenlasten E_d des Produktionsgebäudes betragen bis zu 17,5 MN bei einem Stützenabstand von 11 m. Im Erdgeschoss befinden sich Rein- und Messräume mit großflächigen Flächenlasten von $q_d = 75 \text{ kN/m}^2$, die besonders verformungs- und erschütterungsempfindlich sind. Als Setzungsanforderung wurde eine max. zulässige Verdrehung der Bodenplatte $\leq 1/500$ vorgegeben.

Aufgrund des sehr engen Zeitrahmens für die Planung wurde die Gründung mit Ortbohrbohrpfählen bis in den initial angenommenen festen Kalkstein in ca. 23 m Tiefe in einer sehr frühen Projektphase auf Basis von Vorabinformationen festgelegt. Eine vorgezogene Pfahlprobebelastung und anschließend tiefe Kernbohrungen sollten ursprünglich die angenommenen Untergrundverhältnisse und Felstragfähigkeiten bestätigen. Allerdings zeigte die Auswertung der Pfahlprobebelastung im Kalkstein nur geringe Tragfähigkeiten und ein für feinkörnige Böden typisches Lastsetzungsverhalten.

Da die tiefen Kernbohrungen, welche im Rahmen der Baugrundhauptuntersuchung durchgeführt wurden, nicht so schnell voran kamen wie ursprünglich vom Bauherrn angedacht, wurden wegen des hohen Planungsdrucks Geophysikalische Messungen mittels Refraktionsseismik zur Ermittlung der tragfähigen Tiefenlage des Kalksteins ausgeführt. Diese zeigten jedoch ein plateauähnliches Absinken des tragfähigen Kalksteins von 15 m bis rd. 30 m Tiefe in nördlicher Richtung, so dass die ursprünglich geplanten Pfahllängen auf bis zu 30 m Länge angepasst werden mussten.

Die tiefen Kernbohrungen, die auch zu Beginn der Pfahlbohrarbeiten noch nicht fertiggestellt waren, zeigten jedoch einen viel kleinräumigeren Wechsel gering bis stark verwitterten und verkarsteten Kalksteins als die geophysikalischen Untersuchungen. Die Kalksteinoberfläche weist tiefe Senken auf, die mit der Geophysik nicht erfasst wurden und fällt am westlichen Bauwerksrand sogar auf rd. 40 m Tiefe ab. Damit war eine setzungsverträgliche und standsichere Pfahlgründung nicht nachweisbar, so dass eine Umpfanung der Pfahlgründung zu einer abschnittsweisen Kombinierten Pfahlplattengründung (KPP) erfolgen musste. Mittels 3D FEM-Berechnungen konnte dennoch die Pfahlgründung mit bis zu 34 m langen Pfählen nachgewiesen werden.

2 Baugrunduntersuchungen

Im Rahmen der Baugrundhaupterkundung, die größtenteils begleitend zu den Gründungsarbeiten erfolgen musste, wurden 16 Kernbohrungen zwischen 28 m und 60 m Tiefe ausgeführt. Unterhalb der quartären Deckschichten wurde ein 1 m bis max. 28 m mächtiger Verwitterungshorizont aus zersetztem Kalkstein, bestehend aus Sand-Schluff Gemischen mit Kalksteinbruchstücken erkundet, gefolgt von Riffkalkstein (Devon). Außerhalb des Produktionsgebäudes wurde zusätzlich ein zersetzter Tonstein (Devon) angetroffen. Der Kalkstein ist in seiner flächigen Ausdehnung und Tiefenlage in sehr unregelmäßige Bereiche mit kompaktem, schwach bis mäßig verwittertem Kalkstein und in Bereiche mit starker bis vollständiger Verwitterung von mehreren Metern Mächtigkeit regellos untergliedert, die kleinräumig stark variieren. In dem sehr engständig bis mittelständig geklüfteten, z. T. kavernösen Kalkstein wurden mächtige Kluffüllungen (Sand-Schluff) angetroffen (vgl. Bild 2). Aufgrund hoher Kern- und Spülungsverluste in der ersten Kernbohrung wurden akustische Bohrlochscans zur Kluff- und Hohlraumerkundung ausgeführt, deren Durchführung aufgrund der Instabilität des Bohrlochs schwierig war. Insgesamt zeigten die akustischen Bohrlochscans jedoch eine gute Übereinstimmung mit den gewonnenen Bohrkernen.

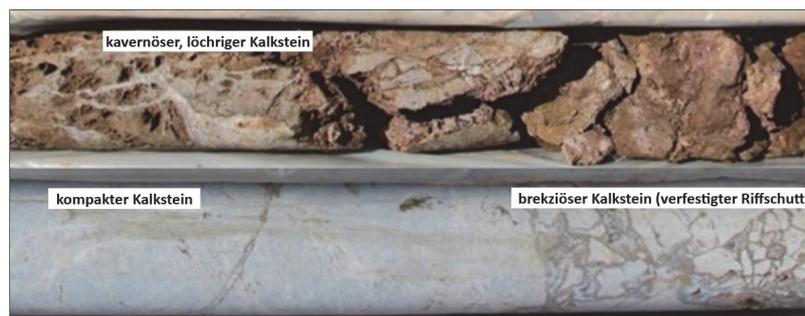


Bild 2 Kavernöser, löchriger Kalkstein (oben), kompakter (unten links) und brekziöser Kalkstein aus verfestigtem Riffschutt (unten rechts)

Zur Erkundung des tragfähigen Kalksteins wurden vorausgehend zu den Kernbohrungen in 6 Profilen geophysikalische Messungen (Refraktionsseismik) durchgeführt. Die Messungen zeigen ein Einfallen des tragfähigen Kalksteins und eine Mächtigkeitszunahme des verwitterten Kalksteins von Süden nach Norden sowie eine Vertiefung im Nordosten und im Westen des Baufeldes, die i. W. durch die Kernbohrungen bestätigt wurde (vgl. Bild 3). Kleinräumiger Wechsel des Kalksteins konnte durch die Messungen allerdings nicht ausreichend erfasst werden.

Unter Berücksichtigung des engen Zeitrahmens zur Durchführung und Auswertung der Messungen lieferte die Refraktionsseismik gute und wertvolle Ergebnisse, die den Verlauf der Felsoberkante qualitativ gut erfasste und für die Planung weiterer Erkundungsbohrungen sowie zur Bestimmung der vorläufigen Pfahllängen verwendet wurde.

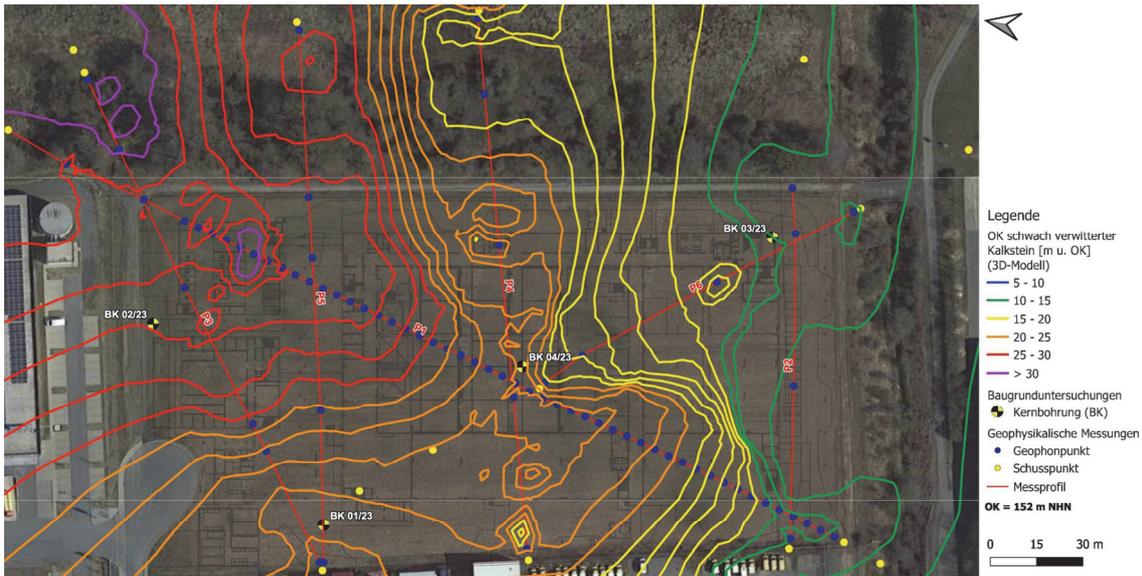


Bild 3 Geophysikalische Messprofile (rote Linien), Kernbohrungen (BK), Interpolierte Isolinien (OK schwach verwitterter Kalkstein) aus Geophysikalischer Messung

Zur holistischen Interpretation sämtlicher Baugrundinformationen wurde ein 3D-Baugrundmodell mittels *Leapfrog Works* erstellt, welches sukzessive mit den zur Verfügung stehenden Daten erweitert wurde. Mit dem 3D-Baugrundmodell zeigten sich die kleinräumigen Strukturen und signifikanten Höhenversätze der Kalksteinoberfläche (vgl. Bild 4). Insbesondere stellte sich am westlichen Baufeldrand eine Vertiefung der Kalksteinoberfläche bis rd. 40 m Tiefe dar, wodurch die bis dahin angenommenen maximalen Pfahl-tiefen unzureichend waren. Dieser spezielle Bereich wird nachfolgend als *KPP-Bereich* bezeichnet, da dort die Pfähle aufgrund zeitlicher Randbedingungen ausführungstechnisch nicht mehr bis in den standsicheren Fels hergestellt werden konnten.

Es wird darauf hingewiesen, dass vornehmlich aus den Informationen der überwachten Bohrpfahlarbeiten die kleinräumigen Strukturen im 3D-Baugrundmodell erfasst werden konnten. Nur basierend auf den Kernbohrungen und Geophysikalischen Untersuchungen hat sich kein so detailliertes Bild der Felsoberkante ergeben.

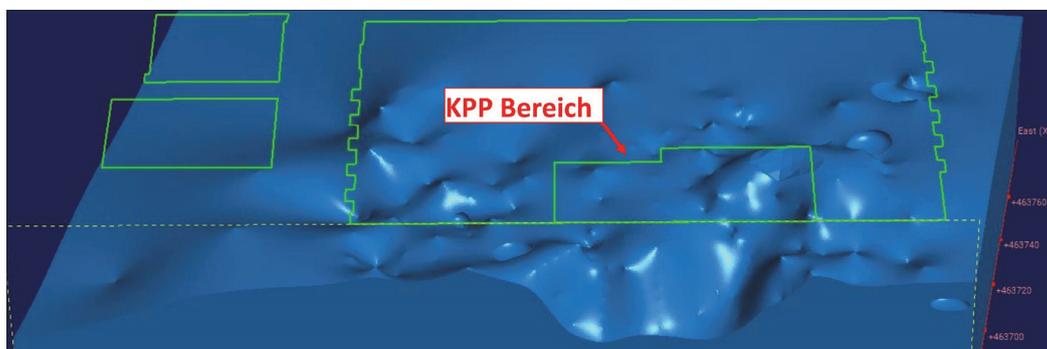


Bild 4 Verlauf der Felsoberkante aus dem 3D-Baugrundmodell inkl. Lage von Produktionsgebäude und KPP Bereich (Blickrichtung: Westen nach Osten)

Tabelle 1 Übersicht einaxiale Druckfestigkeiten von Kalkstein

Gesteinsart	Einaxiale Druckfestigkeit σ_u [MN/m ²]	Quelle
Riffkalkstein (Devon) Wetzlar	7 – 128 (n = 44), i.M. 40	<i>Baugrunduntersuchung Wetzlar 2023</i>
Kalkstein (Tertiär)	18 – 200 (n = 76), i.M. 84	<i>Katzenbach & Vogler 2004 (vgl. Prinz & Strauß 2011)</i>
Kalkstein (Oberer Jura)	35 – 84	<i>Neumann et al. 2005 (vgl. Prinz & Strauß 2011)</i>
Kalkstein (dicht) Kalkstein (porös)	50 – 250 10 – 80	<i>Witt (2017)</i>

Zur Ermittlung der Gesteinsfestigkeit des Riffkalks wurde die einaxiale Druckfestigkeit untersucht und zusätzlich Punktlastversuche durchgeführt. Die Ergebnisse hinsichtlich der Festigkeit sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Die Streuung der Druckfestigkeiten zeigt keine Abhängigkeit zur Tiefe oder zur flächigen Verteilung und bestätigt die Heterogenität der Gesteinsfestigkeit. Ein Vergleich mit Literaturwerten verdeutlicht die mögliche Spannbreite möglicher Festigkeiten des Riffkalksteins. Weiterhin wurden die Rohdichten ermittelt, die zwischen 1,3 g/cm³ und 3,0 g/cm³ liegen und damit den z. T. kavernen Kalkstein und dichten, schwach verwitterten Kalkstein widerspiegeln.

Aus den durchgeführten Punktlastversuchen ergibt sich ein Umrechnungsfaktor von $c \approx 11$ zur Bestimmung der korrelierten einaxialen Druckfestigkeit σ_u^* gemäß Gleichung (1). Im Vergleich zur Literatur liegt dieser Wert an der unteren Grenze für Festgestein ($c = 14 - 26$ (Prinz & Strauß 2011)) bzw. am unteren Werteende für Kalksteine ($c = 11$ (Akram & Baker 2007) bzw. $c = 27$ (Bräutigam et al. 1998)).

$$\sigma_u^* = c \cdot I_{s(50)} \quad (1)$$

3 Pfahlprobelastung

Zur Ermittlung von in-situ Pfahltragfähigkeiten zur Optimierung der Pfahlgründung wurde eine statische Pfahlprobelastung an einem Testpfahl auf dem Baufeld mit einer maximalen Testlast von 15 MN durchgeführt (vgl. Bild 5). Basis für die Planung der Probelastung war lediglich eine DPH sowie eine in 60 m entfernte Archivbohrung. Der Testpfahl wurde mit Sister Bars zur Messung der Dehnungen entlang des Pfahlmantels und einem Druckkissen am Pfahlfuß zur Messung des Pfahlspitzendrucks instrumentiert. Die Lage der Sister Bars wurde anhand der DPH vorabgeschätzt und final während der Testpfahlherstellung in Abhängigkeit von der erbohrten Baugrundsichtung, die auf der Bohrgutansprache vor Ort erfolgte, ad hoc auf der Baustelle festgelegt.



Bild 5 Oben: Foto der Belastungskonstruktion
unten links: Druckkissen am Pfahlfuß,
unten rechts: Sister Bar befestigt am Bewehrungskorb

Der Testpfahl sollte planmäßig 2 m in das Festgestein einbinden. Basierend auf der Bohrgutansprache vor Ort sowie den Aussagen des Baumaschinenführers wurde der Testpfahl, der eine Gesamtlänge von 24,5 m aufwies, sogar ca. 3 m in das Festgestein eingebunden. Überprüft werden konnte dies erst im Zuge der Baugrundhauptuntersuchung, die die Eindrücke von der Testpfahlherstellung grundsätzlich bestätigen konnte: Der Pfahl bindet ca. 4 m in den Kalkstein ein, allerdings wurde der Pfahlfuß unmittelbar über einer Kluft bestehend aus weichem, sandig-schluffigem Material abgesetzt. Daher ist davon auszugehen, dass

- der mobilisierte Spitzenwiderstand des Testpfahls den schlechtesten zu erwartenden Fall darstellt (Ausnahme: Hohlraum),
- die mobilisierte Mantelreibung des Testpfahls repräsentativ für den in der Pfahlumgebung liegenden Boden ist.

Gemäß der Last-Verschiebungskurve in Bild 6a wurde die maximale Testlast von 15 MN bei einer Pfahlkopfverschiebung von $0,1 \cdot D$ erreicht. Bild 6a zeigt zudem, dass der Spitzenwiderstand zum Gesamtwiderstand des Pfahls gerade einmal ca. 8 % bzw. 1,2 MN beiträgt. Unter der initialen Prämisse einer 3 m Einbindung in kompaktes Festgestein sind der geringe mobilisierte Spitzenwiderstand sowie die hohe Verschiebung des Pfahls

atypische Ergebnisse der Pfahlprobebelastung gewesen, die erst nach Vorliegen entsprechender tiefer geotechnischer Kernbohrungen plausibel erklärt werden konnten.

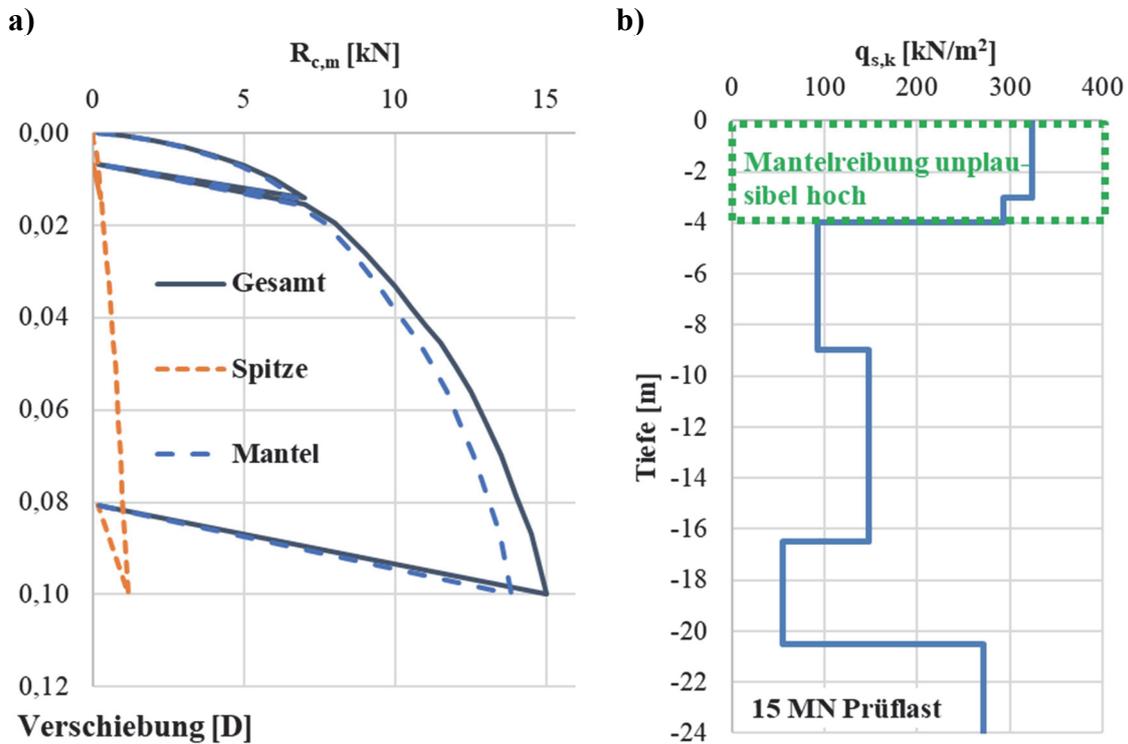


Bild 6 a) Gemessene Last-Verschiebungskurve inkl. Anteile aus Mantel- und Spitzenwiderstand
b) Abgeleitete charakteristische Pfahlmantelreibung bei max. Prüflast

Die abgeleitete, tiefenabhängige, charakteristische Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k}$ ist in Bild 6 b dargestellt. Als Ergebnis der Pfahlprobebelastung zeigte sich in den oberen 4 m unter GOK, in den aufgefüllten Böden und quartären Auelehmen ($N_{10,mittel} < 5$), eine unplausibel hohe Mantelreibung von $q_{s,k} \geq 300$ kN/m². Es wird davon ausgegangen, dass der Pfahlkopf über GOK, der aufgrund der für die Probebelastung notwendigen Aufstandsfläche einen größeren Durchmesser aufweist als der Pfahlbereich unter GOK, an der Unterkante nicht vollständig vom umgebenden Boden entkoppelt war. Dies führte vermutlich, wie auch eine numerische Nachrechnung gezeigt hat, zu einer erhöhten auf den Pfahl wirkenden Radialspannung im oberen Bereich, was wiederum zu erhöhten Pfahlmantelreibungen geführt haben kann.

