



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

Schriftenreihe

Herausgeber: R. Cudmani

Heft 66

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

24.03.2023

München 2024

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

Herausgegeben von Prof. R. Cudmani

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Innovative und nachhaltige Aspekte bei der Ausführung tiefliegender Tunnel	3
<i>Univ. Prof. DI Dr. Ing. Thomas Marcher Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz</i>	
Gefriervortrieb unter dem Spreekanal in Berlin- Umsetzung einer komplexen Baugrundvereisung	11
<i>Dipl.-Ing. Joachim Meier, Implenja Spezialtiefbau GmbH, Technical Competence Center-Verfahrenstechnik, Mannheim Christian Leible, Implenja Spezialtiefbau GmbH, Technical Competence Center-Messtechnik, Mannheim Dipl.-Ing. Ralf-Torsten Katzung, Implenja Construction GmbH, Berlin</i>	
Kramertunnel Garmisch-Partenkirchen – Vortrieb im Bereich des Bergsturzes und der Lüfterkaverne	35
<i>Raphael Zuber, Staatliches Bauamt Weilheim Jochen Fillibeck, Johannes Jessen TU München – Zentrum Geotechnik</i>	
Forschung in der Geotechnik für sichere und umweltfreundliche Wasserstraßen	47
Untersuchungen zur Stabilität des Gewässerbetts	
<i>Dr.-Ing. Jan Kayser Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
Silikatschauminjektionen zur ressourcenschonenden Baugrundverbesserung in grobkörnigen Böden	55
<i>Johannes Jessen, Jochen Fillibeck Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, München Afrodite Matsini, Götz Tintelnot TPH Bausysteme GmbH, Norderstedt</i>	
Spannende Ein- und Wechselwirkungen bei Wasserhaltungen im Tertiär	71
Eine Geschichte aus zwei Städten	
<i>Dr.-Ing. Thomas Rumpelt, Dipl.-Ing. Holger Jud Dipl.-Ing. Michael Kupka Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart</i>	
Erfahrungsbericht zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bei Erdverbundkonstruktionen	87
<i>Prof. Dr.-Ing. Benjamin Aulbach Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, Dr.-Ing. David Koppmann ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aschaffenburg</i>	

Ein Schuttdach für den Göbekli Tepe – Bewahrung der ältesten Kultstätte der Menschheit – Konzept und Gründung im UNESCO-Welterbe	95
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann, GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner, Universität Siegen, Fakultät IV, Institut für Geotechnik, em. Lehrstuhlinhaber</i>	
Perspektiven der probabilistischen Baugrundmodellierung für BIM unter Berücksichtigung der Unsicherheiten im Baugrund	125
<i>M.Sc. Andreas Witty, Dr.-Ing. Andrés Peña Olarte, Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Technische Universität München</i>	
2. S-Bahn-Stammstrecke München – Die ersten fünf Baujahre im Großprojekt	135
<i>Kai Kruschinski-Wüst, Emanuel Schworm DB Netz AG, München</i>	
Vollständige CO₂-Bilanz im Spezialtiefbau	143
<i>Dr.-Ing. Stephan Buddenberg, Dr.-Ing. Björn Böhle Keller Grundbau GmbH, Offenbach/Bochum Dipl.-Ing. Paul Pandrea, Keller Holding GmbH, Offenbach</i>	
Bemessungskonzept für nachhaltige Dichtwände aus hochverformbaren Dichtwandmassen	157
<i>Dr. Karsten Beckhaus, BAUER Spezialtiefbau GmbH Dr. Jan Kayser, Bundesanstalt für Wasserbau Dr. Frank Kleist, SKI GmbH + Co.KG Prof. Dr.-Ing. Jürgen Quarg-Vonscheidt, Hochschule Koblenz David Alós Shepherd, Karlsruher Institut für Technologie</i>	
Verzeichnis der Schriftenreihe	169

Vorwort des Herausgebers

Nach der zweijährigen pandemiebedingten Unterbrechung freuen wir uns auf die diesjährige Wiederaufnahme unserer Tagungsreihe. Gemäß dem Motto „Zusammenwirken von Forschung und Praxis in der Geotechnik“ zielt unser Geotechnik-Tag 2023 darauf ab, die Bedeutung von Innovationen anhand anspruchsvoller Bauprojekte und herausfordernder F&E-Vorhaben darzustellen.

Im ersten Vormittagsblock stehen die Nachhaltigkeit tiefliegender Tunnel, die Umsetzung einer sehr anspruchsvollen Vereisungsmaßnahme bei der U5 in Berlin zur Unterquerung der Spree und die Herausforderungen eines Spritzbetonvortriebs im Bereich eines Bergsturzes beim Kramertunnel im Fokus. Im zweiten Block wird über verschiedene bei der BAW laufende Forschungsaktivitäten zum Ausbau der Wasserstraßen, Erfahrungen mit den Einwirkungen von Tertiärwasserhaltungen auf die Herstellung von Auftriebssicherungselementen und unsere Forschung zu Schauminjektionen in grobkörniger Böden berichtet.

Der erste Nachmittagsblock widmet sich stahlgitterbewehrten Erdverbundkonstruktionen im Hoch- und Ingenieurbau, besonderen Gründungsmaßnahmen für den Schutz einer UNESCO-Welterbestätte und unserer innovativen Forschung im Bereich der dreidimensionalen probabilistischen Baugrundmodellierung zur Berücksichtigung von Modellunsicherheiten.

Den Abschluss der Veranstaltung bilden ein spannender und aktueller Bericht über die bisherigen (geotechnischen) Herausforderungen bei der Planung und dem Bau der 2. S-Bahn-Stammstrecke München und zwei interessante Beiträge aus dem Spezialtiefbau. Der erste Beitrag beschäftigt sich mit der CO₂-Bilanzierung im Spezialtiefbau, während im zweiten Beitrag über ein innovatives Konzept für die Bemessung hochverformbarer Dichtwände und ihre praktische Anwendung vorgetragen wird.

Der Geotechnik-Tag findet wieder in Abstimmung mit der Bayerischen Ingenieurekammer Bau und dem Bayerischen Bauindustrieverband statt, die die Veranstaltung ideell unterstützen.

München im Januar 2024, Roberto Cudmani

Innovative und nachhaltige Aspekte bei der Ausführung tiefliegender Tunnel

Univ. Prof. DI Dr. Ing. Thomas Marcher
Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU Graz

1 Allgemeines

Lange, tiefliegende Basistunnel sind ein wesentlicher Bestandteil für den Ausbau des transeuropäischen Eisenbahnnetzes. In Österreich sind derzeit der Koralm-Basistunnel, der Semmering-Basistunnel und der Brenner-Basistunnel (BBT) im Bau bzw. kurz vor der Fertigstellung. Während die meisten Basistunnel weltweit und auch in Österreich 2-röhrig gebaut werden, besteht der mit insgesamt 64km längste Eisenbahntunnel der Welt, der Brenner-Basistunnel, neben den zwei Haupttröhren für den Bahnverkehr in beide Fahrtrichtungen zusätzlich aus einem durchgehenden Sondierstollen (siehe Bild 1), Eckbauer et al. 2014, Bergmeister 2015. Dieser Sondierstollen, der zwischen den beiden Haupttunneln und etwas tiefer liegt und als erste Tunnelröhre im Vorfeld zu den weiteren Röhren aufgeföhren wird, wird während der Bauphase (a) zur Erkundung des Gebirges, (b) zur Bergwasserdrainage und im Zuge des Herstellens der Haupttröhren (c) als Interventionstunnel (z.B. zur vorausseilenden Abdichtungsinjektion oder Gebirgsverbesserung in die Bereiche der späteren Haupttunnel) genutzt. Neben diesen Nutzen zur Reduktion der Risiken des Tunnelbaus gibt es weitere Chancen für die Betriebsphase des Tunnels. Während des Betriebs dient der Sondierstollen zum einen (d) als Teil des Notfallkonzeptes und ist (e) für die Instandhaltung des gesamten Basistunnels von grundlegender Bedeutung. Viele der technischen Anlagen können in den Erkundungsstollen verlegt werden. Die sich daraus ergebenden Vorteile umfassen v.a. die unabhängig vom Betrieb stattfindenden Wartungsarbeiten (ohne Sperrung der Haupttunnel) vom Erkundungsstollen aus.

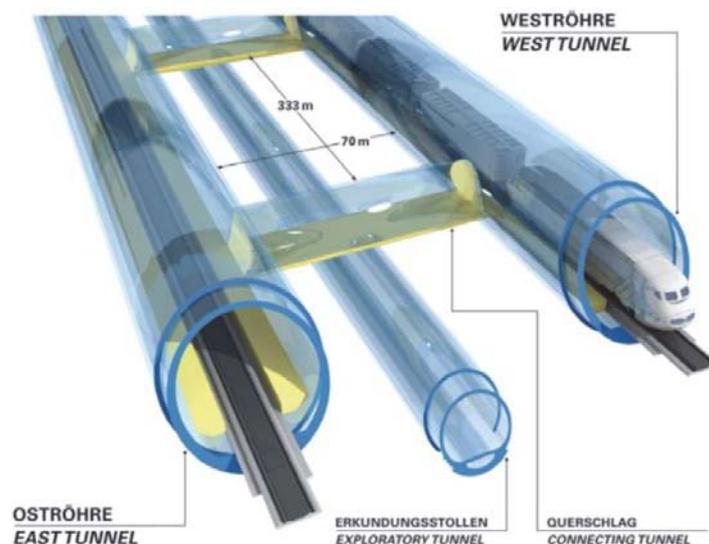


Bild 1: Tunnellayout Brennerbasis Tunnel mit zwei Haupttröhren und dem Erkundungsstollen, siehe Eckbauer et al. (2014).

Die Wasserableitung erfolgt ebenfalls über den Stollen, weswegen alle diesbezüglichen Reinigungs- und Inspektionsarbeiten unabhängig vom Bahnbetrieb in den Haupttröhren erfolgen kann. Bisher in der Fachwelt kaum beachtet, darf insbesondere auch (f) das geothermische Potential des Gebirges und in weiterer Folge des Drainagewassers, welches den Tunnelportalen gravitativ zufließt, nicht unberücksichtigt bleiben.

2 Innovative und nachhaltige Aspekte

Vorliegender Beitrag konzentriert sich auf 3 Aspekte der Nachhaltigkeit im Zusammenhang mit dem Bau von langen, tiefliegenden Tunnelbauwerken:

- eine umweltfreundliche Option für die Heizung und Kühlung von Gebäuden in der Nähe des Tunnelportals bietet sich aus der Nutzung von geothermischer Energie (Nutzung der Niedertemperaturwärme) aus den Tunneldrainagewässern.
- ein weiteres Thema ist das "Optimierungspotential" von solchen 3. Röhren als „non-public“ Tunnel, die nicht für den regulären Bahnbetrieb in Verwendung sind. Für derartige Servicetunnel bestehen Möglichkeiten der Ausbildung als einschalige Bauweisen.
- Lernphase für die maschinellen Vortriebe (Tunnelbohrmaschinen, TBM) am Erkundungstunnel und Korrelation der Maschinenparameter mit den geologischen und geotechnischen Verhältnissen des Vortriebes.