Darüber hinaus wurden aus der statischen Pfahlprobebelastung grundsätzlich plausible, teilweise *optimierte* charakteristische Pfahlmantelreibungen im Vergleich zur EA-Pfähle (2012) abgeleitet. Der ansetzbare Pfahlspitzendruck beträgt lediglich $q_{b,k} = 1.450$ kN/m² und ist für ein Festgestein sehr gering; für einen bindigen Boden im Sinne der EA-Pfähle (2012) ist der versuchstechnisch ermittelte Wert allerdings plausibel und tendenziell eher ein *oberer Wert*. Da ein Absetzen der Pfähle über einer Kluft nicht

ausgeschlossen werden konnte, wurde der ermittelte, geringe Pfahlspitzendruck für die Bemessung der Pfahlgründung angesetzt.

4 Pfahlgründung

Aufgrund der zeitlichen Projekterfordernisse bestand das initiale Bemessungskonzept der Pfahlgründung der Chipfabrik aus drei verschiedenen Teilen:

- 1 Ad-hoc-Festlegung der erforderlichen Pfahllängen basierend auf analytischen Nachweisen entsprechend dem Erkundungs- und Baufortschritt.
- 2 Durchführung numerischer Grundsatzstudien, Variantenstudien sowie Risk Assessments mittels vereinfachter FE-Modelle.
- 3 Detaillierte numerische Überprüfung des Last-Verformungsverhaltens nach Vorliegen aller für die Erstellung eines realitätsnahen Baugrund- und Berechnungsmodells erforderlichen Erkenntnisse.

Nachfolgend wird die Vorgehensweise bei der Festlegung der Pfahllängen (Teil 1) sowie die abschließende, ganzheitliche numerische Betrachtung der Gründung (Teil 3) näher erläutert.

4.1 Festlegung der Pfahllängen mittels analytischer Verfahren

Zur Gewährleistung der Standsicherheit und der hohen Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit müssen die Pfähle planmäßig in den standfesten Kalkstein einbinden. Die Tiefenlage des tragfähigen Kalksteins wurde in einem 1. Schritt zu Beginn des Projekts aus den geophysikalischen Messungen unter Berücksichtigung eines Sicherheitszuschlages abgeleitet. Basierend auf der erwartenden Tiefenlage des kompakten Kalksteins wurde die aus 834 Pfählen bestehende Gründung entsprechend den abgeschätzten Pfahllängen in sinnvolle Baufelder gemäß Bild 7 eingeteilt. Für jeden dieser Bereiche sowie für die gesamte Gründung wurde analytisch die äußere Standsicherheit nachgewiesen.

Der Nachweis der äußeren Standsicherheit wurde in Anlehnung an die EA-Pfähle (2012) geführt: Nachweis der Einzelpfahltragfähigkeit sowie Nachweis der Pfahlgruppe als großer Ersatzpfahl. Pfahlgruppeneffekte wurden dabei vereinfacht zunächst über Sicherheitsaufschläge berücksichtigt und sollten aufgrund der zeitlichen Randbedingungen in einem finalen 3D-FE-Modell berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 4.2). Bei der analytischen Überprüfung der äußeren Standsicherheit wurde zwar der Traglastausfall einzelner Pfähle in der Pfahlgruppe durch eine zusätzliche Beanspruchung der Nachbarpfähle berücksichtigt, trotzdem mussten während der Bauausführung angetroffene Hohlräume zur Gewährleistung des erforderlichen Sicherheitsniveaus mit Beton verfüllt werden.

Da sich bereits kurz nach Durchführung der Pfahlprobelbelastung und nach Durchführung der ersten tiefen geotechnischen Kernbohrungen eine heterogene Felsoberkante sowie -zusammensetzung abzeichnete, mussten die notwendigen Pfahlängen dynamisch entsprechend dem Fortschritt der Kernbohrungen aber auch der Pfahlbohrungen teilweise ad hoc auf der Baustelle adaptiert und die Standsicherheit überprüft werden. Im Ergebnis wurden in Baufeldern gestaffelte Pfahlängen zwischen 25 m bis 30 m ermittelt.

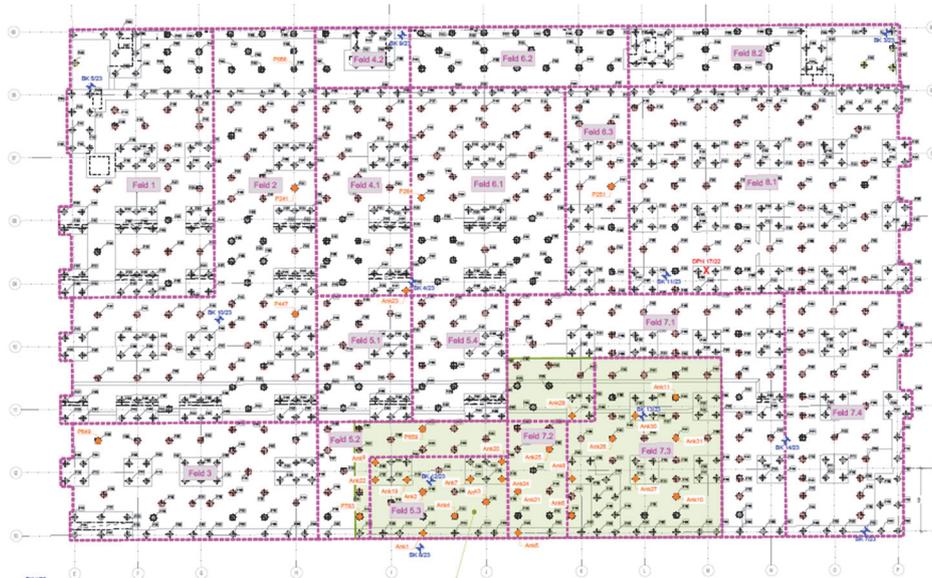


Bild 7 Einteilung Baufeld mit Pfahlängen zw. 25 und 30 m, KPP Bereich in grün

Ausnahme stellt der sog. *KPP-Bereich* dar, in dem die tragfähige Felsoberkante erst in 40 m Tiefe unter GOK, d. h. rd. 10 m unter planmäßiger Pfahlsohle, während der Bauausführung erkundet wurde. In diesem Bereich kommt es zu einer schwimmenden Gründung der Pfähle. Der zuvor beschriebene analytische Nachweis einer ausreichenden äußeren Standsicherheit konnte für die Pfähle im KPP-Bereich nicht erbracht werden und ein detaillierter, numerischer Nachweis mittels 3D-FE-Modells, der die Boden-Bauwerk-Interaktion realitätsnah berücksichtigt, wurde notwendig (vgl. Abschnitt 4.2). Ziel der detaillierten Betrachtung mittels 3D-FEM (Teil 3 des Bemessungskonzepts) war es, nun außerdem auch die Gesamtstandsicherheit unter Ansatz der Plattenwirkung analog zum in der KPP Richtlinie (Katzenbach et al. 2000) beschriebenen Vorgehen nachzuweisen.

4.2 Detaillierter Gründungsnachweis mittels 3D-FE-Modells

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit und der äußeren Gesamtstandsicherheit der Gründung erfolgten numerisch über eine 3D-FE-Berechnung mit der Software PLAXIS 3D. Der finalen, gesamtheitlichen numerischen Betrachtung der Gründung sind

diverse numerische Grundsatzstudien, Variantenstudien sowie Risk Assessments vorangegangen, um den im vorherigen Abschnitt beschriebenen analytischen Ansatz basierend auf dem jeweils aktuellen Kenntnisstand abzusichern.

Zur realitätsnahen Abbildung des Last-Verformungsverhaltens der Halle wurde die Baugrundsichtung direkt aus dem mittels Leapfrog Works erstellten 3D-Baugrundmodells in das PLAXIS 3D-Modell importiert. Das FE-Modell beinhaltet zudem vereinfacht den Oberbau der Halle sowie die verschiedenen Boden- und Pfahlkopfplatten. Die insgesamt 834 Bohrpfähle wurden über Embedded-Beam-Elemente abgebildet. Eine Ansicht des PLAXIS-Modells ist in Bild 8 zu finden. Dort sieht man zudem „von unten“ die Pfähle, die planmäßig im Fels gegründet sind sowie den Bereich, in dem die Felsoberkante stark abfällt und die Pfähle *schwimmend* gegründet sind. Außerdem ist in Bild 8 beispielhaft die qualitative Übereinstimmung zwischen Leapfrog und PLAXIS-Modell dargestellt.

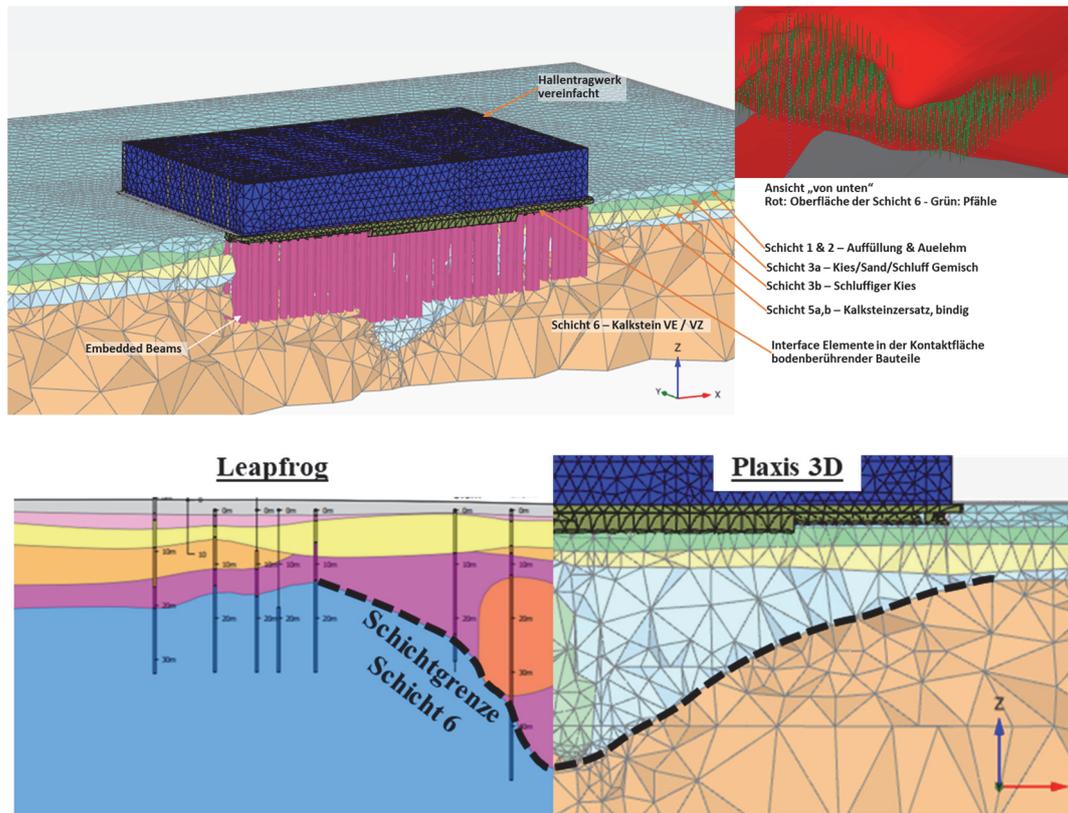


Bild 8 oben: Isometrische Ansicht des PLAXIS 3D-Modells
Ansicht „von unten“ zur Darstellung der in die Schicht 6 einbindenden Pfähle
unten: Vergleichender Schnitt durch das Leapfrog und Plaxis3D Modell

Stofflich wurden die Lockerbodenschichten über das Hardening-Soil und das Festgestein über das Hoek-Brown Materialmodell abgebildet. Für einige nicht-bindige Schichten wurde zudem eine erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen zum Ansatz gebracht. Um der starken Heterogenität des Festgesteins Rechnung zu tragen, wurde zur Beschränkung der maximalen Festigkeit des Festgesteins der 10%-Quantil-Wert aus den versuchstechnisch ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten in den Berechnungen angesetzt. Die Stoffmodellparameter und die Embedded Beams wurden im Vorfeld anhand einer Back-Analyse der Pfahlprobebelastung kalibriert, so dass in der Gesamtheit von einem realitätsnahen Last-Verformungsverhalten als Ergebnis der numerischen Berechnungen auszugehen ist.

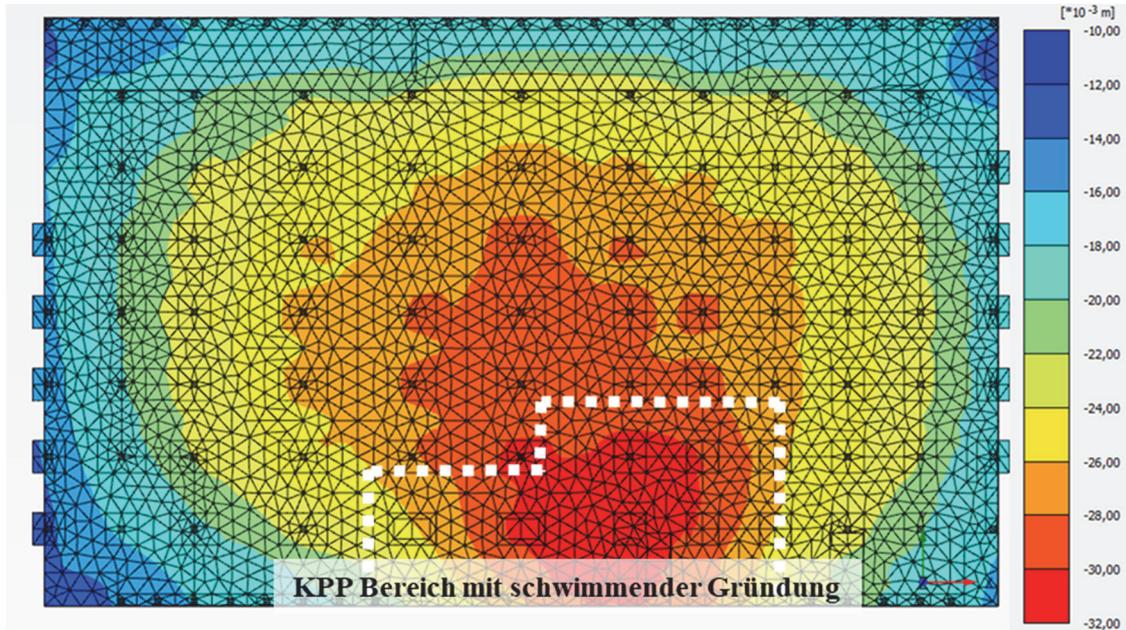


Bild 9 Berechnete vertikale Verformungen in der Bodenplattensohle für den Lastfall 100% G + 50% Q

Die äußere Gesamtstandsicherheit wurde in Analogie zum KPP-Nachweis (Katzenbach et al. 2000) ermittelt. Der äußere Gesamtwiderstand der gesamten Pfahlgruppe inkl. KPP-Bereich wurde über ein numerisches *Overloading* mit dem 2,1-fachen der resultierenden Einwirkung des Maximallastfalls ermittelt. Der so ermittelte Widerstand reichte gerade aus, um die äußere Gesamtstandsicherheit mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,0$ nachzuweisen.

Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit konnten Setzungen unterhalb der Bodenplatte zwischen 1,0 cm und bis zu ca. 6,0 cm prognostiziert werden. Die Setzungen in der Plattensohle im relevanten Gebrauchstauglichkeitslastfall können Bild 9 entnommen werden. Erwartungsgemäß ist mit den größten Setzungen im KPP Bereich und den schwimmend gegründeten Pfählen zu rechnen. Aufgrund der Lastverteilung durch die massive Bodenplatte wird ein Teil der hohen Lasten im KPP Bereich in die angrenzenden Bereiche mit im Fels gegründeten Pfählen geleitet. Dies homogenisiert das Setzungsverhalten im Übergangsbereich zum Bereich KPP und es entstehen keine extremen Setzungssprünge. Mit einer prognostizierten maximalen Winkelverdrehung von maximal 1:500 konnte die Gebrauchstauglichkeit der Gründung der Chipfabrik ebenfalls nachgewiesen werden.