2.1 Geothermische Energie aus den Tunneldrainagewässern

Die Versorgung städtischer Gebiete mit erneuerbarer Wärme wird zur Erreichung der europäischen Klimaziele und der Anforderungen des „New Green Deal“ eine zentrale Rolle spielen. Die Nutzung von bestehenden Wärmequellen könnte dazu beitragen, den Anteil an erneuerbarer Energie deutlich zu erhöhen. In städtischen Gebieten hat die technologische Entwicklung mit dem Ausbau der Fernwärmenetze und Einsatz von Wärmepumpen zur ressourceneffizienten Wärmeversorgung beigetragen. Einen Beitrag zum Heizen und Kühlen in der Umgebung könnten auch unterschiedlichste Ingenieurbauwerke liefern. Beispiele für solche Ingenieurbauwerke sind lange, tiefliegende Tunnel. In Abhängigkeit vom geothermischen Gradienten (globaler Durchschnitt 3 K/100m) herrschen in Tunneln höhere und konstantere Temperaturen als an der Geländeoberfläche, bedingt durch das Deckgebirge. Die erhöhte Temperatur in tiefliegenden Tunneln entsteht durch den natürlichen Wärmestrom aus dem Erdinneren (Zerfall von Isotopen in der Erdkruste). Durch diesen Wärmestrom wird der Untergrund erwärmt und damit auch die Fluide und die Luft, die mit dem Untergrund im Wärmeenergieaustausch stehen. Damit können bei Tunnelüberlagerungen von 1500m bereits Temperaturen im Bereich von 35-40° C erreicht (siehe Bild 2) werden. Eine Nutzung dieser Wärme mit geringem Bauaufwand kann in der Regel durch die Nutzung des natürlichen Drainagewassers an den Tunnelportalen realisiert werden. Die Herausforderungen und Optimierungsmöglichkeiten solcher Systeme wird in folgenden Veröffentlichungen im Detail diskutiert [Burger et al. 2022, Geisler et al. 2022 und 2023].

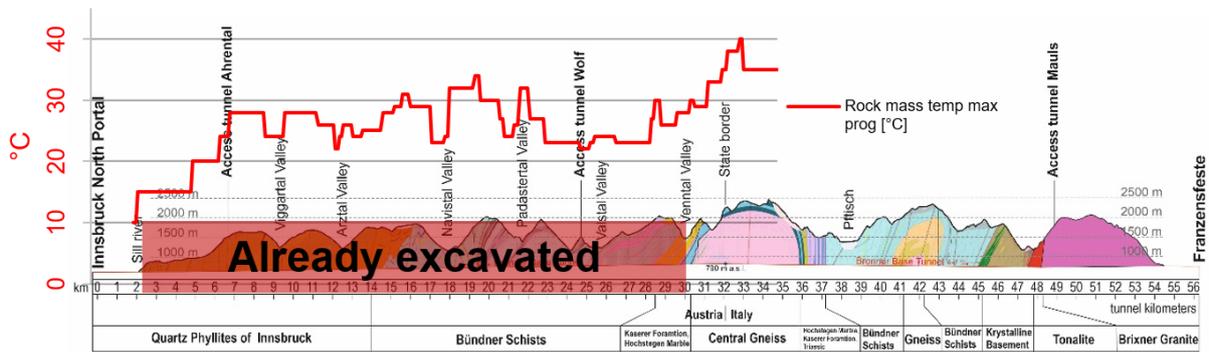


Bild 2: Prognostizierte Gebirgstemperaturen auf Tunnelniveau am Brennerbasistunnel, Abschnitt Österreich (Nordabschnitt) mit Gebirgsformationen und Vortriebsstand 2022 nach (Geisler et al., 2022).

2.2 Einschalige Bauweise in Servicetunnel

Nicht-öffentliche Servicetunnel (im Sinne von sekundären Tunneln, welche nicht dem permanenten Eisenbahnbetrieb ausgesetzt sind), wie z.B. Notausgangstollen, Zugangstunnel oder Lüftungstunnel) erfordern nicht unbedingt ein Tunnelauskleidungssystem mit 2 Schalen (bestehend aus der temporären Spritzbetonschale und der permanenten Ortbetonschale). Unter bestimmten Randbedingungen kann ein 1-schaliges Auskleidungsverfahren angewandt werden. Einschalige Auskleidungssysteme bieten die effizienteste Tunnelauskleidung, da diese sowohl die temporären als auch die langfristigen Lasten aufnehmen. Außerdem ist der Bauablauf/Bauzeit im Vergleich zu 2-schaligen Auskleidungssystemen deutlich verkürzt.

Die erforderlichen Bedingungen und Einschränkungen für eine einschalige Auskleidung werden am Beispiel des Rettungstollens Tulfes Pfons, Teil des BBT Projektes, dargestellt. Der 8 km lange Abschnitt des Inntaltunnels zwischen dem Portal Tulfes und der Anbindung an die Brennerhaupttröhre ist Teil des BBT-Systems und wird aus Sicherheitsgründen mit einem Rettungstollen nachgerüstet. Der Rettungstunnel wurde ursprünglich als 2-schaliges Tunnelsystem ausgeschrieben (siehe Bild 3, links). Im Zuge der Auftragsvergabe an ein Baufirmenkonsortium wurde anstelle dessen eine permanente (1-schalige) Spritzbetonschale als Value Engineering zugelassen (siehe Bild 3, rechts). Die Tunnelquerschnittsfläche bleibt gegenüber dem Ausschreibungsentwurf unverändert. Die permanente Spritzbetonschale hat eine Mindestdicke von 25cm mit zwei Lagen Bewehrungsmatten. Die tatsächlich aufgebrachte Spritzbetonstärke wird durch Laserscans ermittelt und bei den statischen Nachweisführungen berücksichtigt.

Die Anforderungen an den 1-schaligen Ausbau umfassten:

- erhöhte Spritzbetonqualität C30/37,
- Bemessung auf eine Nutzungsdauer von 200 Jahren (analog zum Gesamtprojekt mit den Haupttunneln),
- erhöhte Betondeckung von 55mm,
- Alkalifreier Beschleuniger zu verwenden.

Darüber hinaus wurde ein detailliertes Überwachungskonzept für die Bauausführung festgelegt:

- fünf Messbolzen pro Messquerschnitt alle 5-10 m in schlechten Gebirgsverhältnissen (wie z.B. Störungszonen) und 10-30 m in kompetenteren Gebirgsformationen,
- rechtzeitige Installation der Messbolzen und frühzeitige Nullmessung derselben,
- Messung der Spritzbetondicke mittels Laserscan (vor und nach der Auftragung der Spritzbetonschichten),
- kontinuierliche Tests zur Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung des Spritzbetons.

Für die permanente Spritzbetonauskleidung sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) sowie die Dauerhaftigkeit nachzuweisen. Die Nachweisführung erfolgt in zwei Schritten (Marcher et al., 2017 und 2019):

- Bemessung der Spritzbetonschale auf der Grundlage der hydrogeologischen, geologischen und geotechnischen Baudokumentation.
- Nachweis auf Basis der gemessenen (überwachten) Verformungen, der tatsächlichen Spritzbetondicken und der ermittelten und der ermittelten Spritzbetoneigenschaften (Elastizitätsmodul, Festigkeiten).

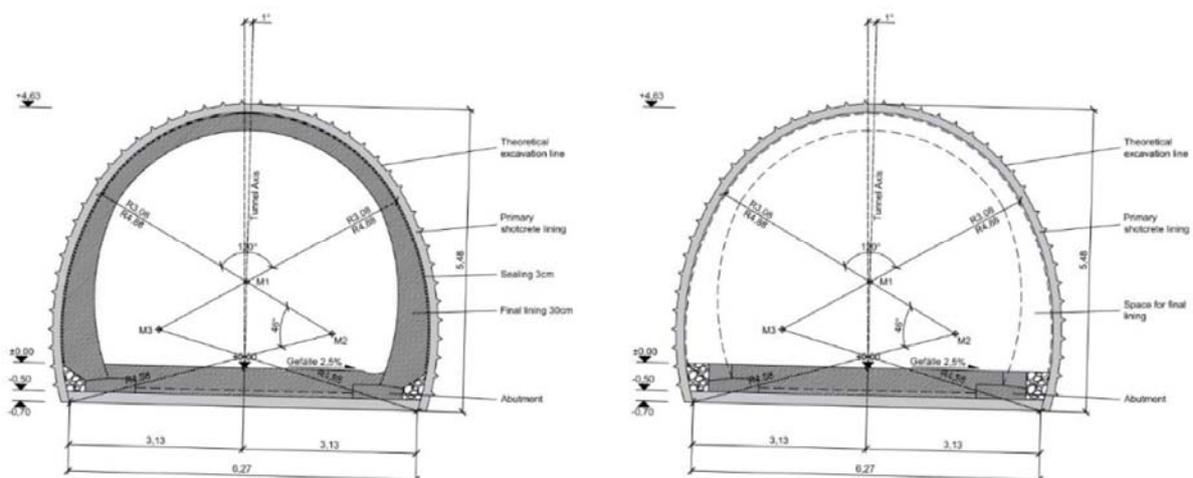


Bild 3: Regelquerschnitt des Rettungsstollens (links: Ausschreibungsentwurf / rechts: Ausführungsplanung).

Für die Verifikation des 1-schaligen Ausbaus wird ein spezielles Betonmodell verwendet [Schädlich et al. 2013 und 2014, Saurer et al. 2014].

2.3 Nutzung der TBM Daten als Erkenntnisgewinn

In der Bauphase liefert der Vortrieb eines Erkundungsstollens wesentliche Informationen über die Gebirgsverhältnisse. Damit ergibt sich im Unterschied zu den Erkundungsbohrungen von der Oberfläche, bei denen lediglich Nadelstiche zu einem geologischen Prognosemodell zusammengeführt werden können, mit dem Erkundungstunnel ein lückenloser Aufschluss über die gesamte Tunnelachse. Das vorhandene geologisch/geotechnische Restrisiko (Fehleinschätzungen im Prognosemodell) wird damit deutlich reduziert. Zusätzlich

kann auf Basis der Erkenntnisse aus dem Einsatz der Vortriebsmethode und Stützmittel (Beobachtung des Systemverhaltens im Vergleich zum erwarteten Verhalten aus der Planung des Erkundungsstollens), auf Basis eines Lernprozesses die Vortriebe der Haupt- röhren entsprechend optimiert werden, Bergmeister et al 2017 und Reinhold et al., 2017. Dieser Lernprozess bezieht sich nicht nur auf die geologisch, geotechnischen Daten. Insbesondere bei der Korrelation der TBM-Maschinenparameter mit den geologischen und geotechnischen Verhältnissen während der Vortriebe eines Erkundungstunnels können wesentliche Fortschritte für die Hauptröhren erzielt werden.

Der Vergleich und die Interpretation von geologischen Beobachtungen einerseits und TBM- Daten andererseits erfolgten bisher auf subjektiver Basis. Der Einsatz von maschinellem Lernen (ML) - einem Teilbereich der Künstlichen Intelligenz (KI) – eignet sich sehr gut, um aus großen Datensätzen zu lernen. KI/ML Technologien können somit zur automatischen Klassifizierung von TBM-Daten eingesetzt werden. Im vorliegenden Kapitel wird kurz skizziert, wie ein künstliches neuronales Netz (ANN) trainiert werden kann, um die bestmög- liche Klassifizierung des Gebirgsverhaltens zu erreichen.

Ein 15 km langer Abschnitt des Erkundungsstollen Ahrental Pfons des Brenner Basistunnels wurde mit einer offenen Tunnelbohrmaschine (TBM) im Vorfeld der Haupttunnelröhren aufgefahen. Ziel ist es, die gewonnenen Erkenntnisse auf die Hauptröhren zu übertragen, da diese mit Schild-TBMs aufgefahen werden, die nur begrenzte Möglichkeiten haben, die Geologie in der Umgebung der Tunnel zu beobachten [Reinhold et al. (2017) und Bergmeis- ter et al. (2017)].