Zusätzliche Untersuchungen, z. B. zum Ausfall einzelner Pfähle, zeigten, dass eine Lastumlagerung innerhalb der Gründung in *steife* Bereiche möglich ist, sodass unter Berücksichtigung der starken Heterogenität des Untergrunds sowie den Schwierigkeiten bei der Ausführung, allerdings unter der Einschränkung der zugrunde liegenden Modellunsicherheiten und Annahmen, grundsätzlich die Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit

der Gründung gewährleistet ist. Aufgrund dieser Einschränkungen werden die Verformungen der Fabrik auf Höhe der Bodenplatte engmaschig und in regelmäßigen Intervallen überprüft und mit den prognostizierten Werten abgeglichen.

5 Erkenntnisse aus der Bohrpfahlherstellung

In Summe wurden 834 Pfähle mit einem Pfahldurchmesser von 88 cm und Pfahllängen zwischen 25 – 34 m Tiefe mit bis zu 6 Großbohrgeräten gleichzeitig durch die Arbeitsgemeinschaft DEMLER Spezialtiefbau GmbH und GBS Grundbau Bohrtechnik Spezialtiefbau GmbH & Co. KG (ARGE Wetzlar) ausgeführt (vgl. Bild 10). Zu erwähnen ist an dieser Stelle, dass zeitgleich auch noch die gewerblichen Kernbohrungen der Baugrundhaupterkundung auf der Baustelle zwischen den Großbohrgeräten durchgeführt wurden, was eine intensive Abstimmung und eine gute Koordination der Arbeiten erforderlich machte.



Bild 10 Parallel arbeitende Großbohrgeräte zur Herstellung der Bohrpfähle

Aufgrund der zuvor beschriebenen Untergrundverhältnissen ist es leicht vorstellbar, dass während der Bohrpfahlherstellung unterschiedliche Herausforderungen zu bewältigen waren. Im Rahmen der geologischen Begleitung der Bohrpfahlarbeiten wurden oftmals mächtige weiche Kluffüllungen in der planmäßigen Pfahlabsatztiefe festgestellt, so dass die betroffenen Bohrpfähle stellenweise um bis zu 4 m, bis in den Kalkstein vertieft werden mussten. Hoher Verschleiß am Bohrwerkzeug sowie zeitlicher Verzug waren die Folgen.

Des Weiteren kam es bei einer nicht zu vernachlässigenden Anzahl an Pfählen während der Betonage zum abrupten Absacken des Frischbetonspiegels unter die gezogene Verrohrung. Teilweise geschah dies so schnell, dass der frische Beton nicht schnell genug zugeführt werden konnte und ein Teil, der dann ungestützten Bohrlochwandung eingebrochen ist. Da für diese Pfähle die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gewährt werden konnte, mussten diese vollständig ausgebohrt und anschließend neu hergestellt werden.

Zur Vermeidung von weiteren Betonverlusten bzw. Mehrmengen wurden anschließend Bullflex-Hülsenschläuche bei den Ersatzpfählen eingesetzt (vgl. Bild 11). Insgesamt wurde bei ca. 40 % der Pfähle ein Betonmehrverbrauch >20% festgestellt. Bei 10 % der Pfähle wurde gar ein Mehrverbrauch >50% beobachtet. Die z. T. sehr hohen Betonmehrmengen sind im Wesentlichen auf Karststrukturen und offene Klüfte zurückzuführen, die durch die Betonage verfüllt wurden. Der maximale Betonmehrverbrauch betrug mit 195 % etwa die dreifache Betonmenge eines Bohrpfahls und lässt auf die Verfüllung einer Großkluft schließen. Der erheblich variierende Betonmehrbedarf stellte eine große logistische Herausforderung für die Baufirma dar. Zudem verursachten die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen Verzögerungen im bereits engen Zeitplan. Vereinzelt wurde auch ein Absacken des Bewehrungskorbes von bis zu 1,7 m durch den Einbruch eines Hohlraumes unterhalb des Pfahlfußes beobachtet. Diese Pfähle mussten ebenfalls wie oben beschrieben saniert werden.



Bild 11 links: Einbau eines Bullflex-Hülsenschlauchs zur Reduzierung des Betonverlustes.
rechts: Oberflächennahe Sanierung eines Bohrpfahls mittels Betonschachtlingen (Quelle: ARGE DEMLER & GBS)

Alle sanierten Pfähle sowie Pfähle mit einem Betonmehrverbrauch >20 % wurden durch Pfahlintegritätstests mittels Low-Strain-Methode überprüft. Überwiegend wurden dabei Querschnittszunahmen am Pfahlmantel, vermutlich aufgrund der Verfüllungen von Klüften, festgestellt. Eine Fußreflexion konnte häufig aufgrund der Einbindung der Pfähle in den festen Kalkstein nicht festgestellt werden, was aus geotechnischer Sicht positiv zu werten ist. An einem Pfahl wurde allerdings auch eine Querschnittsverjüngung festgestellt. Zur Sanierung wurde der Pfahlschaft bis in die entsprechende Tiefe freigelegt, abgestemmt und der neue Pfahlschaft mittels aufbetonierter Betonschachtringe saniert (vgl. Bild 11).

Trotz der als schwach bis abrasiv ermittelten Abrasivität des Riffkalksteins zeigte sich durch die heterogenen Baugrundverhältnisse mit wechselhaft gelagerten, z. T. sehr festen

Kalksteinbänken und Kluffüllungen ein stark erhöhter Verschleiß der Bohrwerkzeuge und Bohrmaterialien. Die ARGE richtete deshalb vor Ort sogar einen dauerhaften Schweißplatz ein.

6 Fazit

Das in diesem Beitrag vorgestellte Projekt zeigt eindrucksvoll, dass eine Detailplanung oder gar der Start der Bauausführung nur auf Basis von Voruntersuchungen und vor Abschluss der Baugrunderkundung nicht zu empfehlen ist.

Der kavernöse Riffkalkstein weist in Wetzlar sowohl eine Heterogenität in der Tiefenlage der Festgesteinsoberfläche als auch in der Gesteinsfestigkeit auf, deren detaillierte Kenntnis für die Gründungsplanung und Bauausführung von erheblicher Bedeutung ist. Die Refraktionsseismik lieferte gute qualitative Ergebnisse, allerdings konnten kleinräumige Wechsel, wie sie im Riffkalkstein vorkommen können, nicht genau genug erfasst.

Die Problematik mit einer Gründung im Riffkalkstein zeigte sich auch an der ausgeführten statischen Pfahlprobelastung. Im Glauben den Testpfahl 3 m im kompakten Fels eingebunden zu haben, wurde der Pfahlfuß - durch Zufall - genau über einer mit bindigem Material gefüllten Kluffläche abgesetzt. Erst die ermittelte, für einen Pfahl im Fels untypische Last-Verformungskurve war im zeitlichen Projektablauf gesehen einer der Hauptauslöser für die im Vergleich zu anderen Projekten sehr detaillierte Baugrunderkundung und Auswertung.

Das 3D-Baugrundmodell, welches im Zuge der Baugrunderkundung und Bauausführung erstellt wurde, war sogleich auch wichtiger Baustein des Nachweiskonzepts, bestehend aus analytischen Standsicherheitsnachweisen, numerischen Risk Assessments und einer finalen, detaillierten 3D-Boden-Bauwerk-Interaktionsberechnung. Durch direkten Import des 3D-Baugrundmodells in das 3D-Berechnungsmodell konnte mittels kalibrierter Stoffmodellparameter eine realitätsnahe Simulation des Last-Verformungsverhaltens der Chipfabrik durchgeführt und sowohl die Gebrauchstauglichkeit als auch die äußere Standsicherheit erfolgreich nachgewiesen werden.

Die Schwierigkeiten hinsichtlich der Gründung im Riffkalkstein zeigten sich neben der Planung auch in der Bauausführung. Im Riffkalkstein kam es zu einem hohen Materialverschleiß während der Pfahlbohrarbeiten und die kavernösen, verkarsteten Strukturen sorgten zugleich für erhebliche Mehrbetonmengen bei der Pfahlbetonage: bis zu 195% Mehrverbrauch wurden erfasst! Dies bedeutete einen hohen logistischen Aufwand für die Bauausführung, insbesondere, wenn aus zeitlichen Gründen bis zu 6 Großbohrgeräte gleichzeitig im Einsatz waren.

Zusammenfassend konnte das herausfordernde Projekt trotz der komplizierten Untergrundbedingungen und der harten zeitlichen Vorgaben sowohl planerisch als bisher auch ausführungstechnisch erfolgreich umgesetzt werden. Nichtsdestotrotz ist der Bauherr hier bewusst ein hohes Risiko eingegangen und das Bauwerk wird aufgrund der erforderlichen, engmaschigen Überwachung der Setzungen auch die kommenden Jahre noch durch die Autoren begleitet werden.

Literatur

Akram, M. und Bakar, M. Z. (2007)

Correlation between uniaxial compressive strength and point load index for salt-range rocks. Pakistan Journal of Engineering & Applied Science 1: 1-8

Bräutigam, T., Knöchel, A. und Lehne, M. (1998)

Prognosis of uni-axial compressive strength and stiffness of rocks based on point load and ultrasonic tests, Otto-Graf Journal 9: 61-79

EA-Pfähle (2012)

Empfehlungen des Arbeitskreis Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, DGGT, 2. Auflage

Katzenbach, R., Arslan, U., Moormann, Ch., König, G., Soukhov, D., Ahner, C. (2000)

Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP). Forschungsbericht T 2907, Fraunhofer IRB Verlag, Erscheinungsjahr 2000

Prinz H., Strauß R. (2011)

Ingenieurgeologie, 5. Aufl., Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg, 2011

Rothe P. (2009)

Die Geologie Deutschlands, 3. Aufl., Wissenschaftliche Buchgesellschaft Darmstadt, 2009

Witt, K.-J. (2017)

Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 8. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2017

ZEISS SMT (2024)

Neue Multifunktionsfabrik für ZEISS in Wetzlar, 29. März 2023 [online]
[abgerufen am 03.02.2024]

Erdfallgebiet versus Spezialtiefbau. Ein Beispiel zur Optimierung einer Gründung aus Frankens Karstregion, Würzburg

Dipl.-Ing. Norbert Gündling, Dr.-Ing. Jörg Gutwald
Geotechnik Gündling GmbH, Darmstadt

Dipl.-Ing. Gunther Niemetz, Dipl.-Ing. Christoph Wehr
Keller Grundbau GmbH, Franken (Würzburg)

1 Einleitung

Auf dem Areal eines früheren Seniorenheims (Bürgerspital-Wohnstift) in Würzburg realisiert der ortsansässige Bauherr nach Abbruch des Altbestandes den Neubau der Wohnanlage „Lichtblick“ mit 160 Wohnungen, von denen ein Drittel zum geförderten Wohnungsbau gehört. Das geplante Bauvorhaben in der Königsberger Straße 1 im östlichen Stadtteil Sanderau Würzburgs umfasst die Errichtung von 3 Baukörpern mit jeweils 6 Geschossen (**Häuser 1 bis 3** mit UG, EG, OG 1 bis OG 4) sowie eines **Hochhauses** mit 17 Geschossen (**Haus 4** mit UG, EG, OG 1 bis OG 15). Die 3 flachen Baukörper, allesamt auf einer flächigen Tiefgarage mit Abmessungen im Grundriss von ca. 109 m x 65 m, binden ca. 4,6 m unter die nahezu horizontale Geländeoberfläche ein. Das von der Tiefgarage statisch entkoppelte, jedoch zusammenhängend wasserundurchlässige Untergeschoss des Hochhauses (Haus 4) bindet auf einer Grundrissfläche von ca. 16 m x 37,5 m maximal ca. 5,1 m in den Untergrund ein.



Bild 1 Foto-Simulation der Wohnanlage "Lichtblick"
(Quelle: Auer Weber Architekten)



Bild 2 Luftbild von Würzburg, Altbestand Hochhaus Bürgerspital-Wohnstift an der Straßenbahn-Endhaltestelle Sanderau (Blickrichtung Nord); rechts oben ins Bild eingespiegelt, der Abriss des Bestandshochhauses

2 Ausgangslage – Vorerkundung und Gründungsempfehlung (2020)

Die örtlich unter anderem im Kartendienst UmweltAtlas Bayern dokumentierte „Geogefahr“ der **Subrosion**, das heißt der unterirdischen **auslaugungsbedingten Hohlraumbildung** (Karst), sind hinreichend bekannt und führten in rd. 200 m nordöstlicher Entfernung vom Bestand, an der Randersacker Straße mehrfach zu spontanen lokalen Absackungen. Zukünftige Absenkungen sollen durch dort verlegte „vorauswarnende“ Extensometer im Auftrag der Stadt beobachtet werden.



Bild 3 Gefahrenhinweis auf Objekte mit Subrosion
(Quelle: UmweltAtlas Bayern)

Basierend auf den Erkundungen aus dem Jahr 1971 zum Bestand (3 KB) und der Vorerkundung 2020 (4 KB) lag ein bereits nach aktueller Planung ergänzter Geotechnischer (Vor-)Bericht mit folgenden erkennbaren, in der Hauptuntersuchung zu füllenden Lücken vor:

- Erkundungsumfang noch nicht norm-/sachgerecht
- Insbesondere im Hochhausbereich „Haus 4“ zu geringe Erkundungstiefe
- Der tiefere Untergrund (Versturz, Residualtone, Hohlräume) war noch nach den fachlichen Erfordernissen angemessen zu erkunden
- Die geologische Konstruktion des Untergrundaufbaus war nötig
- Die Geotechnische Baugrundmodellbildung stand aus
- Plausible Steifemoduln E_s für die Versturzmassen und den Residualton waren noch zu ermitteln.

2.1 Durchgeführte Baugrunderkundungen (Hauptuntersuchung)

Die oben genannten Erkundungslücken in den geotechnischen Konstruktionen und Kenngrößen der (Vor-)Erkundung machten zwingend ergänzende, der besonderen Geologie angepasste, mehrphasigen Erkundungen notwendig. Die ergänzenden Erkundungen der Hauptuntersuchung wurden auch wegen der bisherigen Gründungsempfehlung zur flächigen Anordnung von durchweg Großbohrpfählen bis in den karstfreien Untergrund aus der geologischen Formation des mittleren und unteren Muschelkalk geführt.

Tabelle 1 Durchgeführte Baugrunderkundungen
(Hauptuntersuchung farbig hervorgehoben)

Erkundungsart	Bezeichnung	Anzahl	Herstellung (Jahr)	max. Tiefe u. GOF
Kernbohrungen	KB x/71	3	1971	16 m
Grundwassermessstelle	GWM x/WVV	3	ca. 1990 bis 2000	
Kernbohrungen	BK x/20	4	2020	ca. 33 m
Rammsondierung	DPH x	9	2020	>10 m (4 DPH)
Kernbohrungen	BK x/21	6	2021	40 m
Grundwassermessstellen	GWM x/21	3	2021	
Temporäre Pegel (Pumpversuch)	BP	2	2021	
Drucksondierungen	CPT x	15	2021	≤ ca. 26 m
Pressiometertests	PMT x	10	2021	
Gravimetrie / Radarmessungen	Vollflächig (105 Stationen)		2020	geophysikalische Aussagekraft > 20 m