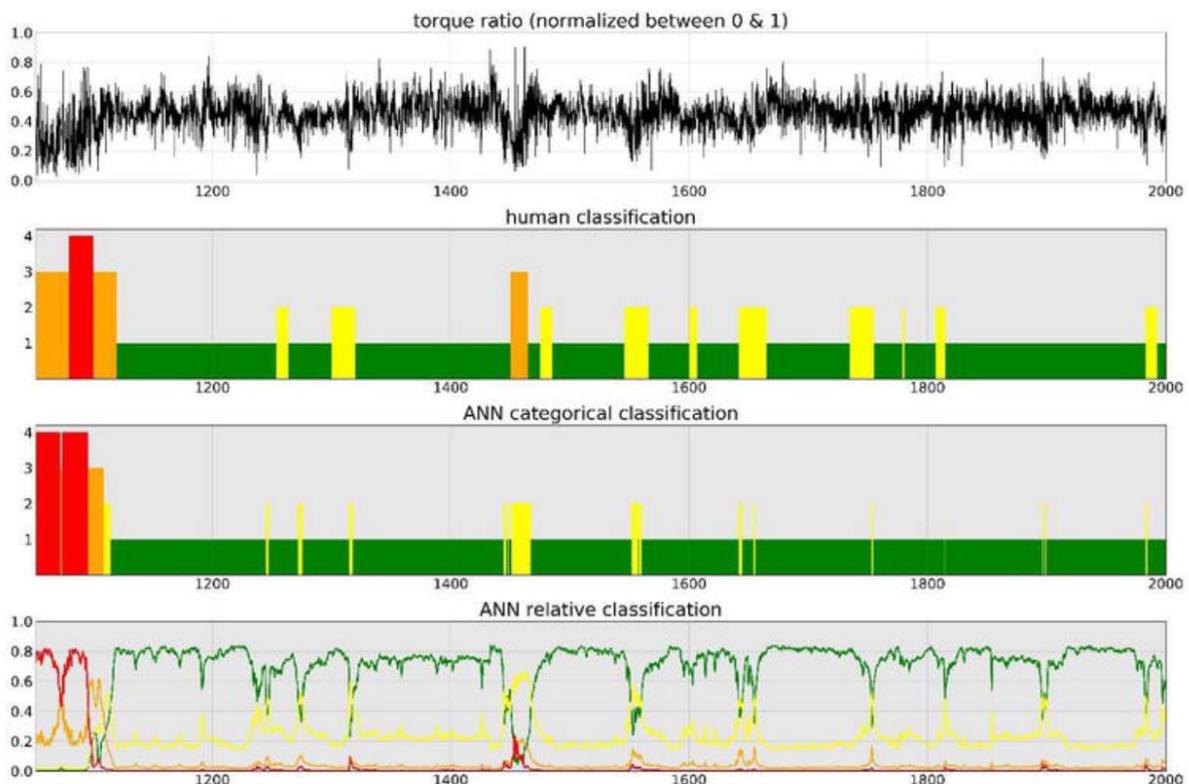


Bild 4: Tunnelmeter 1.000 bis 2.000: Vergleich der Klassifizierungen; erste Reihe: verwendete Eingangsmerkmal (TBM Drehmoment); zweite Reihe: "ground truth" Klassifikation des Geologen auf Basis GI; dritte und vierte Reihe ANN- Gesamtklassifikation (kategorisch und relativ), Marcher et al. 2020.

Mit dem Ziel der Ableitung des Gebirgsverhaltens aus den TBM-Betriebsdaten der Haupttröhren zu ermöglichen, werden Daten aus dem Erkundungsstollen mit der angetroffenen Geologie korreliert [Bergmeister et al. (2017)]. Die TBM-Daten umfassen verschiedene Merkmale wie die spezifische Penetration oder das Drehmoment sowie eine entsprechende Klassifizierung des Gebirgsverhaltens (Geologe vor Ort). Die Behandlung der TBM-Daten als Eingabe und der Gebirgsklassifizierung als Ausgabe ist eine klassische Anwendung des maschinellen Lernens, Marcher et al. 2020, Erharter et al., 2020.

Die Eingabedaten bestehen aus den TBM-Vortriebsdaten aus dem Erkundungsstollen Ahrental Pfons des Brenner-Basistunnel. Die TBM zeichnet verschiedene Sensordaten (z.B. Drehmoment, Vortriebskraft) im Sekunden-Takt auf. Diese wurden als Input für das ANN gewählt. Die Ausgabedaten bestehen aus einem spezifischen Klassifizierungssystem für das Gebirgsverhalten - genannt Geologische Indikation (GI) - mit vier Klassen (Reinhold et al. (2017)):

- 1 (grün) = standsicheres Gebirge,
- 2 (gelb) = gefügebedingte Nachbrüche,
- 3 (orange) = druckhaftes Gebirge,
- 4 (rot) = geotechnisch relevante Störungszonen.

Abbildung 4 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der ANN basierenden Klassifizierung (3. Reihe) mit der Klassifizierung des Geologen (2. Reihe).

Geologisch/geotechnische Beobachtungen sind immer stark von Erfahrungen und Tagesverfassungen der Beteiligten abhängig. Auf den heutigen Tunnelbaustellen werden Teams aus Geologen und Geotechnikern für die geologische und geotechnische Dokumentation eingesetzt. Ein ANN, das anhand früherer Beobachtungen trainiert und zur Unterstützung des Entscheidungsfindungsprozesses aktueller Beobachtungen eingesetzt wird, kann zu einer selbstkonsistenten geologischen Dokumentation beitragen.

3 Fazit

Die Kosten und der Mehraufwand für einen zusätzlichen Erkundungsstollen wurden in der Vergangenheit oft in Frage gestellt. Die Mehrkosten für den Erkundungstunnel des Brenner Basistunnels liegen z.B. bei etwa 10- 15 % der Gesamtkosten des Projektes (Bergmeister 2015). Aus den bisherigen Erfahrungen kann festgestellt werden, dass sich aus den Erkenntnissen eines Erkundungsstollens wesentliche Optimierungen für die Haupttunnel ergeben. Im vorliegenden Beitrag werden mehrere Beispiele genannt, welche Mehrwerte sich aus einem Erkundungsstollen ergeben. Im Konkreten werden Aspekte der Nachhaltigkeit in tiefliegenden Tunnel aufgezeigt, wie das geothermische Potential des Drainagewassers, die Reduktion von Betonmassen durch Anwendung der einschaligen Bauweise und die Verwendung des Maschinellen Lernens zur konsequenten Auswertung der TBM-Maschinendaten.

Somit kann damit eine Optimierung des Entwurfs komplexer Untertagebauwerke erreicht werden. Dies führt zu einer deutlichen Reduktion der Bauzeit und der Kosten. Weniger Baumaterial (Beton und Stahl) und weniger Transportvolumen bietet somit mehr nachhaltige Vorteile und trägt zu dem Ziel eines geringeren CO₂-Fußabdruckes unserer Untertagebauwerke bei.

4 Literatur

- Bergmeister, K.: Life cycle design and innovative construction technology. STC. 2015.
- Bergmeister, K.; Reinhold, C.: Learning and optimization from the exploratory tunnel – Brenner Base Tunnel. *Geomechanics and Tunnelling* 10 (2017), No. 5. DOI: 10.1002/geot.201700039.
- Burger, U., Geisler, T., Lehner, F., Cordes, T., & Marcher, T.: Sectional discharges as geothermal potentials of deep tunnels. *Geomechanics and Tunnelling*, 15(1), 92-103. 2022. <https://doi.org/10.1002/geot.202100089>.
- Eckbauer, W., Insam, R. and Zierl, D.: Planning optimisation for the Brenner Base Tunnel considering both maintenance and sustainability. *GuT*, No. 5. 2014.
- Erharder G. H., & Marcher T.: MSAC: Towards data driven system behavior classification for TBM tunneling. In: *Tunnelling and Underground Space Technology*, 103. 2020. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103466>.
- Geisler, T.; Voit, K.; Burger, U.; Cordes, T.; Lehner, F.; Götzl, G.; Wolf, M.; Marcher, T.: Geothermal Potential of the Brenner Base Tunnel—Initial Evaluations. *Processes* 2022, 10, 972. <https://doi.org/10.3390/pr1005097>.
- Geisler, T.; Wolf, M.; Burger, U.; Cordes, T.; Voit, K.; Straka, W.; Nyeki, E.; Haslinger, E.; Auer, R.; Laueremann, M.; Pol, O.; Obradovic, M.; Proll, T.; Marcher, T.: Optimizing the geothermal potential of tunnel water by separating colder sectional discharges - Case study Brenner Base Tunnel. *Renewable Energy* 203 (2023) 529–541. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2022.12.069>.
- Marcher T., Erharder G. H., & Winkler M.: Machine Learning in tunnelling – Capabilities and challenges. *Geomechanics and Tunnelling*, 13(2), 191-198. 2020. <https://doi.org/10.1002/geot.202000001>.
- Marcher T., Saurer E.: Single Shell Lined Tunnels – Design Approach and Verification. In: *EC-COMAS Thematic Conference, Proceedings EURO:TUN 2017*.
- Marcher T., Cordes T., Bergmeister K.: Sequential Excavation Method - Single Shell Lining Application for the Brenner Base Tunnel. *WTC* 2019.
- Reinhold, C., Schwarz, C., Bergmeister, K.: Development of holistic prognosis models using exploration techniques and seismic prediction / Die Entwicklung holistischer Prognosemodelle mit Vorauserkundungen und seismischen Messungen. *Geomechanics and Tunnelling* 10 (2017), No. 6, pp. 767–778. <https://doi.org/10.1002/geot.201700058>.
- Saurer E., Marcher T., Schädlich B., and Schweiger H.F.: Validation of a novel constitutive model for shotcrete using data from an executed tunnel, *Geomechanics and Tunnelling* 7, No. 4, 353-361. 2014.
- Schädlich B., and Schweiger H.F.: A new constitutive model for shotcrete, *Numerical methods in Geotechnical Engineering*, Hicks, Brinkgreve, Rohe (eds.) 103-108. 2014.
- Schädlich B., Marcher T., Schweiger H.F.: Application of a Constitutive Model for Swelling Rock to Tunnelling. In: *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* Vol. 44 No.3 September, ISSN 0046-5828, 2013.

Gefriervortrieb unter dem Spreekanal in Berlin- Umsetzung einer komplexen Baugrundvereisung

Dipl.-Ing. Joachim Meier

Implenia Spezialtiefbau GmbH, Technical Competence Center-Verfahrenstechnik, Mannheim

Christian Leible

Implenia Spezialtiefbau GmbH, Technical Competence Center-Messtechnik, Mannheim

Dipl.-Ing. Ralf-Torsten Katzung

Implenia Construction GmbH, Berlin

1 Zusammenfassung

Im Zuge der U-Bahn-Linie U5 wurde unter dem Spreekanal, direkt neben dem Stadtschloss/Humboldtforum, die Station Museumsinsel als Gefriervortrieb hergestellt. Dafür wurden 105 m lange, hochgenaue Horizontalbohrungen in einem eigens entwickelten Bohr- und Steuerverfahren unter extremen geotechnischen Randbedingungen eingebracht. Die neuartigen, dreifach geschützten Gefrierlanzen hatten eine Gesamtlänge von über 10 km. Über 2000 Sensoren, verknüpft in einem bisher einzigartigen Sensornetzwerk und in innovativer Weise dreidimensional dargestellt, ermöglichten die eine räumlich wie zeitlich hoch aufgelöste Echtzeitüberwachung des Frostkörpers. Die Messdaten wurden anhand von zwei unabhängigen Modellrechnungen bewertet und konnten so optimal zur sicheren und wirtschaftlichen Steuerung des Gefrierbetriebs genutzt werden. Der Schwerpunkt des vorliegenden Berichts liegt auf der Interaktion von Vortrieb, Spritzbetonverzug und Betoninnenschale mit dem Frostkörper, sowie den angewandten Auswertungs- Bewertungs- und Steuerungsmechanismen.

2 Projektübersicht

Die Vollendung der Linie U5 ist eine sehr alte Planung, die infolge Weltwirtschaftskrise, Krieg und innerdeutscher Teilung immer wieder verschoben werden musste. Jetzt ist sie Realität geworden und sorgt für eine deutlich verbesserte Anbindung des Boulevards „Unter den Linden“ und der Museumsinsel an den Alexanderplatz und den Hauptbahnhof. Siehe hierzu Bild 1 auf der folgenden Seite.



Bild 1: Übersicht der Berliner Innenstadt mit dem Projektgebiet

Wie auf dem nachfolgenden Längsschnitt (Bild 2) zu erkennen, passiert der nur rund 2,2 km lange Streckenabschnitt einige der architektonischen Berühmtheiten Berlins.

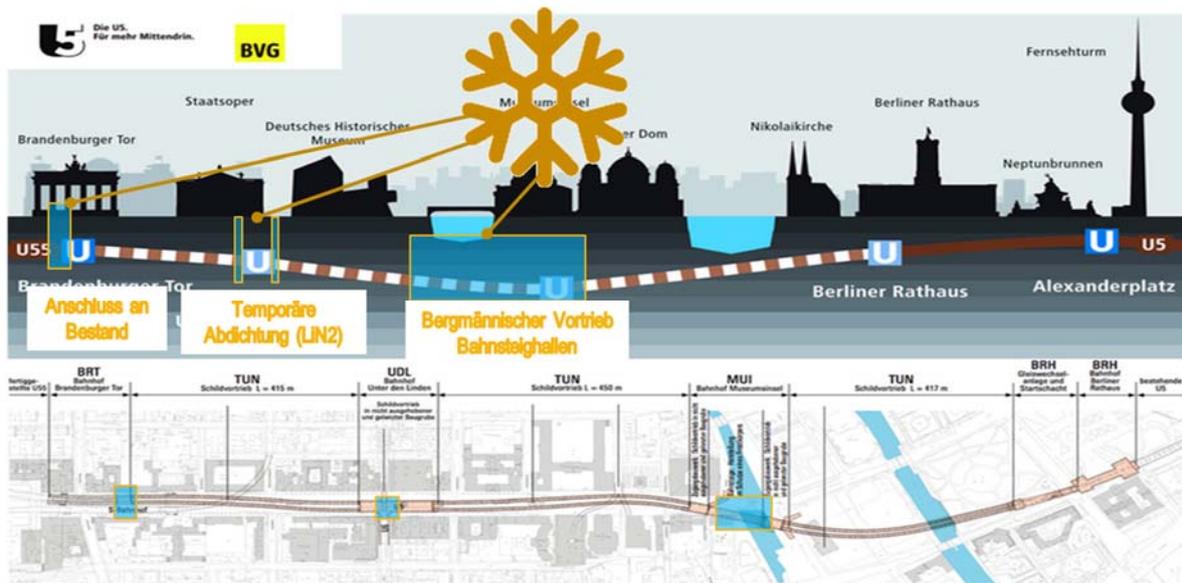


Bild 2: Längsschnitt

Das Projekt beinhaltet mehrere Vereisungsmaßnahmen, wie den Anschluss an den Bestandsbahnhof «Brandenburger Tor» mittels einer kleineren Solevereisung, sowie eine temporäre Abdichtung unter Verwendung von Flüssigstickstoff am Bahnhof «Unter den Linden», gleichzeitig ein Kreuzungsbauwerk mit der U6 - und eine Solevereisung zur Sanierung der aus den 30er Jahren stammenden Kehranlage im Anschluss an den Bahnhof „Berliner Rathaus“. Die größte Einzelmaßnahme war der Gefriervortrieb der Bahnsteighallen für die Station Museumsinsel, um den es in diesem Beitrag geht.

Die nachfolgende Darstellung (Bild 3) zeigt die nahe Umgebung der Baumaßnahme mit einmontiertem Schnitt durch die fertige Bahnsteighalle.

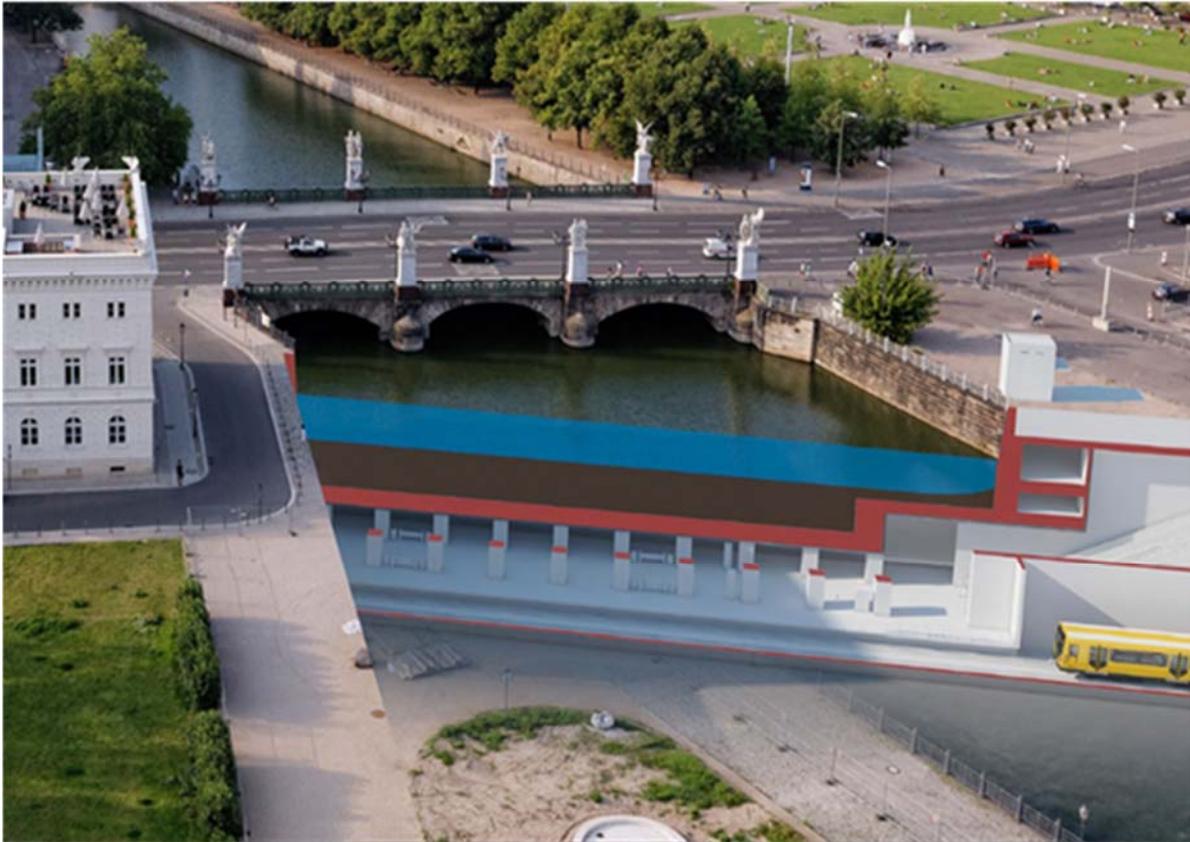


Bild 3: Haltestellenbauwerk und Bausubstanz im nahen Umfeld

Im unmittelbaren Einflussbereich des Haltestellenbauwerks «Museumsinsel» befindet sich wertvolle Bausubstanz. Die denkmalgeschützte Schlossbrücke wird schleifend angeschnitten, die Bertelsmann-Repräsentanz «Alte Kommandantur» liegt teilweise über dem Vortrieb, der zudem mit einer Überdeckung von weniger als 5 m unter dem Spreekanal verläuft. Dazu die historischen, auf Holzrammpfähle gegründeten Ufermauern und das Deutsche Historische Museum.

3 Geologie im Projektbereich

Die Abbildung unten (Bild 4-1) gibt einen Überblick über die geologischen Verhältnisse im Projektgebiet.

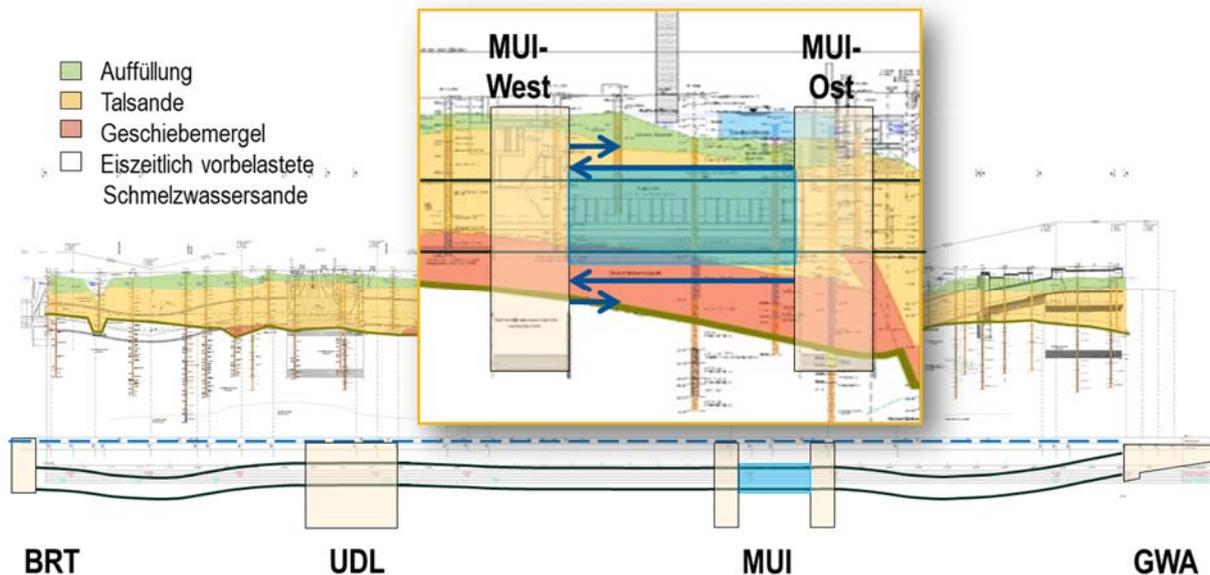


Bild 4-1: Geologischer Längsschnitt im Projektgebiet

Der Vereisungskörper liegt größtenteils im berühmt-berüchtigten „Berliner Fließsand“ einem eiszeitlich unvorbelasteten, beinahe einkörnigen Sand (Bild 4-2). Westlich schneidet er den aufsteigenden, saalekaltzeitlichen Geschiebemergel an, der hier als dunkelbrauner Ton halbester Konsistenz vorliegt. Die Vereisungsbohrungen, in der obigen Darstellung durch blaue Pfeile symbolisiert, verlaufen parallel zum Vortrieb, wobei die gesamte Vortriebsstrecke vom Ostkopf aus beschickt wird. Kurze, vom Westkopf aus hergestellte Bohrungen sichern den Anschluss des Frostkörpers an die Stirnschlitzwand der Westbaugrube.

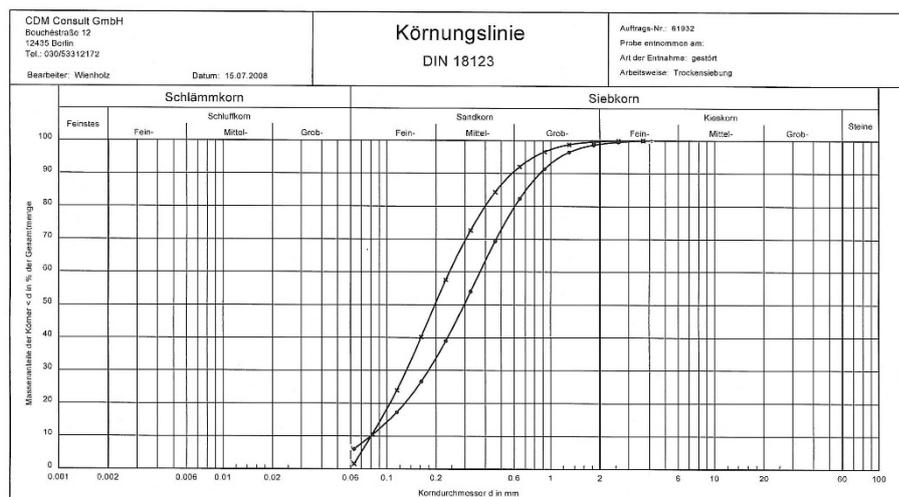


Bild 4-2: Geologischer Längsschnitt im Projektgebiet

4.2 Bohrtechnische Einbringung der Gefrierrohre



Bild 7: Richtbohranlage zur Einbringung der Gefrierrohre

Es folgte die Installation der Gefrier- und der Temperaturmesslanzen mittels gesteuerten Bohrungen (Bild 7) nach einem eigens für die schwierige und gemischte Geologie entwickelten Verfahren. Darüber wurde an anderer Stelle bereits ausführlich berichtet, daher geht dieser Bericht nicht näher darauf ein. Siehe hierzu unter anderem [1].