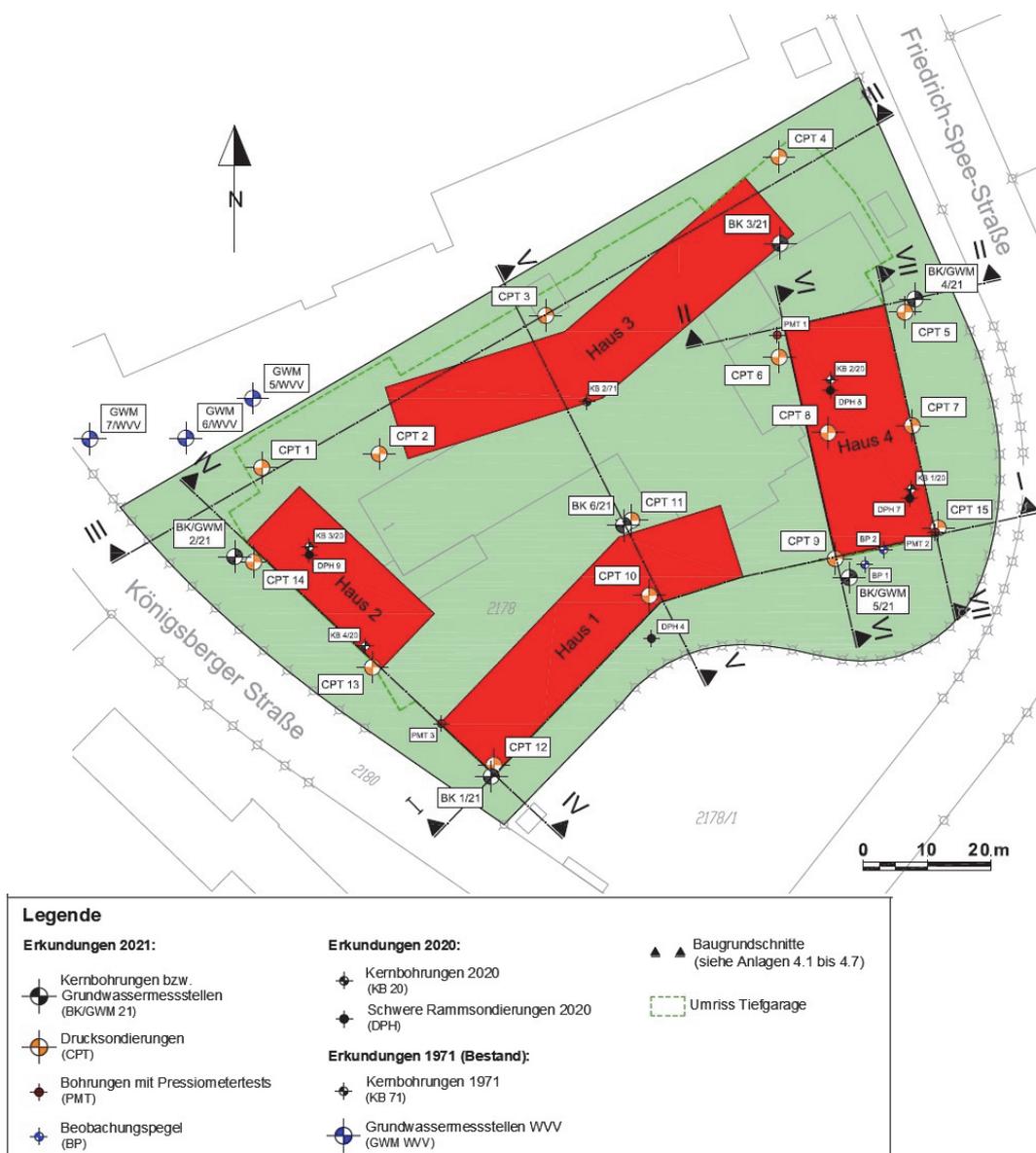


Bild 5 Lageplan zur Baugrunderkundung

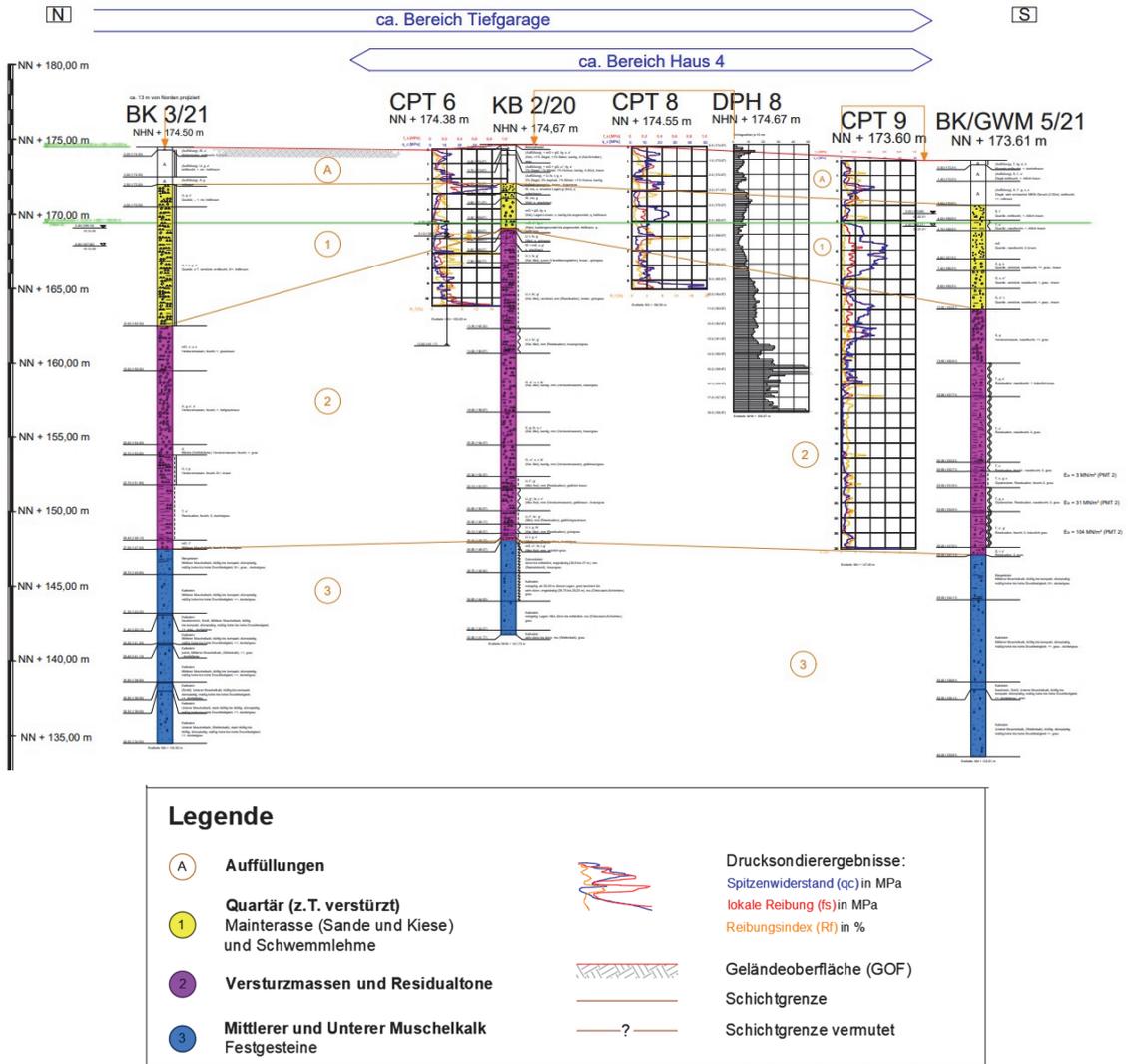


Bild 6 Baugrundschnitt VI – VI mit den Ergebnissen der ergänzenden Baugrunderkundung (auszugsweise im Bereich Haus 4)

2.2 Grundwasserstandmessungen

Die Ergebnisse der Grundwasserstandmessungen innerhalb und außerhalb des Baufeldes mittels Datenlogger sind in Bild 6 als Grundwasserganglinien graphisch dargestellt. Günstig für die Planung war hierbei die Erfassung eines Hochwasserereignisses im Frühjahr 2021, dessen Auswertung z. B. die Vorlaufzeit von 2 Tagen vom Mainpegel bis zur Auswirkung auf das Baufeld zuließ.

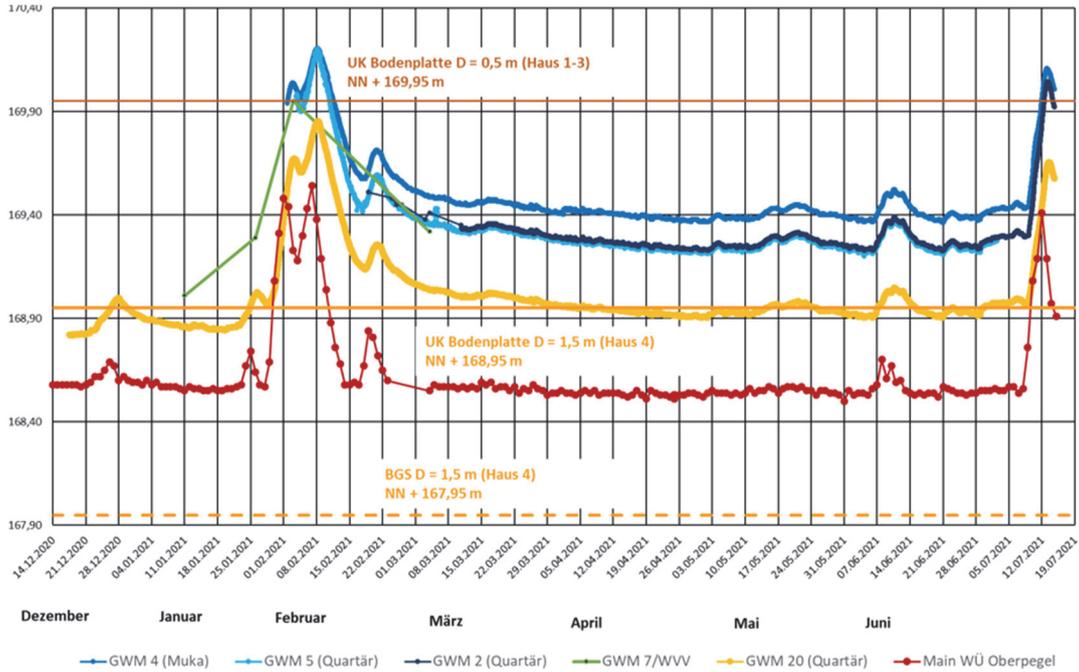


Bild 7 Ganglinie der Grundwasserstandmessungen

2.3 Bemessungswasserstände

In nachstehender Tabelle 2 sind die aus Messungen und Recherche sowie Daten der UWB und des WSA abgeleiteten Bemessungswasserstände aufgelistet.

Tabelle 2 Zusammenfassung der Bemessungswasserstände

Bemessungswasserstand	Relevanz	GW wahrscheinlich	GW möglich
GW Bau (Apr-Nov)	Bauzeit (empfohlen)	169,40 mNN	169,80 mNN
GW Bau (Dez-März)	Bauzeit	170,20 mNN	171,00 mNN
GW End (HQ100)	Auslegung: Standsicherheit + Gebrauchstauglichkeit	174,00 mNN bis 174,50 mNN	
HW Extrem (HQ1000)	Auslegung: nur Standsicherheit → extrem geringe Wahrscheinlichkeit	175,53 mNN	

3 Erkenntnis der Voruntersuchung

Nach Vorlage der Geotechnischen Voruntersuchung wurden für die Gebäudegründung und die Baugrubensicherung erste Ideen entwickelt. Unter den aufgehenden Wohngebäuden sollten Hülsenpfähle bis in den in etwa 25 m unter GOF anstehenden Dolomit abgeteuft werden. Die Hülsen sollten eine mögliche negative Mantelreibung ausschalten, die

aus lastunabhängigen Setzungen oder eines seinerzeit großflächig besorgten Erdfalls hätten resultieren können. Für die Baugrubenschließung war umlaufend eine überschnittene Bohrfahlwand angedacht, die bis in den anstehenden Fels einbindet, um eine „Trogbaugrube“ mit Restwasserhaltung zu realisieren. Die nachfolgende Skizze verdeutlicht das zunächst erarbeitete Konzept.

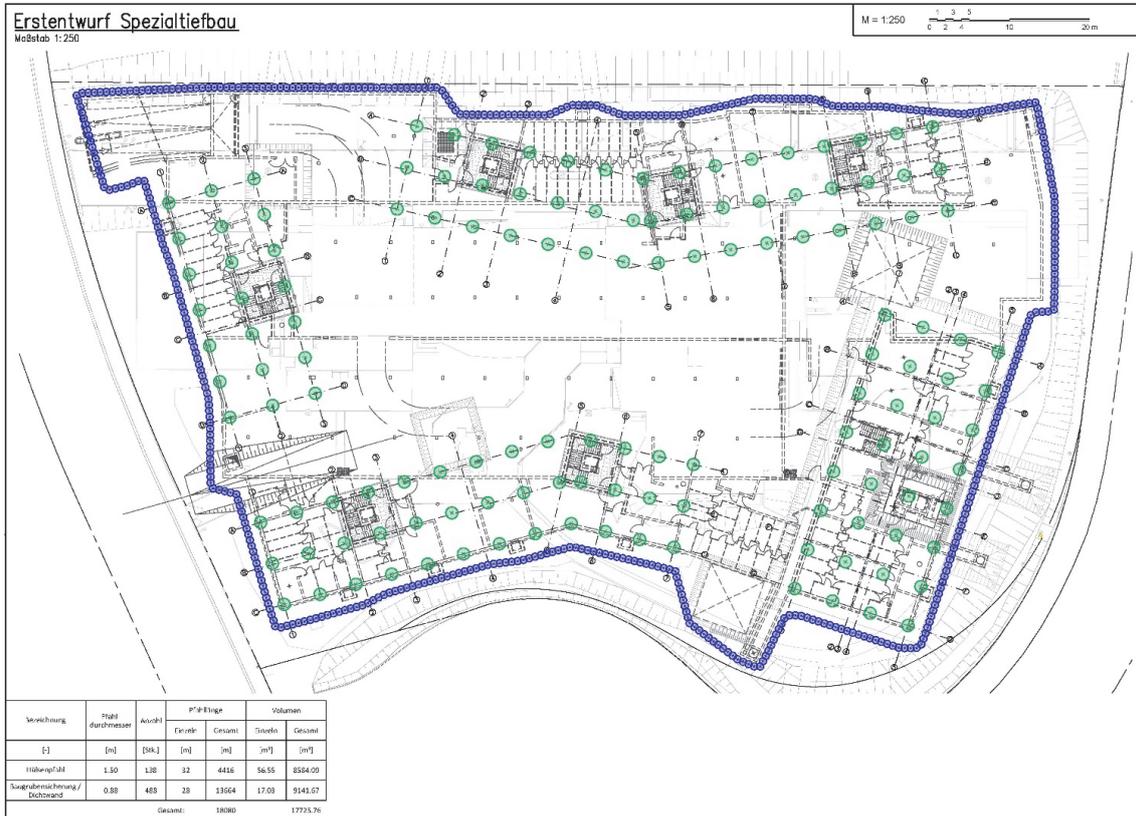


Bild 8 Konzept Spezialtiefbau nach der Geotechnischen Voruntersuchung

Unter Beachtung der Erkundungsergebnisse der geotechnischen Hauptuntersuchung in 2021 und der Bereitschaft der Bauherrschaft die Bauabläufe den geotechnischen Gegebenheiten anzupassen, konnte sowohl für die Bauwerksgründung als auch für die Baugrubensicherung ein optimiertes Konzept ausgearbeitet werden. Diese Planung wird mit den nachfolgenden Kapiteln vorgestellt.

4 Abschließendes umfassendes Baugrundmodell der Hauptuntersuchung

Grundlage der ergänzenden Baugrunderkundung mit tieferreichenden Kernbohrungen, Drucksondierungen und Menard-Seitendruckpressiometrie war eine Sachverständige Begleitung des gesamten Umfeldes im Radius von etwa 1 km. Dabei war auffällig, dass das Gelände im Bereich der karstbedingten Sackungen im Umfeld der Randersacker Straße (vgl. Bild 2), etwa 10 m bis 15 m höher liegt, als das hier zu betrachtende Baufeld. Diese Kenntnis der Oberflächenmorphologie war im Zusammenhang mit den Erkenntnissen der

o. g. direkten und indirekten Erkundungen sowie der geophysikalischen Erkundungsergebnissen der Gravimetrie so zu bewerten, dass im Baufeld die karstresultierenden Saugungen bereits eingetreten waren und jetzt insbesondere die geomechanischen Eigenschaften der Versturzmassen festzulegen waren.

Unterhalb der oberflächennahen, quartären Ablagerungen wurden mit allen Kernbohrungen die **Versturzmassen und Residualtone** bis zu einer Tiefe von etwa 24,3 m im Westen bis 27,6 m im Osten, d. h. etwa in Tiefenlagen zwischen NN +148,58 m und NN +146,66 m, erbohrt.

In die Hohlräume der Gipsauslaugung sind die Deckgebirge des Mittleren Muschelkalks nachgebrochen. Diese Versturzmassen stehen in Wechselwirkung mit den nicht löslichen Resten der Gipsauslaugung als Residualton an. Grundsätzlich muss im Baufeld mit nachgebrochenen und verstellten Gesteinsbänken unbekannter Größe gerechnet werden. Bei den Versturzmassen handelt es sich zumeist um schluffig, tonig, sandigen Kies mit eingelagerten Steinen (...) aus Kalkstein- und Mergelmaterial. Die Residualtone bestehen hingegen aus tonig, sandig, kiesigen Schluffen (...).

In der Konsistenzansprache wurden die schluffig-tonigen Residualtone **bis in Tiefen von etwa 15 m unter GOF** zumeist als **weich bis steif**, z. T. halbfest und **ab Tiefen von etwa 15 m bis etwa 25 m unter GOF** bzw. bis zum Fels als im Wesentlichen **weich, z. T. als breiig** angesprochen. Die Ergebnisse der Drucksondierungen deuten bis etwa 15 m unter GOF im Reibungsverhältnis R_f von Mantelreibung f_s zu Spitzendruck q_c auf **stark bindige** Böden mit einem mittleren Spitzendruck von ca. $q_c = 5 \text{ MN/m}^2$ bis 10 MN/m^2 hin. Darunter wurde ein mittlerer Spitzendruck von $q_c < 5 \text{ MN/m}^2$ bei geringer Mantelreibung festgestellt. Nach den Atterberg- und Kompressionsversuchen sind die o. g. weich-breiiigen Tone in der Tiefenlage von etwa 15 m bis 25 m unter GOF als **weiche bis steife, leicht plastische Tone (TL) bzw. Schluff-Tone (ST)** anzusprechen. Die Ergebnisse der Pressiometrie in Form von Grenzdrücken p_{LM} und deren Verhältniswerten weisen im Wesentlichen **weiche Tone** hin und ließen Ménard-Moduln E_M ableiten.

Einzelne, tatsächlich aufgeweichte, breiige Tonlagen, insbesondere in Tiefenlagen zwischen 23 m und 25 m unter GOF, sind nach den Ergebnissen der Pressiometerversuche lokal eng begrenzte Weichzonen unter **überlagernder steif bis halbfesten, als Gewölbe wirkenden Versturzmassen**. Nach Beurteilung der Gravimetrie sind Hohlräume mit etwa 5 m Durchmesser in Tiefen von 8 m bis in 20 m als Obergrenze mit geringer Wahrscheinlichkeit anzunehmen.

Unterlagert wird die Versturzmasse vom Festgestein des Mittleren und Unteren Muschelkalks. *Die Oberkante der gipsfreien Schichten stellt der Basisdolomit dar, der stratigraphisch noch zur untersten Schicht des Mittleren Muschelkalks zählt.* Der Basisdolomit des Mittleren Muschelkalks wurde in einer Tiefe von etwa 24,3 m (BK 1/21) im Westen bis 27,6 m (BK 4/21) im Osten, d. h. etwa in Tiefenlagen zwischen NN +148,58 m und

NN +146,66 m, erbohrt. Die „überwiegend unverwittert bis schwach verwitterten **Festgesteine**“ wurden in der aktuellen Bohrkernansprache gemäß DIN EN ISO 14689-1 (Fels) als **klüftig bis kompakt** (10 cm bis > 60 cm) sowie dünnplattig (1 cm bis 5 cm) mit **mäßig hoher bis hoher Druckfestigkeit** (25 MPa bis 100 MPa) angesprochen.

5 Optimierte Planung in der Hauptuntersuchung ab 2021

5.1 Baugrube und Wasserhaltung

Auf Grundlage der geotechnischen Hauptuntersuchung und der darin enthaltenen Auswertung von Grundwasserganglinien, war es möglich, das Verbaukonzept von einer überschnittenen Bohrpfahlwand mit Dichtwandfunktion auf eine teilgedichtete Trägerbohlwand umzuplanen. Voraussetzung hierfür war jedoch die Bereitschaft des Bauherrn ab einem bestimmten Grundwasserstand die Baugrube zu fluten und dann temporär eine Bauunterbrechung mit den einhergehenden Folgekosten zu akzeptieren. Zur Bemessung der einfach temporär verankerten Trägerbohlwand waren neben den üblichen Verkehrslasten auch Lasteinwirkungen aus dem benachbarten Straßenbahnbetrieb zu berücksichtigen. In diesen Bereichen erfolgte die Bemessung mit einem Erdruhedruckanteil von 25 %. In den übrigen Bereichen wurde der aktive Erddruck angesetzt.