4.3 Aufgefrieren des Frostkörperquerschnitts

Aufgrund der hohen Lagegenauigkeit der Gefrierbohrungen konnte auf eine erneute Simulation des Gefriervorgangs verzichtet und die Aufgefrierphase frühzeitig begonnen werden.

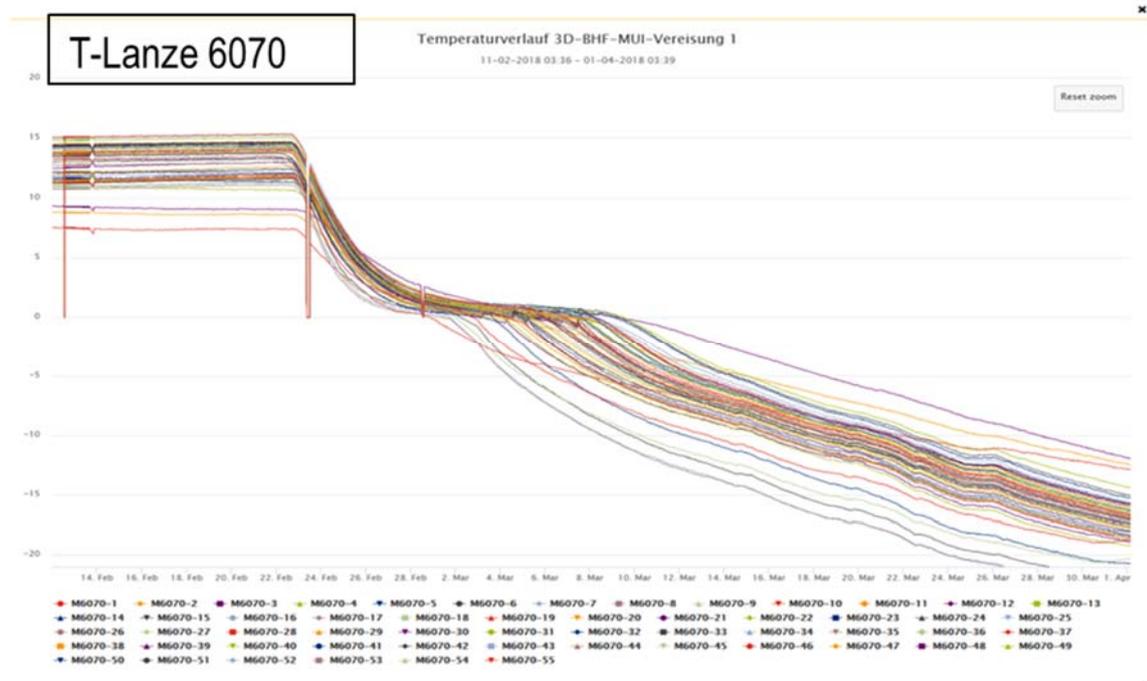


Bild 8: Temperaturverlauf in der Aufgefrierphase

In Bild 8 sieht man die Temperaturverläufe aller Sensoren einer Messlanze bei durchgängig voller Kühlleistung der Anlage. Die unteren Graphen gehören zu Sensoren, die näher am Lanzentiefsten liegen. Dort findet zu Anfang der Gefriermaßnahme der größte Wärmeentzug statt, weil in den benachbarten Gefrierlanzen die kalte Sole im Lanzentiefsten austritt. Man erkennt deutlich die zunächst rasche Abkühlung des Erdstoffs und der noch flüssigen Phase des Porenwassers, gefolgt von einer langen Beharrung bei knapp über 0°C, was auf die große Kristallisations-Enthalpie von Wasser zurückzuführen ist. Nach dem Phasenübergang erfolgte die weitere, kontinuierliche Abkühlung. Die Aufgefrierdauer lag mit 80 Tagen ca. 10 Tage unter der Prognose.

4.4 Vortrieb im gefrorenen Boden

Nach Abschluss der Aufgefrierphase wurde der Mittelstollen zwischen den Tübbingröhren vorgetrieben und temporär mit einer Spritzbetonschale gesichert. Da der Frostkörper ständig kriecht und sich bereits nach wenigen Stunden an die Spritzbetonschale anlegt, war diese für vollen Erd- und Wasserdruck zu bemessen.

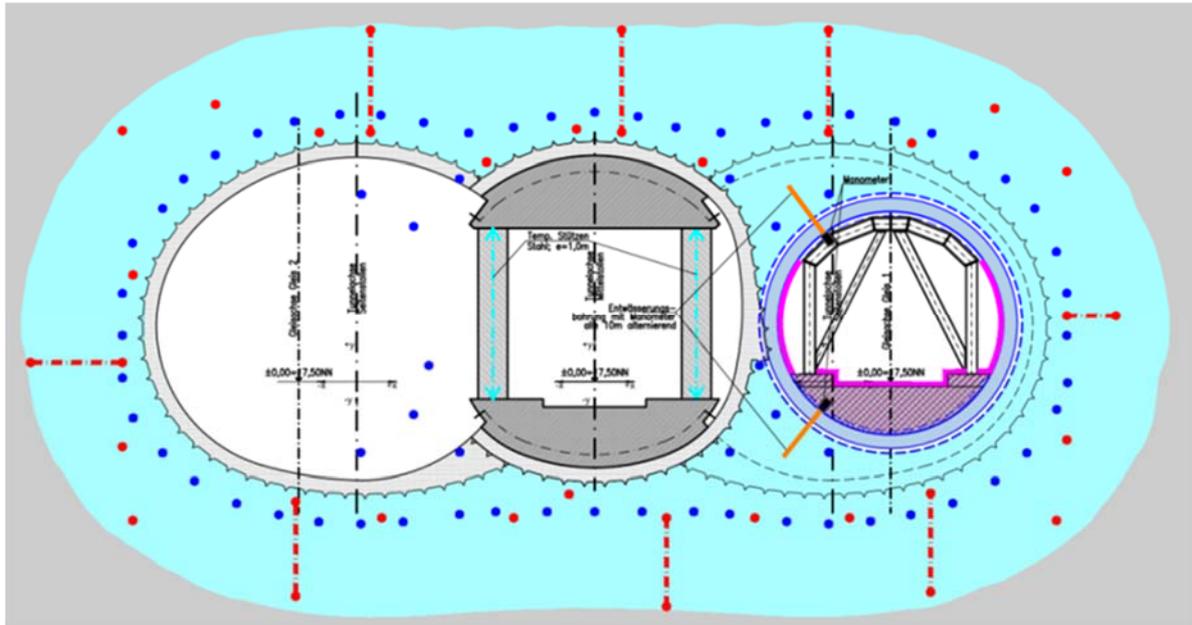


Bild 9: Querschnitt durch Frostkörper und Vortriebe

Es folgte die Betonage der endgültigen Stationsdecke und –sohle im Bereich des Mittelstollens, zunächst noch mit temporären Stützen. Die endgültigen Stützen stehen in der Mitte des Mittelschiffs und hätten sowohl den Schalwagen, als auch die Arbeiten an den Seitenstollen behindert.

Anschließend wurden die Seitenstollen mit ca. 20 m versetzter Ortsbrust vorgetrieben.

In diesem Zuge wurden die Tübbingröhren samt Aussteifung abgebrochen und schließlich die endgültige Ortbetonschale der Bahnsteighalle hergestellt. Die Darstellung oben (Bild 9) zeigt einen Querschnitt zwischen der Ortsbrust des vorlaufenden, südlichen Seitenstollens (links), wo die Spritzbetonsicherung bereits eingebaut ist und der Ortsbrust des nachlaufenden, nördlichen Seitenstollens. Dort ist noch der Tübbing mitsamt der temporären Aussteifung zu sehen.

Unten ein Foto aus dem Vortrieb des südlichen Seitenstollens (Bild 10). Man erkennt am rechten Bildrand die temporäre Abstützung des fertig ausgebauten Mittelstollens, sowie dessen teilweise abgebrochenen Spritzbetonverzug. Mittig im Hintergrund der Tübbing vor der Ortsbrust des Seitenstollens, sowie das dort noch vorhandene Aussteifungsgerüst.



Bild 10: Bergmännischer Vortrieb des Seitenstollens

5 Anlagentechnik

5.1 Gefrieranlage

Das Herzstück der Anlage bildeten 3 Gefrieraggregate im Gespann mit einer Kühlleistung von zusammen 1,3 Megawatt. Die Anlagen waren von unterschiedlicher Bauart und Charakteristik, um sowohl gute und schnelle Regelbarkeit, als auch eine kostengünstige Abdeckung der Grundlast zu ermöglichen.



Bild 11: Ansicht der 3 Gefrieranlagen mit Nebenaggregaten

Sie waren über eine Kombination aus hydraulischer Weiche und Solevorratstank miteinander gekoppelt. Von dort aus versorgte eine elektronisch regelbare 3-fach-Pumpstation die Lanzen-Hauptgruppen. Ein Solevolumen im Kreislauf von ca. 81 m³ verdeutlicht das Ausmaß der Anlage. Oben ein Foto (Bild 11) der Gefrieranlagen mit Rückkühlern und Nebenaggregaten.

Sehr wichtig ist bei einem solchen Vorhaben natürlich die Sicherheit und die Einplanung von Redundanzen. So gab es ein automatisiertes 1 MW-Notstromaggregat mit einem Kraftstoffvorrat für mindestens 3 Tage und jede Gefrieranlage war mit einem Gaswäscher ausgestattet. Im Falle eines Ammoniak-Austritts wäre die belastete Atmosphäre im Container der Gefrieranlage vollautomatisch gereinigt worden. Ein sehr wichtiger Aspekt bei innerstädtischem Betrieb, noch dazu in unmittelbarer Nähe stark frequentierter Bereiche, auch wenn diese Systeme bei diesem Projekt nicht zum Einsatz kamen. In der Erhaltungsphase war die Anlage 24/7 besetzt, hinzu kam eine Bereitschaft der hauseigenen Elektrotechnik, sowie einer Wartungsfirma für Kälteanlagen. Die Kühltürme wurden durch eigenes Personal laufend auf Einhaltung der Grenzwerte für Mikroorganismen und Salzgehalt kontrolliert, flankiert durch die Fremdüberwachung eines entsprechenden Labors. Eine SMS-Alarmierung über alle relevanten Anlagenparameter rundete das Konzept ab.

Wie bereits erwähnt, wurden die Gefrierlanzen von beiden Stationsbaugruben aus überlappend hergestellt (Bild 12). Sie waren je Seite in 2x 4 Hauptgruppen zusammengefasst, jede Lanze jedoch auch einzeln regelbar.