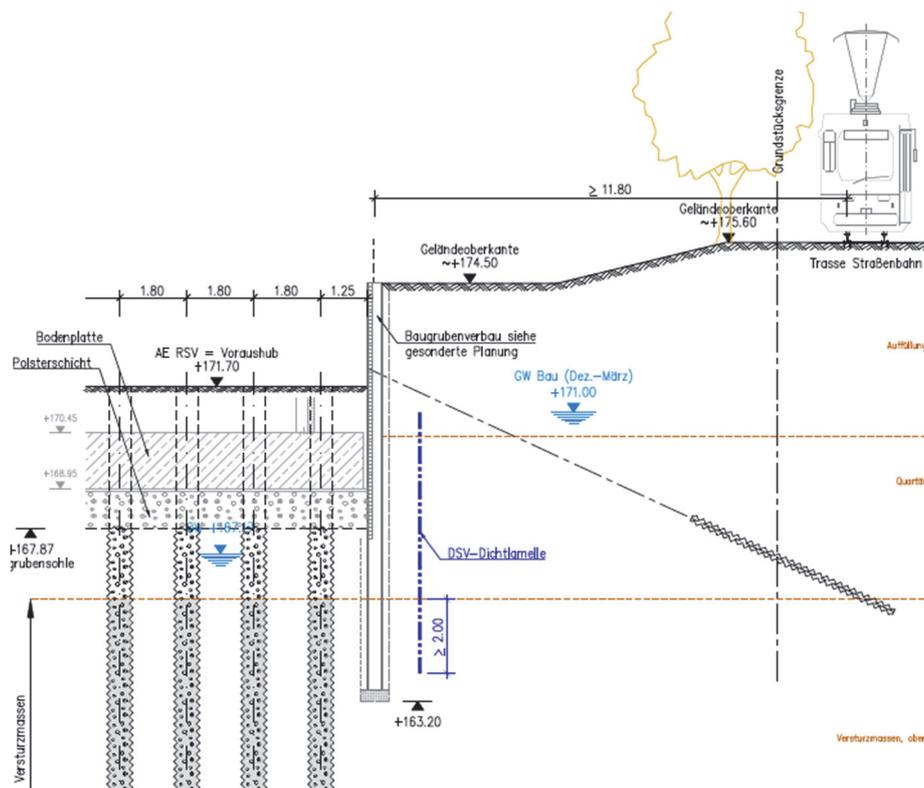


Bild 9 Schnitt Baugrubensicherung

In Abstimmung mit der Bauherrschaft wurde festgelegt, dass der Baubetrieb bis zu einem Grundwasserniveau von NN + 171 m (GW_{Bau} Dez – März) zu gewährleisten ist. Somit war in den Tiefbereichen (Haus 4) der Baugrube eine Grundwasserabsenkung bis 4,50 m zu realisieren. In den überwiegenden Baugrubenbereichen war eine flächige Absenkung von etwa 2,50 m zum mittleren Wasserstand notwendig.

Nach Rücksprache mit den Fachbehörden war eine offene Wasserhaltung und die Einleitung des geförderten Grundwassers in den Main möglich. Damit die offene Wasserhaltung beherrschbar wurde, musste der horizontale Grundwasserzufluss innerhalb der hochdurchlässigen Kiese der Mainterrasse minimiert werden. Dies erfolgte zielgerichtet durch Installation einer Dichtwand im Düsenstrahl-Lamellenverfahren unmittelbar hinter bzw. bei beengten Platzverhältnissen innerhalb der Trägerbohlwand. Hierzu wurde die Oberkante der Dichtwand auf dem Niveau des Bauwasserstandes festgelegt. Die Einbindung der Dichtwand musste mindestens 2,0 m in die geringer durchlässigen Versturzmassen betragen. Bei der Bemessung der Trägerbohlwand wurde der resultierende Wasserdruck im Erdkeil angesetzt und die notwendigen Betrachtungen zum hydraulischen Grundbruch geführt.

5.2 Bauwerksgründung

Bei der optimierten Gründungsplanung war gemäß dem bewerteten Hohlraumrisiko zur Gründung aller Gebäude, also auch des höher belasteten Hochhauses (Haus 4) eine **Ausfallbettung** in der Bodenplattenfläche von $A_{\text{Mitte}} = 5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ sowie in den Rand- und Eckbereichen von $A_{\text{Eck}} = 5 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ in der tragwerkplanerischen Plattenbemessung anzusetzen. Konstruktiv wurde zur gleichmäßigeren Lastabtragung und Minimierung der Auswirkung der Ausfallbettung ein konstruktiver, allseitiger **Plattenüberstand** von 1,5 m bei Haus 4 empfohlen, so dass die „Wanderausfallbettung“ lediglich geringere Mehrbewehrung der Fundamentplatte im niedrigen einstelligen Prozentbereich verursachte. Zur Homogenisierung und Stabilisierung der oberflächennahen für die Tragfähigkeit besonders relevanten Bodenschichten, hier der Mainterrasse, wurde unter Haus 4 die Ausführung eines **aufgeständerten Gründungspolsters** aus einer etwa 1 m dicken **Lastverteilungsschicht** (Tragschicht) mit nach unten wirksamen etwa 15 m langen, in die Versturzmassen einbindenden, vermörtelten **Stabilisierungssäulen** mit unterschiedlicher Rasteranordnung zur Stabilisierungserhöhung ausgeführt. Die Häuser 1 bis 3 wurden analog auf einer 0,50 m dicken Lastverteilungsschicht mit 9 m langen Stabilisierungssäulen gegründet.

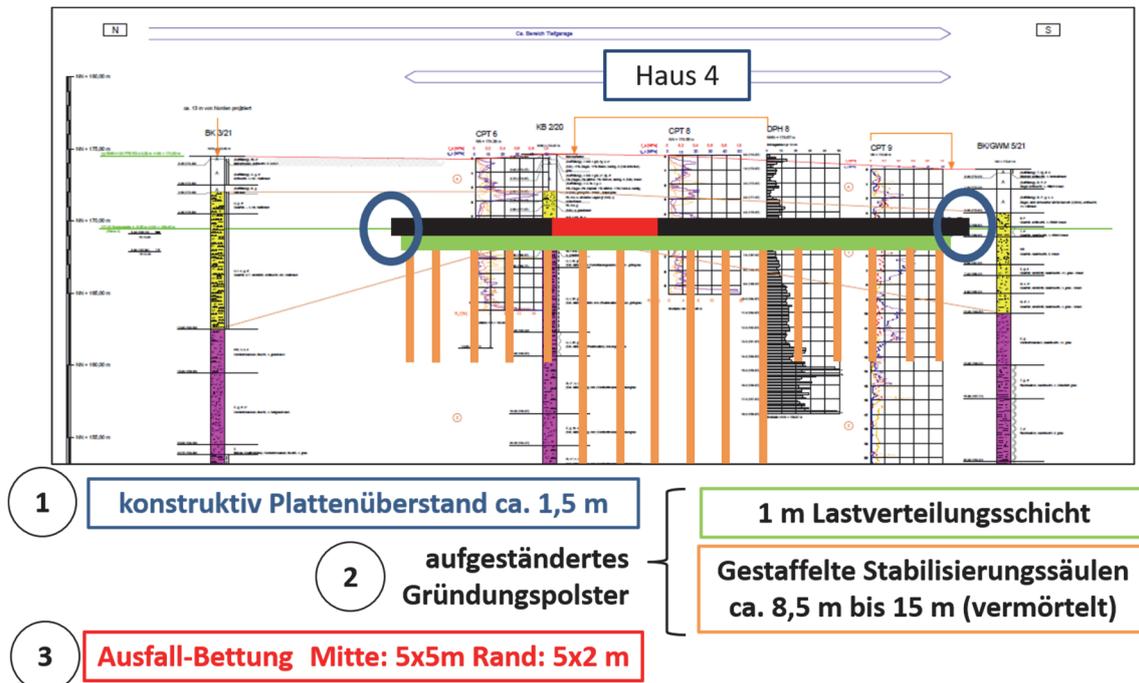


Bild 10 Gründungskonzept mit hier zunächst gestaffelt geplanten Stabilisierungssäulen (Haus 4)

6 FEM Berechnungen zur Baugrundverbesserung, Optimierungsphasen

Es wurden FEM-Berechnungen (PLAXIS 3D) mit dem beschriebenen Baugrundmodell durchgeführt. In der Entwurfsphase wurden neben vergleichenden Setzungsanalysen ohne Baugrundverbesserung mit ca. $s_{max} = 20$ cm, unterschiedliche Variationen mit unterschiedlicher Staffelung der Einbindetiefe und Anordnung (Raster) der Stabilisierungssäulen untersucht. In Bild 10 ist das FEM-Modell mit ausgeführter Anordnung der Stabilisierungssäulen von 15 m Länge dargestellt. Die rechnerischen Setzungen der FEM-Analyse im Rahmen der optimierten Ausführungsplanung sind in Bild 10 für Haus 4 und in Bild 12 für die Tiefgarage und den Häusern 1 bis 3 visualisiert. Die in Bild 11 für Haus 4 ersichtliche gering asymmetrische Setzungsmulde mit $s_{min} = 4,5$ cm bis $s_{max} = 6,9$ cm berücksichtigte den signifikanten Einfluss der Vorbelastung infolge des Bestandshochhauses. In Vorstudien ohne die hier optimierte Säulenordnung war die Asymmetrie der Setzungsmulde wesentlich ausgeprägter. Unter den Häusern 1 bis 3 wurde die dort reduzierte Baugrundverbesserung modelliert. Der Bauablauf mit zuerst Haus 4 im Rohbau und der Reihenfolge Haus 1, Haus 3 und zuletzt Haus 2, der durch die Lastabfolge der „plastischen“ Berechnung mit dem Hardening Soil-Stoffmodell zu berücksichtigen war, ist im dargestellten Endzustand nicht ausgeprägt. Die Ergebnisse der FEM-Berechnungen wurden für die weitere statische Betrachtung durch die Tragwerksplanung in diskretisierte Bettungsmodulverteilungen übertragen.

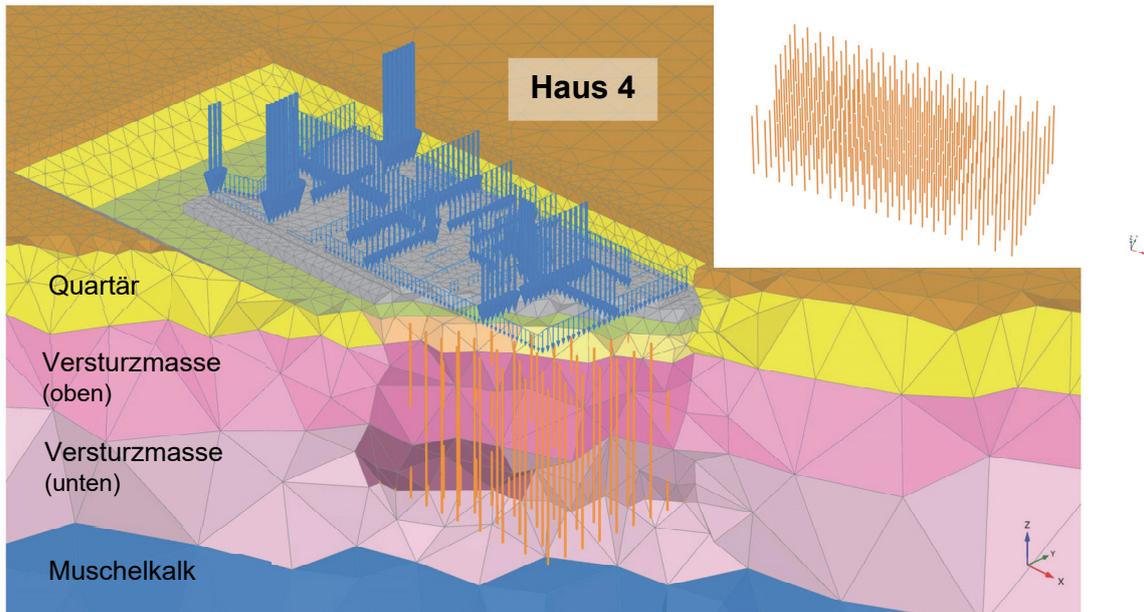


Bild 11 FEM zur Baugrundverbesserung (Optimierte Ausführungsplanung), aufgeschnitten zur Visualisierung, oben rechts Säulenordnung

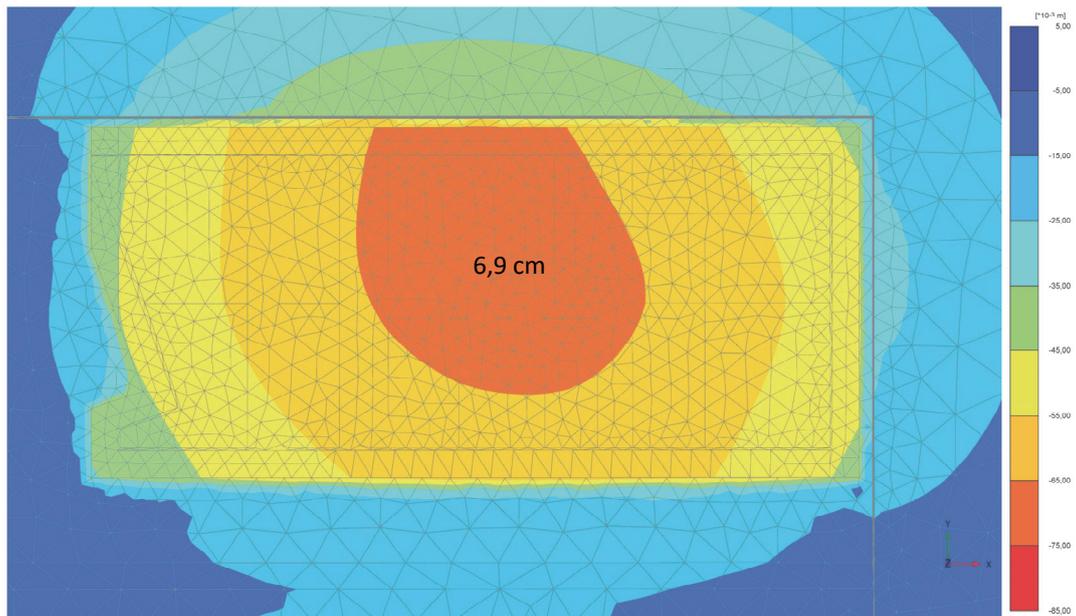


Bild 12 Setzungen mit Baugrundverbesserung Haus 4, Optimierte Ausführungsplanung (G + Q/3)

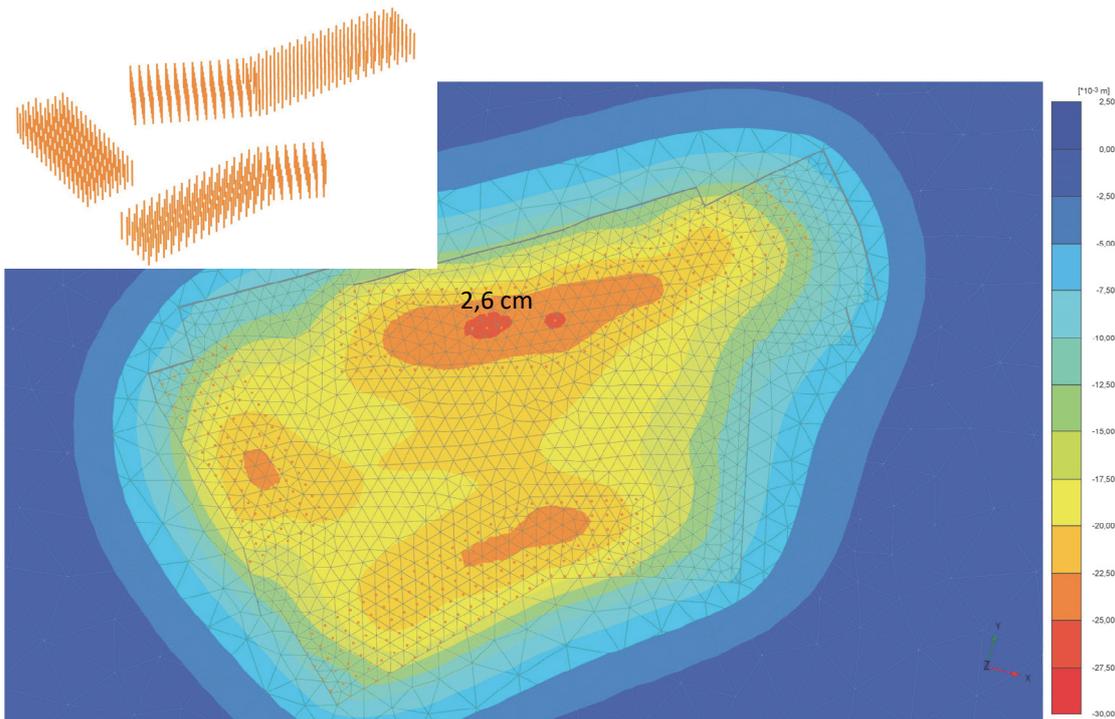


Bild 13 Setzungen mit Baugrundverbesserung Haus 1 – 3 und TG, Optimierte Ausführungsplanung (G + Q/3), links oben Säulenordnung.

7 Bauausführung

7.1 Baugrundverbesserung mit Rüttelstopfverdichtung

Die Bauausführung der Rüttelstopfsäulen erfolgte im Tiefenrüttelverfahren gemäß DIN 14731. Zur Gewährleistung der nach Optimierung nötigen Säulentiefen von 16,0 m unter die Arbeitsebene von Haus 4 sowie der inhomogenen Zusammensetzung der Verstruzmassen wurden zum sicheren Erreichen des Säulenabsetzhorizontes lokal Vorbohrungen eingesetzt. Die geforderte vertikale Abdichtung der Rüttelstopfsäulen erfolgte in Anlehnung an die Allgemeine Bauartgenehmigung Z 34.2-3, in der das Vermörteln von Rüttelstopfsäulen geregelt ist. Es wurde eine Bindemittel-Bentonit-Suspension eingesetzt, die mittels einer Mischpump-Station der Rüttleinheit zugeführt wurde.