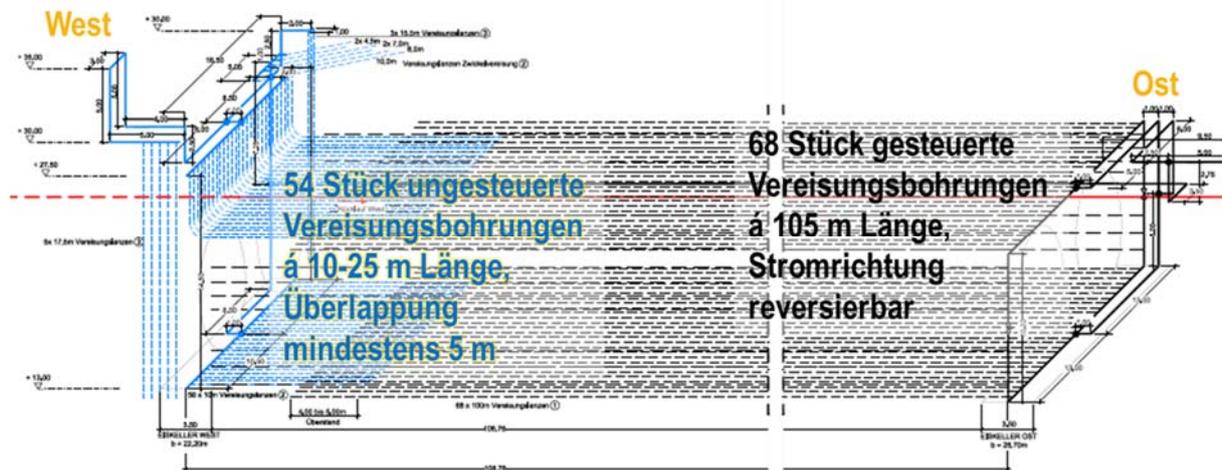


Bild 12: Schema der Gefrierlanzengruppen

Die Stromrichtung des Kälteträgers in den Lanzen war durch einfaches Umschiebern reversierbar, das heißt, dass die kalte Sole von der Vereisungsanlage im reversen Betrieb nicht im Lanzentiefsten zugeführt wurde, sondern am Gefrierkopf. Davon wurde beispielsweise in der Anschlagsphase Gebrauch gemacht, als infolge des Auffräsens der Schlitzwand und des konzentrierten Geräteeinsatzes auf kleinem Raum eine große Wärmeleistung zugeführt wurde. Durch die Reversierung konnte die notwendige Kühlleistung am Ort des Wärmeeintrags bereitgestellt werden, ohne den Frostkörper am anderen Ende unnötig anwachsen zu lassen. Die Gefrierlanzen waren 3-fach gegen Soleaustritt gesichert und dazu unter anderem planmäßig mit einem Inliner aus tiefkaltzähem Spezialstahl versehen. Bild 13 gibt einen Einblick in den sogenannten «Vereisungskeller», die Verteilung unterhalb des Vortriebsquerschnittes.



Bild 13: Verteiler mit Anschluss der Gefrierlanzen

Die Messwerte wurden in einem voll mobilen, koordinatengerechten 3D-System webbasiert allen Beteiligten in Quasi-Echtzeit zur Verfügung gestellt. Es bietet einfach zu konfigurierende Ansichten und übersichtliche, zeitlich-räumliche Darstellungen der Messdaten. Unten (Bild 15-1 und 15-2) die in alle Richtungen dreh-, schwenk- und zoombare Übersichtsdarstellung der Temperatursensoren.

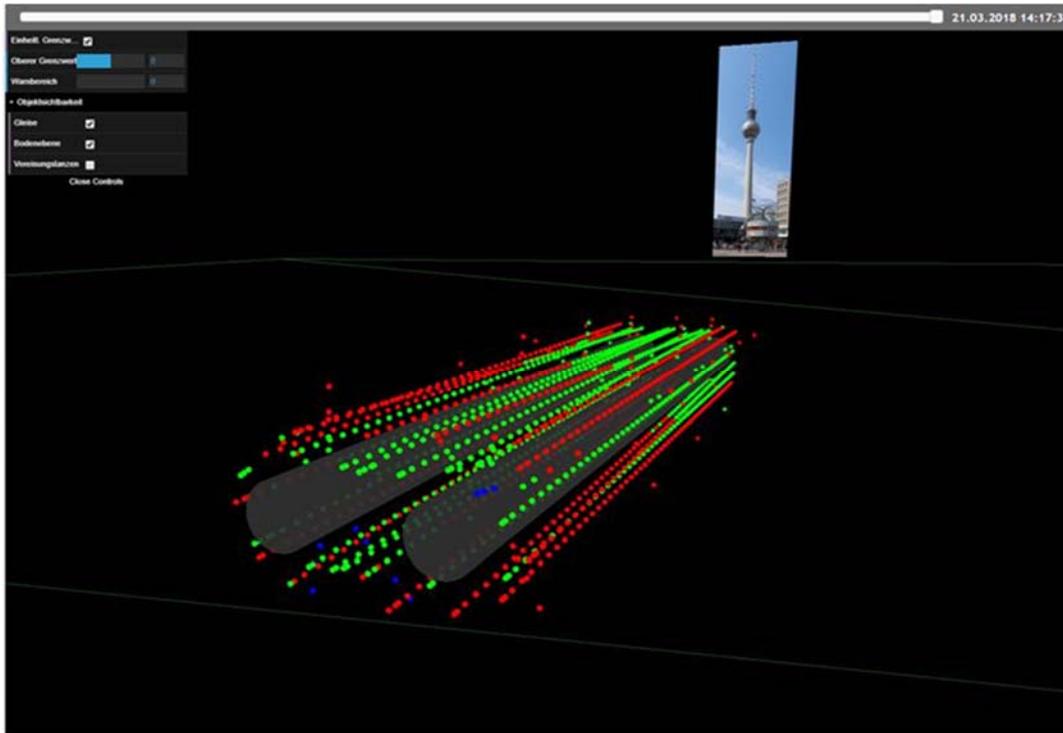


Bild 15-1: Webbasierte 3D-Oberfläche des Temperaturanalysestems (TAS)



Bild 15-2: Webbasierte 3D-Oberfläche des Temperaturanalysestems (TAS)

6 Steuerung der Vereisung in der Erhaltungsphase

Natürlich sind die Messwerte nur die Grundlage für die Bewertung des Frostkörperzustandes und die daraus abzuleitenden Regelparameter des Gefriersystems. Auch hier etablierte sich schnell eine offene und partnerschaftliche Zusammenarbeit der Vertragsparteien und ihrer Berater. So erfolgte die Frostkörperbewertung auf der Auftragnehmerseite durch die Dr.-Ing. Orth GmbH als Vorhersage der Frostkörperentwicklung im FE-Modell anhand des Gefrierbetriebs mit anschließendem Abgleich von Rechenergebnissen und Temperaturmesswerten.

Auf Auftragnehmerseite

- Vorhersage der Frostkörperentwicklung am FE-Modell anhand des Gefrierbetriebs
- Vergleich der Ergebnisse mit den Temperaturmesswerten

Auf Auftraggeberseite

- Auswertung ausschließlich anhand von Messwerten

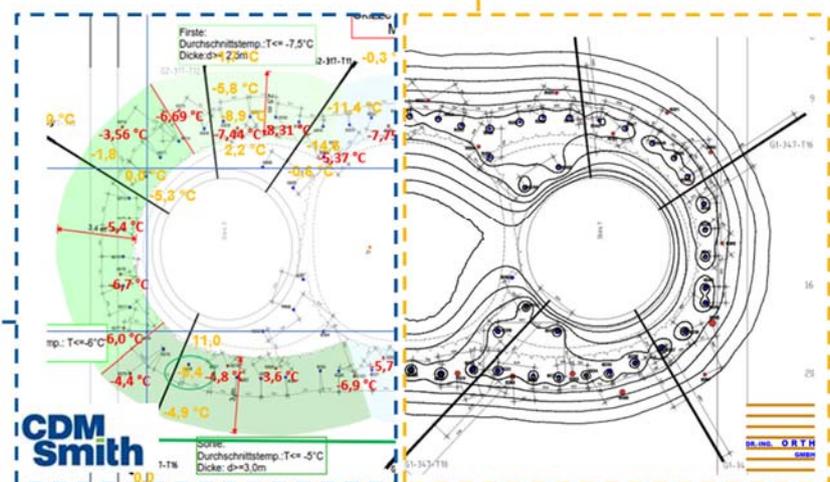


Bild 16: Abgleich der Auswertungsansätze auf Auftragnehmer vs. Auftraggeberseite

Parallel führte CDM Smith eine Auswertung anhand der Messwertverläufe durch. Beide Ergebnisse wurden dann ausgetauscht und der Gefrierbetrieb gemeinsam darauf abgestimmt. Diese Aufgabenteilung ist oben (Bild 16) schematisch dargestellt.

Wie oben schon kurz angesprochen, enthielt der mehrgliedrige Frostkörper eine große Menge an eingeschlossenem Wasser, das im Zuge des Frostkörperwachstums unter hohen Druck geraten wäre. Es wurde mittels beheizter Entwässerungslanzen elektronisch kontrolliert entspannt, wobei der Innendruck stets einige Meter Wassersäule über dem Außendruck liegen musste, um den noch dünnen Frostkörper nicht zu überlasten.

In den folgenden zwei Bildern (Bild 17-1 und 17-2) aus einer Simulation der Aufgefrierphase erkennt man, wie sehr das nach erfolgtem Ringschluss eingeschlossene Wasser, ohne Entspannungsbohrungen, unter Druck geraten wäre. Die Filterlanzen sind hier als radiale, rote und blaue Linien dargestellt.

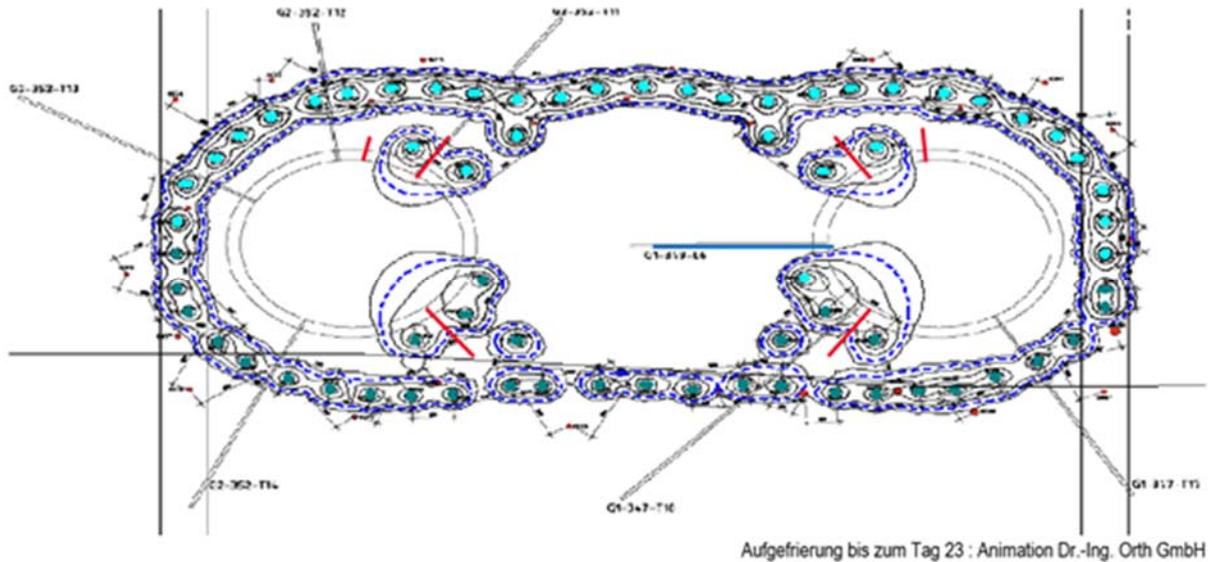


Bild 17-1: Kurz vor dem Ringschluss

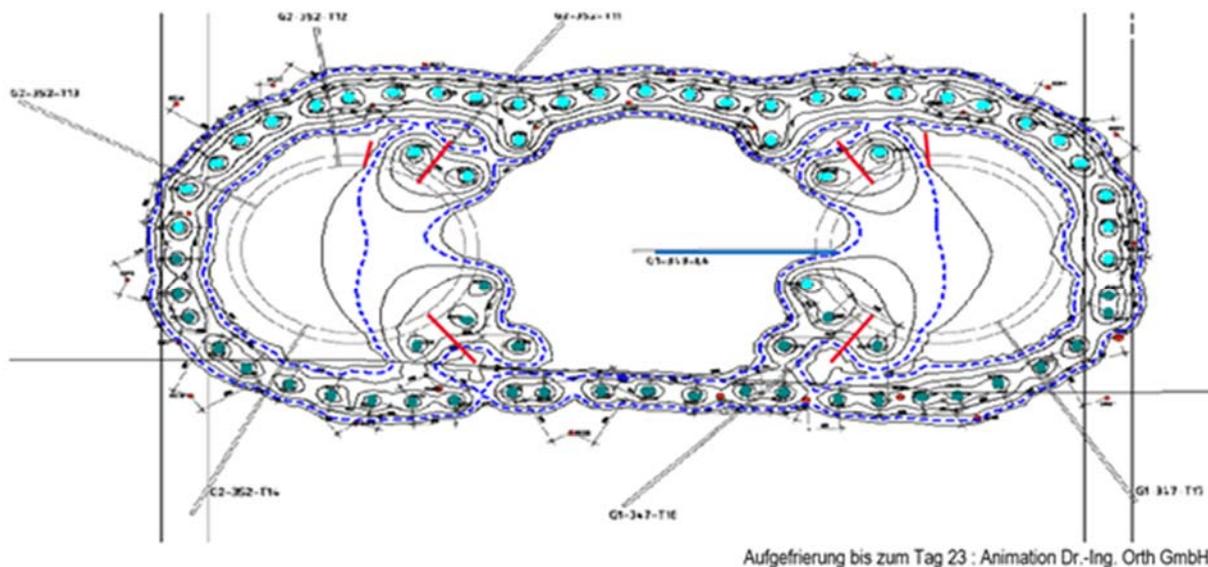


Bild 17-2: Der Gefrierkörper ist geschlossen und deutlich nach innen gewachsen

Nach ausreichendem Aufbau des Frostkörpers erfolgte die Dichtigkeitsprüfung anhand der waagerechten Entwässerungslanzen, die auch während des Vortriebs noch in den planmäßig ungefrorenen Kern ragten.