Wichtige Randbedingung war, den zeitlichen Ablauf der Hochbautätigkeit auf das zu erwartende Setzungsverhalten abzustimmen. Es ergab sich für den Spezialtiefbau zunächst die Baugrube/Baugrundverbesserung für den Bereich Haus 4 (Hochhaus) fertigzustellen, damit hier die Rohbauarbeiten beginnen konnten. Zur Erfüllung des engen Terminrahmens wurden 2 Rüttleinheiten und 2 Vorbohrgeräte eingesetzt.

7.2 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

Die Verbauträger der herzustellenden Trägerbohlwand wurden im Kelly-Verfahren unter gutachterlicher Betreuung zur Verifizierung des Baugrundmodells eingebracht.

Zur Sicherstellung des Grundwasser-Absenkziels und der Reduzierung der Wassermenge wurde eine Düsenstrahl-Lamellen-Dichtwand als Querschott hergestellt, um die tiefere Baugrube von Haus 4 von der restlichen Baugrube abzutrennen. Für die Grundwasserabsenkung wurden 5 Absenkbrunnen im abgetrennten Bereich Haus 4 und 10 im verbleibenden Baugrubenbereich angeordnet. Vorsorglich wurde eine Grundwasserreinigungsanlage installiert, da im erweiterten Umfeld der Baumaßnahme ein Umweltschaden bekannt war. Insgesamt wurde die Grundwasserabsenkanlage auf einen Durchsatz bis 180 m³/h ausgelegt. In Abstimmung auf den Bauablauf wurde zunächst das Absenkziel in der Teilbaugrube Haus 4 angefahren. Mit Fertigstellung der Fundamentplatte von Haus 4 wurde die Absenkung in der Teilbaugrube Haus 4 auf das jetzt anstehende flächige Absenkziel der restlichen, weniger tiefen Baugrube reduziert.

7.3 Unwägbarkeiten im Bauablauf; spontane Nachhaltigkeitssteigerung

Nachdem die Verbauträger eingebracht, die Dicht-Lamellenwand fertiggestellt und ein Großteil der Rückverankerung ausgeführt war, wurde durch den Auftraggeber festgelegt, die Baugrube im Bereich Haus 1 bis 3 um 0,90 m gegenüber der Planung zu vertiefen, um einen Flächenkollektor zur geothermischen Nutzung einzubauen. Die Vorgabe konnte realisiert werden, weil auch in diesem Punkt eine große Kompromissbereitschaft der Bauherrenschaft gegeben war. Damit die bereits ausgeführte Trägerbohlwand standsicher blieb, musste eine Fußberme verbleiben, die jedoch nur zu einem geringen Flächenverlust am Kollektor führte. Als zweite Maßnahme musste der Bemessungswasserstand auf das Niveau des Sommer-Bau-Grundwassers (GW Bau (Apr-Nov)) reduziert werden. Somit erhöhte sich das Risiko einer vom Grundwasser bedingten Bauunterbrechung. Zudem war die Anordnung von 2 zusätzlichen Absenkbrunnen sowie der flexible Einsatz von Pumpensäumpfen notwendig, um das nun vergrößerte Absenkziel zu erreichen.

Während der folgenden Bauphase realisierte sich tatsächlich das Risiko der Bauunterbrechung eines erhöhten Grundwasserstands infolge des Mainwasserspiegels für insgesamt 3 Wochen. Dies hatte allerdings nur Teilbereiche der Baustelle betroffen. In weiten Teilen konnten die Rohbauarbeiten fortgesetzt werden.

8 Monitoring bis Rohbauende; Setzungsmessungen Haus 4

In Bild 13 sind die Setzungsmessungen an der Fundamentplatte Haus 4 über die Zeit aufgetragen. Die Setzungsmessungen bestätigen bisher die prognostizierte Muldenbildung (s. Bild 11). Da die Konsolidierungsphase noch nicht abgeschlossen ist, werden Endsetzungen in die Größenordnung der Prognose weiterhin erwartet.

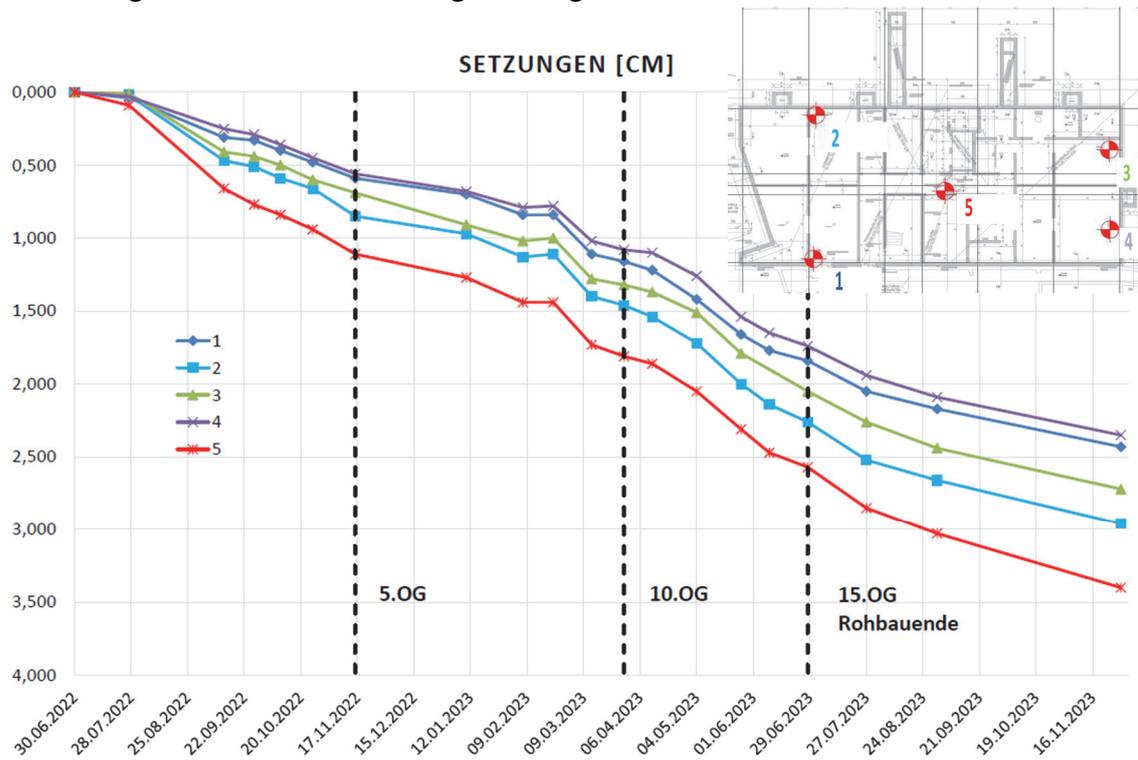


Bild 14 Ergebnis der Setzungsmessungen der installierten Messpunkte an der Fundamentplatte Haus 4

9 Résumé

Insbesondere in anspruchsvollen geologischen Formationen ist eine sachgerechte, in Umfang, Typ und Tiefe angemessene Baugrunderkundung der Hauptuntersuchung entscheidend, um einen standsicheren und wirtschaftlichen Entwurf von Verbau und Gründung in enger Koordination des Geotechnischen Sachverständigen, der Tragwerksplanung und dem Bauherrn zu ermöglichen.

Neben einer umfassenden Ortbesichtigung ist die Anordnung von direkten Aufschlüssen in Form maschineller Kernbohrungen entscheidend. Die Schlüsselbohrungen sind dann durch indirekte Erkundungsverfahren und durch die geschickte Anwendung ausgewählter Geophysikalischer Methoden zu ergänzen und umfassend zu beurteilen. Gerade die Entwicklungen in den Geophysikalischen Erkundungen lassen einen erweiterten Einblick in

den Baugrund und die rechnerischen Eigenschaften des Untergrundes zu, sofern die Korrelation zur Schlüsselbohrung gelingt. Die rechtzeitige vertrauensvolle Einbindung eines kompetenten Partners des Spezialtiefbaus ermöglicht dann die technische Optimierung so weit, dass selbst erhebliche Baugrubenvertiefungen, hier zur geothermischen Nutzung, während der Ausführungsphase sicher und kostengünstig pariert werden konnten.

Durch die Optimierungen im Rahmen der Hauptuntersuchung und der Ausführung konnte alleine durch die Einsparung an Pfahlbeton und Pfahlbewehrung eine Reduktion von 1.350 Tonnen CO₂-Äquivalent erzielt werden.

Das Projekt Lichtblick wird so zum Erfolg, an deren Basis ein Bauherr steht, der den Beteiligten vertraute und mit seinen kompetenten Architekten diese stets unterstützte. Ebenso beigetragen haben Behörden, die ihre Pflichten erfüllten ohne das Ziel, termingerecht nachhaltige Wohngebäude zu errichten, aus den Augen zu verlieren.

Literatur

Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau (2007)

Hinweise zur Anwendung geotechnischer und geophysikalischer Messverfahren im Straßenbau, H GeoMess, FGSV 556, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln (2007, Neuauflage in Bearbeitung)

Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU), Augsburg (2024)

UmweltAtlas Bayern Geologie, Standortauskunft Geogefahren [online]
<https://www.lfu.bayern.de/geologie/geogefahren/index.htm> [abgerufen am 31.01.2024]

Fernwärme-Elbtunnel Hamburg

Dipl.-Ing. Sebastian Böhm

Implenia Spezialtiefbau GmbH, Division Civil Engineering, Geschäftsstelle Frankfurt/Main

1 Projektübersicht / Veranlassung

Die Fernwärmeerzeugung in Hamburg wird sich in den kommenden Jahren grundlegend verändern. Zentrale Kraftwerke nördlich der Elbe werden stillgelegt und durch ein effizientes und dezentrales Fernwärmenetzwerk ersetzt. Der Betreiber, die Hamburger Energiewerke, wird dann weit weniger Kohlenstoffdioxid (CO₂) ausstoßen. Mit der Abschaltung will Hamburg künftig bis zu 360.000 Tonnen CO₂ pro Jahr einsparen.

Klimaneutrale Abwärme entsteht aus diversen Wärmequellen unter anderem in einer Müllverwertungsanlage, der Abwasserwärmepumpe eines Klärwerks sowie anderen energieintensiven Industriebetrieben südlich der Elbe. Die Wärme wird in einem Speicherkreislauf zusammengeführt und auf das erforderliche Temperaturniveau gebracht. Um die Verbraucher nördlich der Elbe zu erreichen, bedarf es einer neuen Fernwärmetrasse. Diese wurde in 3 Lose aufgeteilt. Das „Landlos“ 1 südlich der Elbe, das Los T Tunnel Elbquerung und das „Landlos“ 3 nördlich der Elbe.



Bild 1 Projektübersicht Los 2

Die Trasse der Fernwärmesystemanbindung (FWS) West für das Los T beginnt am geplanten Startschacht im Bereich des Jachtweges in Hamburg-Waltershof südlich der Elbe. Der geplante Tunnel unterquert in der Elbmarsch in nordnordwestlicher Richtung zunächst den Köhlfleethafen mit einem Schiffsanleger, das Seemannshöft und unterfährt dann die Elbe bis zu einem im Hindenburgpark am Elbhang gelegenen Zielschacht in Hamburg-Othmarschen.

Der Beitrag beschäftigt sich vorrangig mit den herausfordernden Leistungen des Spezialtiefbaus in anspruchsvollem Baugrund.

2 Bauaufgabe

Die Leistungen des Spezialtiefbaus umfassen die Herstellung des südlichen Start- und des nördlichen Zielschachtes in Schlitzwandbauweise inkl. zweier vorgelagerter Dichtblöcke als Aus- bzw. Einfahrhilfe für die TBM sowie die Ausführung der Auftriebsicherung für die Unterwasserbetonsohlen in beiden Schächten mittels GEWIs.

Zwischen den beiden Schächten wird mit einer Tunnelvortriebsmaschine ein 1,16 km langer Tunnel mit einem Durchmesser von 4,57 m aufgeföhren. In den beiden Schächten entstehen Zugänge und Einrichtungen für den späteren Betrieb. Die Installationen der Technischen Gebäudeausrüstung und die Fernwärmeleitung mit Vor- und Rücklauf sind ebenfalls Auftragsbestandteil.

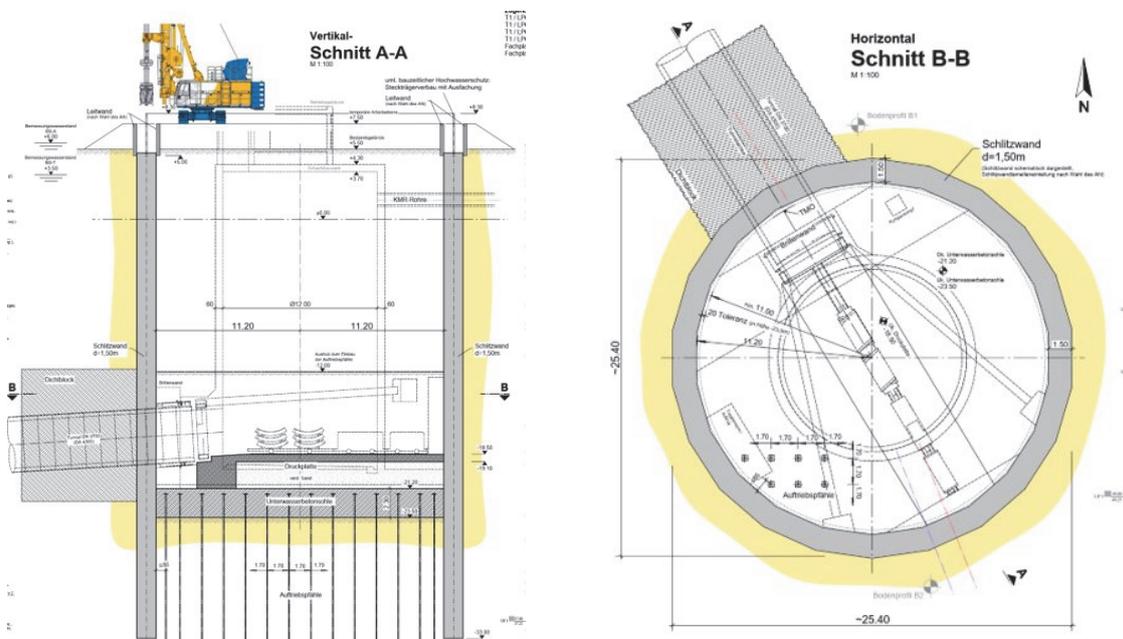


Bild 2 Darstellung der Schächte in Vertikal- und Horizontalschnitten

3 Geologie

Das Projektgebiet liegt zum Großteil in der Elbmarsch (im Süden im Bereich des Startschachtes bis hin zum nördlichen Elbufer), die oberflächennah vor allem durch die jungpleistozänen Schmelzwasserablagerungen der jüngsten Eiszeit (Weichselvereisung), die Ablagerungen der Nacheiszeit (Holozän) und den Einfluss des Menschen (u. a. Aufspülungen, Deichbau, Elbfahrwasservertiefung) geprägt wurde.

Der Baugrund unterhalb der holozänen und weichselzeitlichen Sedimente wird durch unterschiedliche altpleistozäne (elsterzeitliche) Ablagerungen aufgebaut. Die mittelpleistozänen (saalezeitlichen) Ablagerungen, die in den Geestflächen randlich des Elbtals anstehen, sind im Bereich des Elbtals erosionsbedingt nicht mehr vorhanden.

Am nördlichen Elbufer schließt die Geest mit dem steil abfallenden Elbhang bestehend aus mittelpleistozänen (saalezeitlichen) und altpleistozänen (elsterzeitlichen) Moränen, die von neogenen (miozänen) Ablagerungen unterlagert werden.

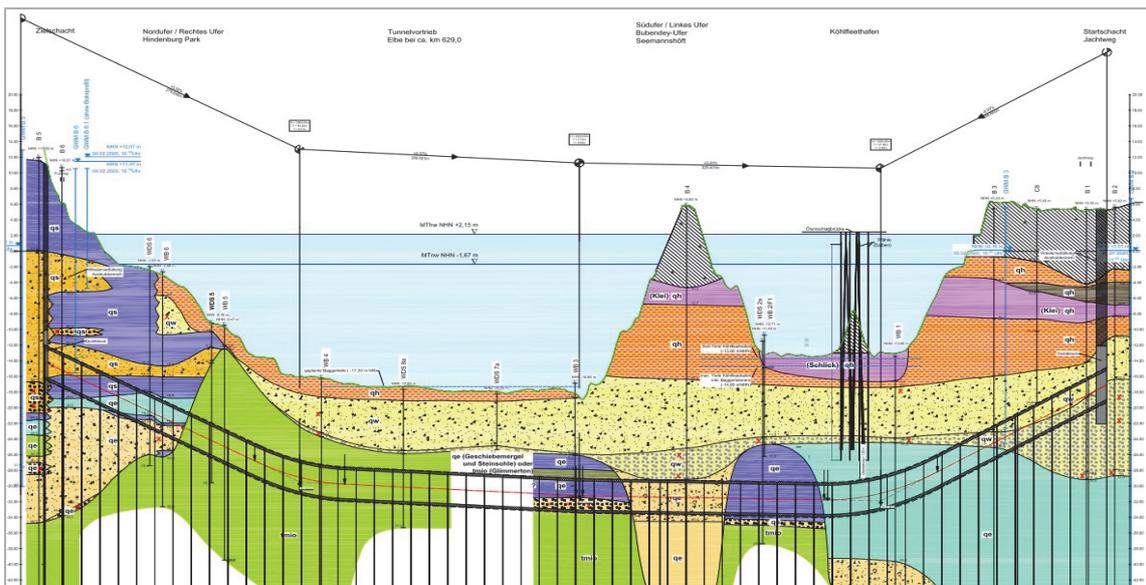


Bild 3 Geologischer Längsschnitt

Im Bereich des Zielschachtes wurde im Zuge der Schlitzwandherstellung knapp oberhalb der herzustellenden Unterwasserbetonsohle eine Blocklage festgestellt, die wesentlichen Einfluss auf die Herstellung der Schlitzwände, der GEWI-Auftriebssicherung, den Aushub und sehr wahrscheinlich auch auf den Tunnelvortrieb hat.

Detaillierte Ausführungen dazu finden sich in den jeweiligen Abschnitten.

4 Dichtblöcke

Für die reibungslose, sichere sowie richtungs- und lagegenaue Ausfahrt der TBM aus dem Startschacht ins Gebirge und in den Zielschacht hinein sind an den jeweiligen Stirnwänden der Schächte Dichtblöcke herzustellen. Diese wurden im Einphasen-Schlitzwand-Verfahren hergestellt. Andere Bauverfahren, zum Beispiel ein im Düsenstrahlverfahren hergestellter Dichtblock, wurden unter anderem aufgrund der inhomogenen Baugrundverhältnisse nicht weiter in Betracht gezogen.

Infolge der erforderlichen Herstellung des Dichtblocks im Pilgerschrittverfahren und baubetrieblicher Randbedingungen war es erforderlich, bereits hergestellte Primärlamellen im Zuge der Ausführung der Sekundärlamellen mit dem schweren Schlitzwandbagger zu überfahren. Unter anderem deshalb waren insbesondere hohe Frühfestigkeiten für die Dichtblöcke einzuhalten. Ausgeschrieben waren Endfestigkeiten von 3–10 MPa. Für die richtungstreue Ausführung der Sekundärlamellen, die mit einem Überschritt zu den Primärlamellen hergestellt werden mussten, waren hingegen möglichst geringe Festigkeiten dienlich. Mit einer Festigkeit von knapp unter statisch nachgewiesenen Endfestigkeit von 3 MPa konnten schließlich zwei homogene Dichtblöcke hergestellt werden.

Um möglichen Abweichungen der Schlitzwandwerkzeuge infolge system-, baugrund- oder baubetrieblicher Einflüsse entgegenwirken zu können, wurden steuerbare Schlitzwandwerkzeuge eingesetzt und ein neu entwickelter Hobel, um Korrekturen des hergestellten Aushubprofils vornehmen zu können. Undichtigkeiten infolge kleinerer Fehlstellen wurden mit geringem Aufwand mittels drei „Pflasterlamellen“ als Einzelstiche sicher ausgeschlossen.



Bild 4 Schlitzwandhobel

Eine besondere Herausforderung bei der Ausführung der Schlitzwandarbeiten waren die äußerst beengten Platzverhältnisse. Neben den aufgrund der örtlichen Gegebenheiten kleinen Baufeldern den zuvor beschriebenen Zwängen aus der Herstellreihenfolge konnten sich die schweren Schlitzwandgeräte in den Baufeldern angesichts lastfrei zu haltender Bereiche, zum Beispiel wegen einer setzungsempfindlichen Gasleitung und naheliegender Böschungen, nicht frei bewegen. Andienwege, Baustraßen und Arbeitsbereiche wurden daher in Teilbereichen mit bewehrten Betonplatten zur Lastverteilung versehen.



Bild 5 Lastverteilende Betonplatten BE-Fläche Süd

Der nördliche Zielschacht an der Elbchaussee im Hindenburgpark musste aufgrund der Topografie (Elbhänge) in einem Hangeinschnitt von einem großflächigen Plateau aus hergestellt werden. Im Bereich des Dichtblocks musste die Böschung der Aufschüttung durch besondere erdbauliche Maßnahmen ertüchtigt werden, um insbesondere den hydrostatischen Druck der Stützflüssigkeit, aber auch die hohen Verkehrslasten, aufnehmen zu können.

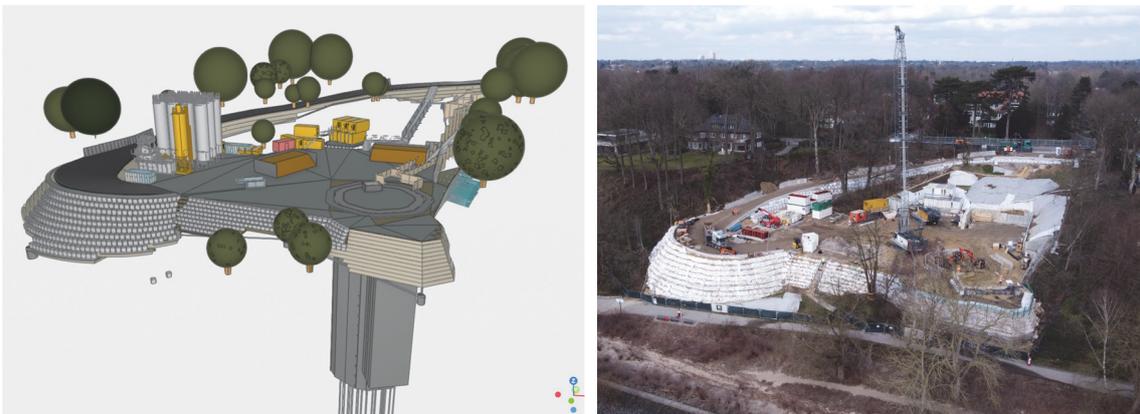


Bild 6 Arbeitsplateau nördlicher Zielschacht mit Böschungssicherung

5 Schlitzwände

Start- und Zielschacht werden von Geländeoberkante aus bis in die Lauenburger Schichten mit annähernd kreisförmig angeordneten Schlitzwandlamellen $d=1,50$ m gesichert.

Die maßgebenden Abmessungen sind:

- Außendurchmesser Startschacht 25,4 m
- Schlitztiefe Startschacht ca. 38,0 m
- Außendurchmesser Zielschacht 17,6 m
- Schlitztiefe Zielschacht ca. 45,0 m

Die Einhaltung eines Fußversatzes von max. 1 % der Schlitztiefe war insbesondere für die Herstellung eines tragfähigen Druckrings innerhalb des Schlitzwandquerschnitts maßgebend. Mit dieser maximalen Abweichung war auch ein ausreichender Überschnitt der Lamellen gegeben, um die Dichtigkeit des Schachtes sicherzustellen. Im Bereich des Tunnelvortriebs (stirnseitige Brillenwand) musste darüber hinaus auch ein Überschnitt zwischen Schlitzwandring und den vorab hergestellten Dichtblöcken sichergestellt werden.

Bei beiden Schächten konnten die Stirnlamellen mit Überschnitt zu den Dichtblöcken zunächst nicht innerhalb der erforderlichen Toleranz hergestellt werden. Eine Ursache dafür liegt vermutlich in den unterschiedlichen Festigkeiten der Dichtblöcke im Vergleich zum gewachsenen Boden. Auch das Gegensteuern mit dem Hydraulikgreifer konnte nicht verhindern, dass einige Stiche soweit verlaufen sind und auch mit dem Schlitzwandhobel nicht korrigiert werden konnten, dass insbesondere der statisch erforderliche Druckring innerhalb der Verbauwand nicht mehr nachzuweisen war.

Die verlaufenen Lamellen wurden daher zunächst mit Kies-Sand verfüllt. Um dem Schlitzwandgreifer eine Führung in der Soll-Lage zu geben, wurden beim nördlichen Zielschacht anschließend zunächst kleinkalibrige Bohrungen im Randbereich der Lamellen - im Überschnittbereich zum Dichtblock - niedergebracht. Diese Maßnahme konnte mit geringen Auswirkungen auf Bauzeit und Baukosten abgewickelt werden, da die erforderlichen Geräte sofort verfügbar und ohne Transportgenehmigungen angeliefert werden konnten.

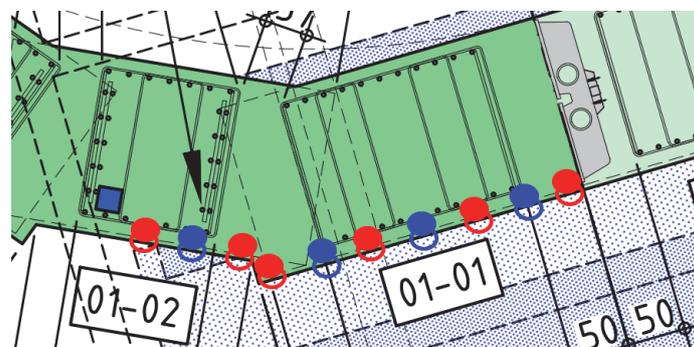


Bild 7 Lageskizze Perforationsbohrungen

Leider haben die Perforationsbohrungen trotz richtungstreuer (vertikaler) Herstellung nicht den gewünschten Erfolg gebracht. Die Abweichungen des erneut hergestellten Schlitzes waren zwar geringer als zuvor, lagen aber weiterhin außerhalb der zulässigen Toleranz.

Nach Abstimmungen mit den Fachgutachtern und Vertretern des Auftraggebers wurde daher entschieden, zusätzliche großkalibrige Räumungsbohrungen niederzubringen. Aus zeit- und ausführungstechnischen Gründen wurden die Großbohrungen (Durchmesser 1,5 m) mit einer Verrohrungsmaschine und dem auf der Baustelle vorhandenen Seilbagger ausgeführt. Die 5 m langen Rohre DN 1500 wurden mithilfe des Seilbaggers und der Verrohrungsmaschine in den Boden vorgetrieben, während ein Kugelgreifer sukzessive in der mit einer Stützflüssigkeit (modifizierte Bentonit-Suspension aus der Schlitzwandherstellung) gefüllten Verrohrung den Boden aushob.

Es wurden drei überschnittene Räumungsbohrungen ausgeführt. Diese wurden innerhalb der vorhandenen Leitwand angesetzt und planmäßig mit 1,5 % nach außen geneigt ausgeführt, um mögliche Hindernisse beseitigen (überbohren) zu können.

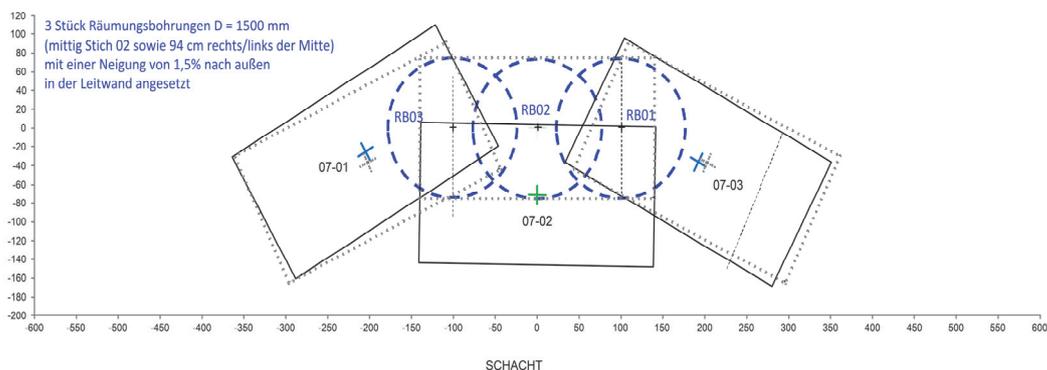


Bild 8 Lageskizze der Räumungsbohrungen (unmaßstäblich)

Nach der Herstellung und Wiederverfüllung der großkalibrigen Bohrungen konnte die Schlitzwand schließlich innerhalb der erforderlichen Toleranzen hergestellt werden.

Im Zuge der Herstellung der Bohrungen und der letztlich lagegenauen Herstellung der Schlitzwand wurden große Steine und Blöcke angetroffen, die möglicherweise mitursächlich für das Verlaufen des Greifers vor Ausführung der Räumungsbohrungen waren. Im späteren Aushub des Schachtes konnten die Hindernisse dann als nahezu flächig vorhandene Blocklage knapp oberhalb der Aushubsohle identifiziert werden.

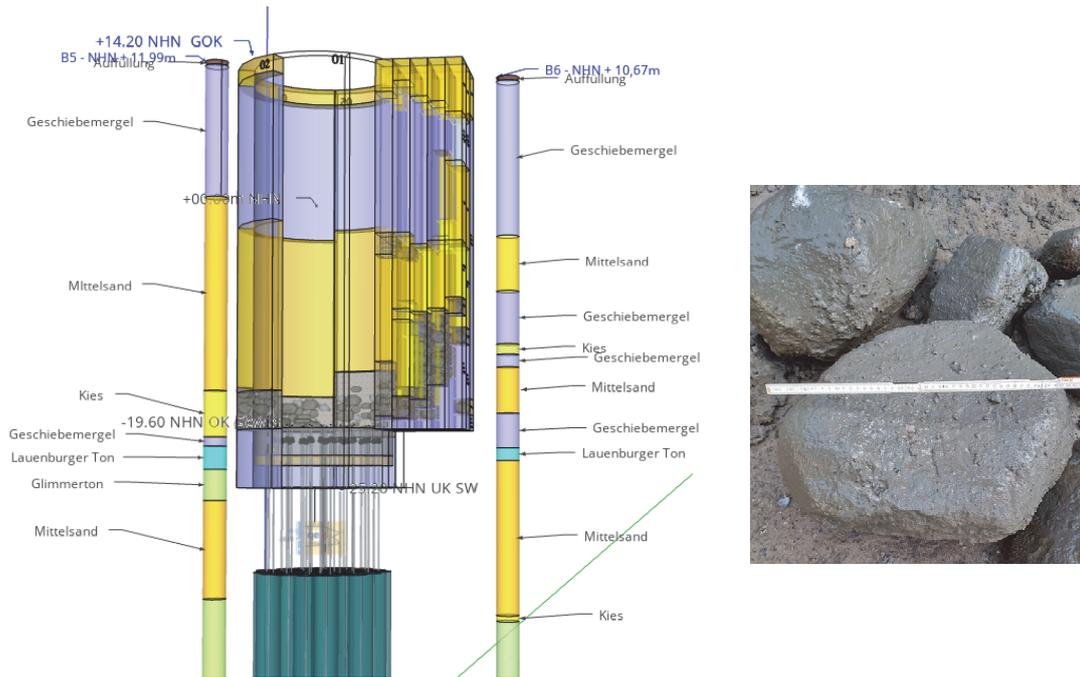


Bild 9 Im Zuge des späteren Aushubs festgestellte Blocklage im Zielschacht

Als Folge der Hindernisbeseitigung bildete sich zur Innenseite des Schachtes ein nicht unerhebliches Überprofil im Aushub der Lamelle aus. Durch speziell angefertigte und nachträglich an den Bewehrungskörben montierte Klappeisen musste der Bewehrungskorb daher in der korrekten Lage innerhalb des Druckrings platziert werden.

Während des Korbeinbaus und der Betonage wurde die Lage kontinuierlich mit Inklinometern überwacht. So konnte sichergestellt werden, dass die Schachtwand (Schlitzwand) inklusive des statisch erforderlichen Druckrings letztlich entsprechend der freigegebenen Ausführungsplanung hergestellt werden konnte.

Der Überbeton im Schachtinneren muss später im Zuge des Aushubs entfernt werden, um das benötigte Lichtraumprofil für die Schachteinbauten zu erzeugen.

6 Auftriebssicherung

Als bauzeitliche Auftriebssicherung der Unterwasserbetonsohle sind Mikropfähle unter Wasser- oder Bodenauflast herzustellen.

Von Unterkante der Schachtsohle beträgt die Bohrlänge circa 40 m, so dass von OK Gelände eine Bohrtiefe von rund 70 m zu realisieren ist. Die Herstellung der Auftriebssicherung von der Schachtoberkante (GOK) aus wurde gewählt, um die aufwendigere Herstellung von einem Ponton aus oder unter noch beengteren Platzverhältnissen von einem Voraushubniveau innerhalb des Schachtes zu umgehen.

Tiefe aufgrund der einzuhaltenden Pausenzeiten aufwendig und darüber hinaus auch gefährlich ist, insbesondere die manuelle Bergung von großen Steinen und Blöcken.

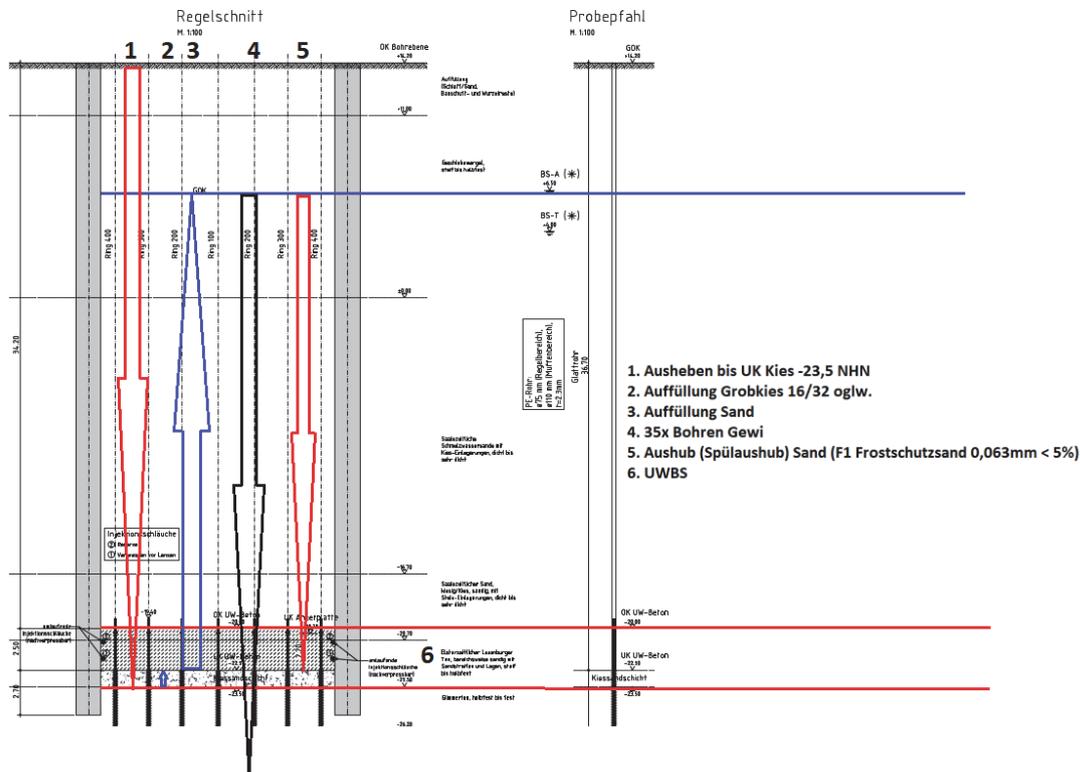


Bild 11 Angepasstes Konzept Zielschacht

Der Primäraushub inkl. großer Steine und Blöcke konnte problemlos und ohne Taucherhilfe in der avisierten Zeit durchgeführt werden. Anschließend wurde der Schacht mit Kies-Sand wieder bis GOK aufgefüllt, der nach dem Sekundäraushub wieder in den Wirtschaftskreislauf zurückgeführt wird.