Auf der nachfolgend abgedruckten, exemplarischen Darstellung einiger Temperatursensoren über der Zeit (Bild 18) erkennt man einerseits den intermittierenden Betrieb der Gefrierlanzen an den kleinen Zacken, andererseits den erheblichen Einfluss des Vortriebs an den steilen Anstiegen um 10 und mehr Kelvin. Dabei gehört jeder Anstieg zu einem eigenen Abschlag.

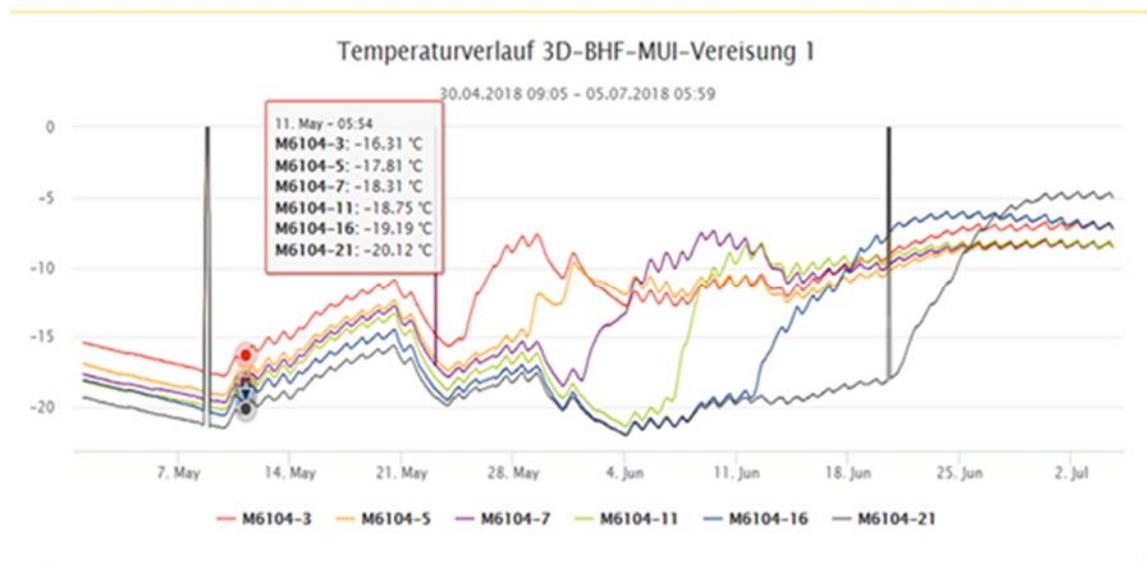


Bild 18: Temperaturverlauf während der Erhaltungsphase

6.1 Vortrieb im gefrorenen Boden

Der Vortrieb erfolgte bergmännisch mittels einer Baggeranbaufräse.

Bald nach Vortriebsbeginn wurde der anfängliche Vortrieb im vollen Querschnitt planmäßig auf einen Kalottenvortrieb mit 6 m nachlaufender Sohle umgestellt, um einerseits die Bewehrung der Spritzbetonschale zu erleichtern und andererseits das Ausfließen des ungefrorenen Kerns besser kontrollieren zu können (vgl. Bild 19).

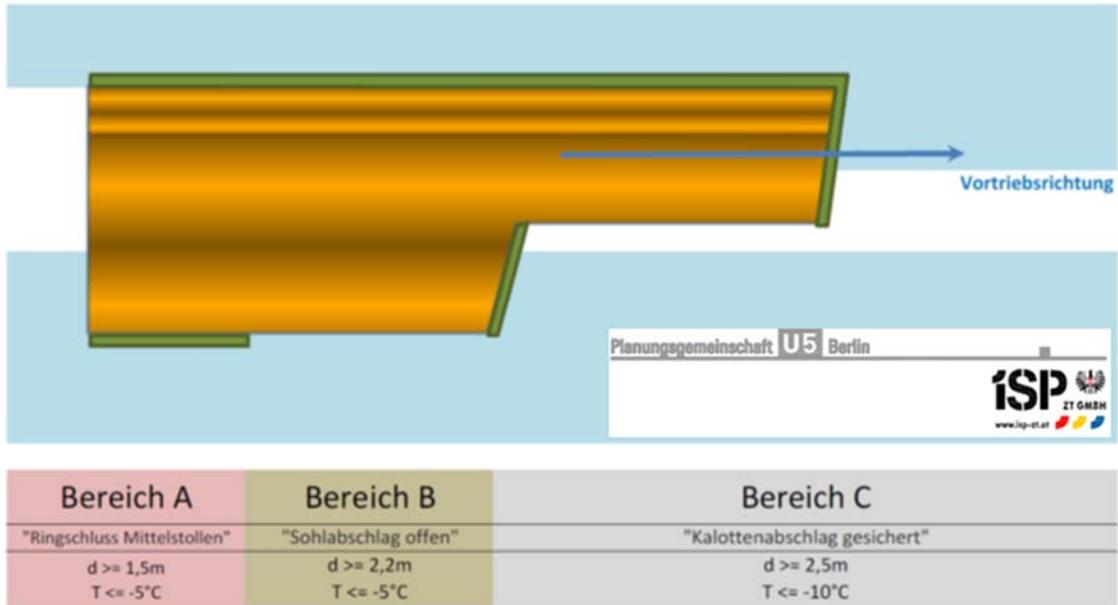


Bild 19: Schema Kalottenvortrieb mit differenzierten Gefrierparametern

Das erforderte natürlich auch eine differenziertere Betrachtung der Anforderungen an den Frostkörper, wie in Bild 20 veranschaulicht.

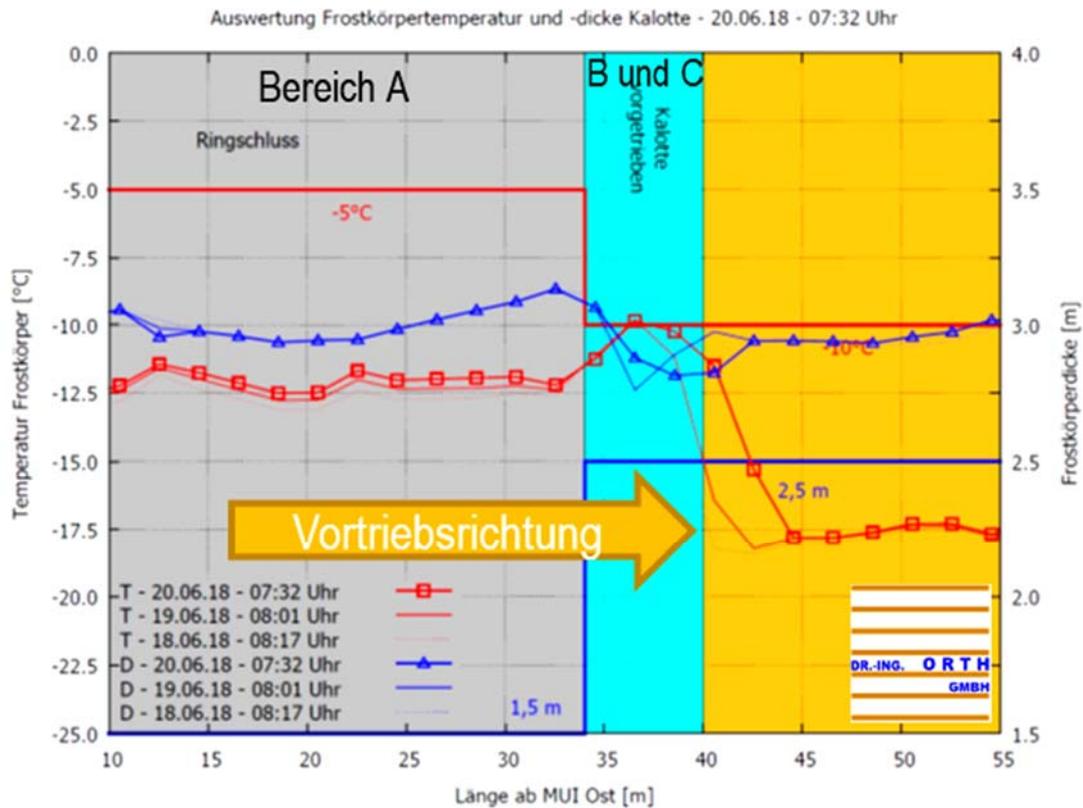


Bild 20: Schema der Gefrierlanzengruppen

Während im Bereich des Ringschlusses geringere Anforderungen von mindestens 1,5 m Dicke (im Diagramm blau mit Dreiecksignatur) bei einer mittleren Temperatur unter -5 °C (hier rot mit Quadratsignatur) ausreichten, waren es davor 2,5 m Dicke bei -10 °C . Die roten und blauen Kurvenscharen zeigen die tatsächlich gemessene, zeitliche Änderung des Temperaturverlaufs über der Vortriebslänge. Man erkennt die deutliche Erhöhung der Temperatur um ca. 7,5 Kelvin, die bereits rund 5 m vor der Ortsbrust beginnt. Die als Frostkörpergrenze definierte -2 °C -Isotherme rückte nach der Spritzbetonherstellung kurzzeitig etwa 0,5 Meter von der Spritzbetonschale ab. Diese Auslenkungen verschwinden nach Abklingen der Hydratationswärme bereits wenige Meter hinter dem Ringschluss.

Eine ständige Beibehaltung der Vorgabe «mind. 2,5 m Dicke bei einer mittleren Temperatur von unter -10 °C zwischen den -2 °C -Isothermen» hätte zu einem unverhältnismäßigen Anwachsen des Frostkörpers geführt. Die erforderlichen Frostkörpereigenschaften ließen sich mit verschiedenen Paarungen von Dicke und Temperatur erreichen. Diese wurden vorab von den Planern bereitgestellt und flossen in die Anlagensteuerung mit ein. Man kann von einer Art «2-dimensionalem Toleranzfeld» sprechen.

Das wurde, nochmals differenziert, für die verschiedenen Bereiche des Querschnitts durchgeführt. Die zuvor gezeigte Tabelle galt während des Mittelstollenvortriebs nicht für die hoch belasteten Auflagerbereiche des Frostkörpergewölbes: hier war durchgängig eine Temperatur von unter -10 °C erforderlich.