Ziel ist es, die Auftriebssicherung im Frühjahr 2024 in dem klassifizierten Verfüllmaterial innerhalb der erforderlichen Herstelltoleranzen herzustellen. Danach wird dann in einem zweiten Aushubschritt (Sekundäraushub als Spülaushub) auch das Verfüllmaterial wieder ausgehoben und die Unterwasserbetonsole planmäßig eingebaut.

Kosten und Bauzeit für die ursprünglich nicht geplanten Arbeitsschritte der Wiederverfüllung und des Sekundäraushubs sind nach gemeinsamer Einschätzung aller Beteiligten weitaus geringer als die prognostizierten Aufwendungen für das Durchörteren der Blocklage mit den GEWI-Bohrungen und den aufwendigen und riskanten Aushub des Glimmertons und der Blöcke mit Taucherhilfe zwischen den GEWIs im Bereich der Unterwasserbetonsole.

7 Tunnelvortrieb

Der Tunnel zwischen südlichem Startschacht und nördlichem Zielschacht unter der Elbe, in dem später die neue Fernwärmeleitung verlegt wird, wird mit einer Schildmaschine mit erddruckgestützter Ortsbrust (EPB) aufgeföhren. Die Tunnelröhre wird mit einem Außendurchmesser von 4,57 m und einschaligem Stahlbetontübbingausbau aus 30 cm dicken Stahlbetontübbings mit fünf Betonringsegmenten plus einen Schlussstein hergestellt.

Der Tunnelquerschnitt kommt sowohl in Schmelzwasserkiesen und -sandem, Lauenburger Schichten, Geschiebemergel sowie Glimmertem zu liegen.

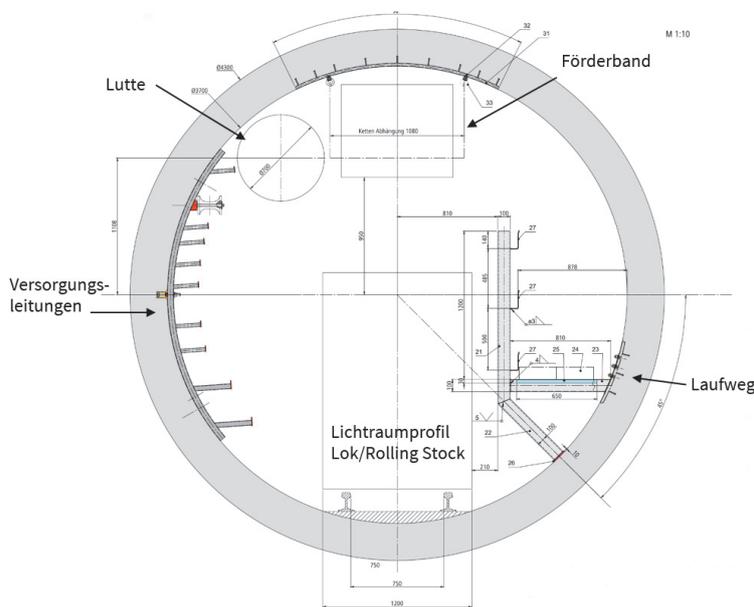


Bild 12 Regelquerschnitt

Ein besonders sensibler Vortriebsbereich ist neben den Ein- und Ausfahrten und dem generell anspruchsvollen Vortrieb unter der Elbe die Unterquerung einer Ölumschlagbrücke nach 160 Vortriebsmetern.

Aus den Erkenntnissen der bisher ausgeführten Bautätigkeiten ist außerdem zu vermuten, dass sich die innerhalb des Zielschachtes vorgefundene Blocklage ggf. in südöstliche Richtung, also in Richtung der Centerlinie des Vortriebs fortsetzt. Weitergehende Erkundungsmaßnahmen sind aufgrund der nahen Lage des Zielschachtes zur Elbe schwierig umzusetzen, so dass im Einfahrtsbereich hoher Wert auf das TBM-Management zu legen ist. Im Bereich der zu erwartenden Blöcke sind daher unter anderem die Überwachung und Pflege des Hauptantriebs und des Hauptlagers der TBM von großer Wichtigkeit.

8 Fazit & Ausblick

Aufgrund der sehr guten Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten konnten alle bisherigen planmäßigen und unplanmäßigen Herausforderungen gemeistert werden. Derzeit arbeiten Auftraggeber und Auftragnehmer unter Mithilfe der Fachgutachter an Konzepten, die pünktliche Fertigstellung der neuen Fernwärmetrasse ermöglichen.

Literatur

IGB Ingenieurgesellschaft mbH (2023)

Zielschacht Hamburg-Othmarschen, Erschwernisse im Baugrund, Ergebnisdarstellung
Bodenansprüche, Räumungsbohrung RB02 Dichtwand

Grundbauingenieure Steinfeld & Partner Beratende Ingenieure mbH

BV Fernwärmesystemanbindung West (FWS-West) Los T: Elbedüker mit dem Start-
schacht im Jachtweg, Geotechnisches und hydrogeologisches Gutachten

Hamburger Energiewerke GmbH

Fernwärme-Systemanbindung West (FWS-West) Leistungsbeschreibung Los T1 (Tunnel)
<https://waerme.hamburg/fernwaermesystem/energiepark-hafen>
[abgerufen am 31.01.2024]

Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt

Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten.
Dr.-Ing. Heinrich Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau.
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens.
Dr.-Ing. Karl-Heinz Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dipl.-Ing. Ekkehart Schultz, Dipl.-Ing. Dieter Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme.
Dr.-Ing. Klaus Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsapparatur.
Dr.-Ing. Dietrich Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970.
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Dr.-Ing. Heinz Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Robert Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
Dipl.-Ing. Gerd Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand.
Dipl.-Ing. Wolfhard Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode.
Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons.
Dr.-Ing. Peter Amann, Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1975

- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche.
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche.
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand.
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977

Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Darmstadt, 1978
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit.
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten - Eine vergleichende Studie.
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs- Verformungsverhalten der Böden.
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet.
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981

Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der TH Darmstadt

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke

- Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 70. Geburtstag von o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth
Darmstadt, 1983
- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung.
Dr.-Ing. Heinz Günther Schmidt, Januar 1986

Sonderheft:
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13.3.1986 in Darmstadt.
Darmstadt, 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung.
Dr.-Ing. Hans Georg Hartmann, April 1986
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge.
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum, April 1987
- Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung.
Dr.-Ing. Eberhard Klüber, März 1988
- Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes.
Dr.-Ing. Hermann Mader, Februar 1988

- Nr. 30 Coulombsches Extremalprinzip und Schranken des Erddrucks.
Prof. Dr.-Ing. Thomas Dietrich und Dr.-Ing. Ulvi Arslan, Juni 1989
- Nr. 31 Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung.
Dr.-Ing. Gerhard Muth, Juli 1989

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- Nr. 32 Festvorträge zum Festkolloquium am 1. Oktober 1993 anlässlich des 80. Geburtstages von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth.
Darmstadt, November 1994
- Nr. 33 Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14.7.1994.
Darmstadt, Dezember 1994
- Nr. 34 Vorträge zum 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30.3.1995.
Darmstadt, Dezember 1995
- Nr. 35 Vorträge zum 3. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21.3.1996.
Darmstadt, März 1996
- Nr. 36 Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Dezember 1996
- Nr. 37 Vorträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13.3.1997.
Darmstadt, März 1997
- Nr. 38 Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 21. November 1997.
Darmstadt, November 1997
- Nr. 39 Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19.3.1998.
Darmstadt, März 1998
- Nr. 40 Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren.
Dr.-Ing. Lorenz Edelmann, August 1998
- Nr. 41 Flachglas-Elemente als dauerhafte Schadstoffsperrbarriere in Deponiebasisabdichtungen - Integrierte-Glas-Sandwich-Dichtung (IGSD) -
Dr.-Ing. Heinrich Weiler, November 1998
- Nr. 42 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels.
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, November 1998
- Nr. 43 Vorträge zum 1. Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 14. Januar 1999
an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Januar 1999
- Nr. 44 Vorträge zum 6. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 11. März 1999.
Darmstadt, März 1999
- Nr. 45 Einfluß der Kapillarität auf die Mehrphasenströmung bei der Sanierung von Mineralölschadensfällen im Boden.
Dr.-Ing. Matthias Vogler, März 1999

- Nr. 46 Vorträge zum 2. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 15. Oktober 1999 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 1999
- Nr. 47 Vorträge zum Darmstädter Fortbildungsseminar Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Darmstadt, Dezember 1999
- Nr. 48 Untersuchungen zur Viskoplastizität und Festigkeit von Steinsalz.
Dr.-Ing. Conrad Boley, Dezember 1999
- Nr. 49 Experimentelle und theoretische Untersuchung der Stabilisierungsmöglichkeiten und des Verhaltens von tropischen Lateritböden.
Dr.-Ing. Girma Boled-Mekasha, Dezember 1999
- Nr. 50 Vorträge zum 2. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 17. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 51 Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 52 Beiträge anlässlich des 50. Geburtstages von Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach.
Darmstadt, Mai 2000
- Nr. 53 In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Oliver Reul, Juli 2000
- Nr. 54 Vorträge zum 3. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 20. Oktober 2000 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2000
- Nr. 55 Vorträge zum 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2001.
Darmstadt, März 2001
- Nr. 56 Vorträge zum 4. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 28. September 2001 in Berlin.
Darmstadt, September 2001
- Nr. 57 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität.
Dr.-Ing. Stefan A. Heineke, Dezember 2001
- Nr. 58 Vorträge zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 14. März 2002.
Darmstadt, März 2002
- Nr. 59 Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion.
Dr.-Ing. Christian Moormann, Juli 2002
- Nr. 60 Energiepfahlanlagen mit Saisonalem Thermospeicher.
Dr.-Ing. Annette Ennigkeit, September 2002
- Nr. 61 Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2002
- Nr. 62 Vorträge zum 3. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 30. Oktober 2002.
Darmstadt, Oktober 2002

- Nr. 63 Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen (KPP) unter Verwendung geotechnischer Messungen.
Dr.-Ing. Bernd Lutz, Dezember 2002
- Nr. 64 Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2003
- Nr. 65 Festschrift zum 90. Geburtstag von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth am 29. Juni 2003.
Darmstadt, Juni 2003
- Nr. 66 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung.
Dr.-Ing. Gerd Festag, September 2003
- Nr. 67 Vorträge zum 6. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 30. Oktober 2003 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2003
- Nr. 68 Vorträge zum 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2004.
Darmstadt, März 2004
- Nr. 69 Vorträge zum 7. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 28. Oktober 2004 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2004
- Nr. 70 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ort betonpfählen mit variabler Bodenverdrängung.
Dr.-Ing. Alexander Schmitt, Dezember 2004
- Nr. 71 Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2005.
Darmstadt, März 2005
- Nr. 72 Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen.
Dr.-Ing. Jens Turek, März 2006
- Nr. 73 Vorträge zum 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2006.
Darmstadt, März 2006
- Nr. 74 Vorträge zum 8. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 6. Oktober 2006 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2006
- Nr. 75 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Baugrund-Fahrweg-Interaktion von Bahnstrecken auf gering tragfähigem Baugrund.
Dr.-Ing. Marc Ittershagen, März 2006
- Nr. 76 Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2007.
Darmstadt, März 2007
- Nr. 77 Nonlinear response of laterally loaded piles in soft Bangkok clay.
Dr.-Ing. Sathaporn Pokpong, August 2007
- Nr. 78 Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Christian Gutberlet, Februar 2008
- Nr. 79 Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2008.
Darmstadt, März 2008

- Nr. 80 Prozessorientierte Kooperation in der geotechnischen Bauplanung.
Dr.-Ing. Johannes Giere, März 2009
- Nr. 81 Vorträge zum 16. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 2009.
Darmstadt, März 2009
- Nr. 82 Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz.
Dr.-Ing. Stefan Wachter, Mai 2009
- Nr. 83 Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildungen zur Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen.
Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Mai 2009
- Nr. 84 Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Gregor Bachmann, August 2009
- Nr. 85 Effects of seismic soil-structure interaction on the bearing capacity factors for shallow strip footings.
Dr.-Ing. Alexis Nzahabwanimana, September 2009
- Nr. 86 Vorträge zum 17. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2010.
Darmstadt, März 2010
- Nr. 87 Vorträge zum Festkolloquium “50 Jahre Geotechnik an der TU Darmstadt” am 25. Juni 2010. Darmstadt, Juni 2010
- Nr. 88 Vorträge zum 18. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2011.
Darmstadt, März 2011
- Nr. 89 Vorträge zum 9. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 07. April 2011 in Berlin.
Darmstadt, April 2011 (in Vorbereitung)
- Nr. 90 Optimized Use of Combined Pile-Raft Foundation Design for High-Rise Buildings on Semi-Soft Soils.
Dr.-Ing. Henok Fikre, Dezember 2011
- Nr. 91 Vorträge zum 19. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2012.
Darmstadt, März 2012
- Nr. 92 Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21. März 2013.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2013
- Nr. 93 Vorträge zum 21. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 20. März 2014.
Darmstadt, März 2014
- Nr. 94 Vorträge zum 22. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2015.
Darmstadt, März 2015
- Nr. 95 Simulation des mechanischen Verhaltens einer Deponie unter Berücksichtigung der spezifischen Stoffeigenschaften und zeitvarianten Randbedingungen.
Dr.-Ing. Jörg Gutwald, September 2015
- Nr. 96 Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations.
Dr.-Ing. Cécilia Bohn, September 2015
- Nr. 97 Vorträge zum 23. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 10. März 2016.
Darmstadt, März 2016

- Nr. 98 Handbuch zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen, Dezember 2016
- Nr. 99 Oberflächennahe Geothermiesondenanlagen – von der Praxisstudie zur modellbasierten Analyse ihrer Temperaturfahnenausbreitung.
Dr.-Ing. Isabel Wagner, Dezember 2016
- Nr. 100 Einsatz effizienzoptimierter geothermischer Systeme zur Schnee- und Eisfreihaltung von Verkehrsflächen.
Dr.-Ing. Thomas Waberseck, März 2017
- Nr. 101 Vorträge zum 24. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2017.
Darmstadt, März 2017
- Nr. 102 The deformation behavior of Dubai's Subsoil.
Dr.-Ing. Marwan Alzaylaie, Dezember 2017
- Nr. 103 Zeitvariantes Materialverhalten von granularem Steinsalz und Simulation in numerischen Modellen.
Dr.-Ing. Steffen Leppla, Dezember 2017
- Nr. 104 Vorträge zum 25. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 08. März 2018.
Darmstadt, März 2018

Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der TU Darmstadt

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

- Nr. 105 Vorträge zum 26. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 07. März 2019.
Darmstadt, März 2019
- Nr. 106 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen.
Dr.-Ing. Hendrik Ramm, April 2019
- Nr. 107 Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden.
Dr.-Ing. Alexandra Weidle, Juli 2019
- Nr. 108 Ein Beitrag zur Klärung der Kinematik beim Aufbruch der Baugrubensohle.
Dr.-Ing. Sebastian Fischer, Juli 2019
- Nr. 109 Urban Residential Energy Efficiency – Technology Optimization and Behaviour Change.
Dr.-Ing. Jie Zheng, August 2019
- Nr. 110 Beiträge zum 27. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2020.
Darmstadt, März 2020
- Nr. 111 Beitrag zur Wirkung von Gehölzwurzeln in oberflächennahen Böschungszonen als natürliche Bewehrung.
Dr.-Ing. Anke Werner, Dezember 2020
- Nr. 112 Experimentelle Untersuchungen zum Fließverhalten von wassergesättigten, grobkörnigen Böden.
Dr.-Ing. Christiane Bergmann, Oktober 2020
- Nr. 113 Beiträge zum 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 09. März 2022.
Darmstadt, März 2022
- Nr. 114 Beiträge zum 29. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 7. März 2024.
Darmstadt, März 2024

Darmstadt Geotechnics

Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- No. 1 3rd Darmstadt-Geotechnical Conference. 21 March 1996, Darmstadt
- No. 2 4th Darmstadt-Geotechnical Conference. 13 March 1997, Darmstadt
- No. 3 5th Darmstadt-Geotechnical Conference. 19 March 1998, Darmstadt
- No. 4 International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
Volume I + II, 8/9 October 1998, Darmstadt
- No. 5 6th Darmstadt Geotechnical Conference. 11 March 1999, Darmstadt
- No. 6 2nd Workshop Soil-Structure Interaction. 17 March 2000, Darmstadt
- No. 7 7th Darmstadt Geotechnical Conference. 23 March 2000, Darmstadt
- No. 8 8th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2001, Darmstadt
- No. 9 9th Darmstadt Geotechnical Conference. 14 March 2002, Darmstadt
- No. 10 3rd Workshop Soil-Structure Interaction. 30 October 2002, Darmstadt
- No. 11 10th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2003, Darmstadt
- No. 12 11th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2004, Darmstadt
- No. 13 12th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2005, Darmstadt
- No. 14 13th Darmstadt Geotechnical Conference. 16 March 2006, Darmstadt
- No. 15 14th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2007, Darmstadt
- No. 16 15th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2008, Darmstadt
- No. 17 16th Darmstadt Geotechnical Conference. 19 March 2009, Darmstadt
- No. 18 International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles.
15 May 2009, Frankfurt am Main
- No. 19 17th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2010, Darmstadt
- No. 20 18th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2011, Darmstadt
- No. 21 Particle Image Velocemity Measuring Methods for Soil Movements in Geotechnics,
December 2011, Darmstadt
- No. 22 19th Darmstadt Geotechnical Conference, 15 March 2012, Darmstadt
- No. 23 20th Darmstadt Geotechnical Conference, 21 March 2013, Darmstadt
- No. 24 21th Darmstadt Geotechnical Conference, 20 March 2014, Darmstadt