Auch bei der Betonage der endgültigen Ortbetonschale, die Arbeitsrichtung des Schalwagens war hier entgegengesetzt zur Vortriebsrichtung, gab es eine deutliche Einwirkung der Hydratationswärme, wie in der Darstellung unten (Bild 21) zu erkennen. So stieg die Temperaturlinie (rot mit Quadratsignatur) im frisch betonierten Block 07 sprunghaft an. Am rechten Rand der Darstellung, etwa einen Monat nach Betonage der Blöcke 11 und 12, ist der Frostkörper schon wieder mehr als doppelt so stark wie gefordert, die mittlere Temperatur liegt gut 10 K unter dem zulässigen Maximum. Hätte man die Kühlleistung erhöht, um die ursprünglichen, pauschalen Sollvorgaben von -10 °C bei 2,5 m Frostkörperdicke auch im jeweils betonierten Block strikt einzuhalten, wäre der Frostkörper unnötig angewachsen. Das hätte, neben unnötigem Energieverbrauch, natürlich auch ein größeres Hebungs- und Setzungsrisiko nach sich gezogen.

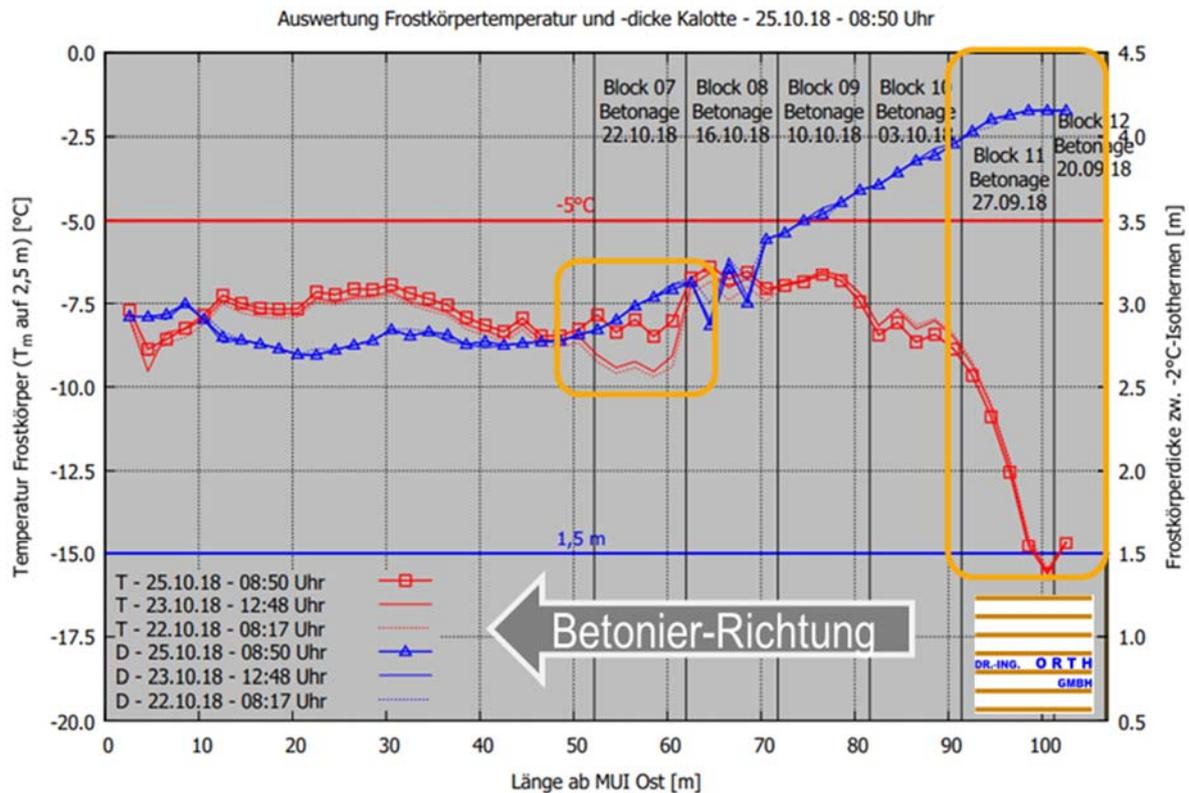


Bild 21: Einfluss der Hydrationswärme bei Betonage der Stationsinnenschale

Da die Spritzbetonschale für vollen Erd- und Wasserdruck bemessen war, konnten die Vorgaben für den Vereisungskörper in dieser Phase, zur Vermeidung von zu starkem Wachstum nach außen, weiter reduziert werden: nur noch 1,5 m Stärke bei unter -5°C . Auch hierfür wurde ein 2D-Toleranzfeld definiert, wie zuvor in der Vortriebsphase.

6.2 Intermittierender Gefrierbetrieb in der Erhaltungsphase

Zur Vermeidung von Eislinnenbildung wurde während der gesamten Erhaltungsphase ein intermittierender Betrieb gefahren. Gefrieraggregate der hier benötigten Leistung kann man nicht ohne große Risiken für die Verdichterstufen abrupt an- und ausschalten. Daher wurde der Gefrierbetrieb möglichst so organisiert, dass bei Durchlaufbetrieb der Verdichter zwischen Lanzengruppen ähnlicher Gefrierleistung umgeschaltet wurde, wie in der Darstellung unten (Bild 22) durch die großen Pfeile symbolisiert.

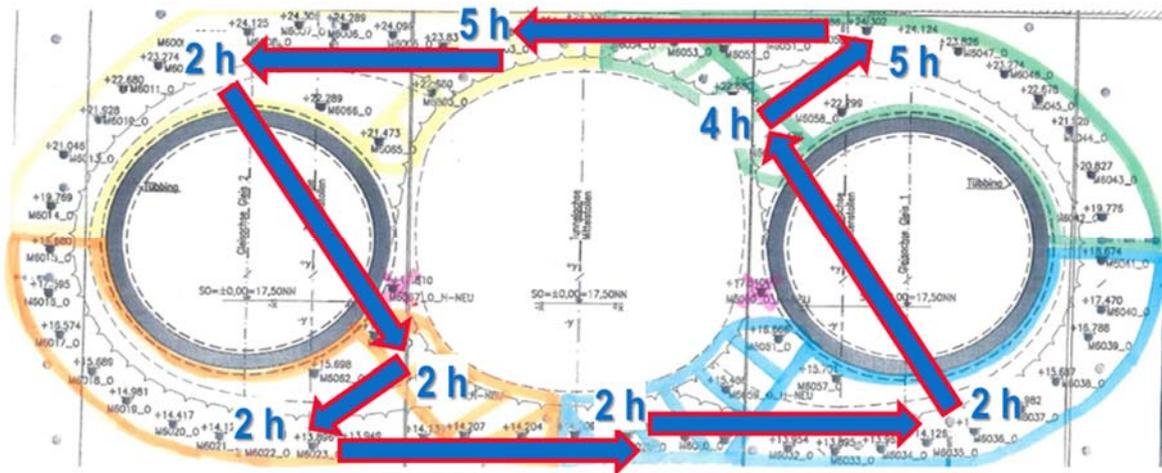


Bild 22: Lanzengruppen und Schaltschema im intermittierenden Betrieb

Örtlich erhöhter Kühlbedarf konnte durch längere Schaltzeiten, und durch Absenken der Vorlauftemperatur aufgefangen werden. Dazu war eins der drei Gefrieraggregate mit einer zusätzlich CO₂-Kaskade ausgestattet.

6.3 Aktives Auftauen mittels Fernwärme

Gewöhnlich denkt man bei einer Vereisung nur bis zur Funktionslosigkeit, also bis zur Fertigstellung des Bauwerks. Ein so großer Frostkörper hätte aber bei der herrschenden, geringen Grundwasseranströmung von nur 0,5 m/Tag über ein Jahr zum Abtauen benötigt eine Zeit, in der die Setzungsüberwachung der angrenzenden Gebäude hätte fortgesetzt werden müssen. Auch die Ortbeton-Innenschale wäre erst sehr spät mit Wasser beaufschlagt worden und auf ihre Dichtigkeit hin prüfbar gewesen. In der Folge hätte man den Bauvertrag nicht vollständig abwickeln können und viel Geld wäre auf beiden Seiten lange gebunden gewesen.



Bild 23: Aktives Auftauen – Rücklaufleitung mit Rauhreifüberzug (li.) / Wärmetauscher (re.)

Das sind Randbedingungen, unter denen sich ein aktives Auftauen durch Wärmezufuhr lohnt. Dazu wurden 17 Gefrierrohre unterhalb des Tunnelquerschnitts zunächst mit erwärmter Sole beschickt. Später konnte man dann auf Wasser bei 35-40°C im Vorlauf umstellen. Der Energieeintrag von rund 290 MWh über 87 Tage wurde aus dem öffentlichen Fernwärmenetz gespeist. Auf den Fotos oben sieht man links die Wärmetauschereinheit, im rechten Bild erkennt man die Rücklaufleitung an ihrem Rauhreifüberzug, während der Vorlauf nur taufeucht ist.

Die Lanzen waren im Vorfeld auf die Beanspruchung durch ihre Wärmeausdehnung im gefrorenen Boden bemessen worden. Es kam während der gesamten Projektdauer nicht zu Leckagen im Baugrund.

7 Zusammenfassung mit Erkenntnissen und Hinweisen für künftige Maßnahmen

Im vorliegenden Bericht über eine komplexe Bodengefriermaßnahme zeigt sich recht anschaulich, dass das Bodengefrierverfahren unter aktuellen Randbedingungen und auch im Hinblick auf die Dekarbonisierung des Bausektors wieder an Attraktivität und Bedeutung gewinnt.

So ist der erforderliche Eingriff in den Baugrund relativ gering, der Eingriff in die Hydrogeologie aber nahezu vollständig reversibel, was insbesondere in der Umgebung von Fließgewässern, aber auch in sonstigen, zu schützenden Aquiferen in den letzten zwei Jahrzehnten stark an Bedeutung gewonnen hat.

Die Baugrundvereisung ist sicher und oftmals auch wirtschaftlich einsetzbar, die Berechnungsgrundlagen sind schon lange geschaffen und inzwischen auch sehr gut mit Messdaten hinterlegt.

Durch die Möglichkeit des aktiven Auftauens ist das Verfahren keine «unendliche Geschichte» mehr, sondern passt sich unproblematisch in den Ablauf moderner Bauvorhaben ein.

Eislinsenbildung und Frosthebung können mittlerweile im Labormaßstab abgebildet und vorlaufend anhand ungestörter Proben untersucht werden.

In Deutschland ist eine breite Expertise für Planung, Bemessung und Ausführung von Baugrundvereisungsmaßnahmen vorhanden, die aktuell auch auf europäischer Ebene in die Ausführungsnormung einfließt.

Wie jedes Verfahren, so hat auch die Baugrundvereisung Chancen und Risiken, Möglichkeiten und Grenzen.

Die während dem hier besprochenen und anderen, vorher abgewickelten Projekten gewonnenen Erkenntnisse lassen sich in folgenden Sätzen zusammenfassen:

- Komplexe Vereisungsmaßnahmen bedürfen der fachgutachterlichen Begleitung.
- Die vertrauensvolle Zusammenarbeit aller Beteiligten ist entscheidend für den Erfolg.
- Dafür braucht man erfahrene Leute auf beiden Seiten des Besprechungstischs.
- Sorgfältige Planung aller Komponenten ist lebenswichtig. Redundanz ist kein Luxus.
- Kalottenvortrieb im Frostkörper ist möglich.
- Ein Modell ist kein Modell.
- Die zulässige Bandbreite wichtiger Parameter sollte im Vorfeld bekannt sein.
- Das Messsystem ist das Rückgrad jeder Vereisung.

8 Literatur

[1] Meier, Leible: „Bohr- und Messtechnik für den Gefriervortrieb“, Swiss Tunnel Congress 2020

Kramertunnel Garmisch-Partenkirchen – Vortrieb im Bereich des Bergsturzes und der Lüfterkaverne

Raphael Zuber
Staatliches Bauamt Weilheim
Jochen Fillibeck, Johannes Jessen
TU München - Zentrum Geotechnik

1 Projektübersicht

Die Bundesstraße B 2 in Richtung Innsbruck und die Bundesstraße B 23 in Richtung Fernpass sind die zwei großen Ortsdurchfahrten, die am Ende der A 95 aus München kommend als Fernverkehrsverbindungen Garmisch-Partenkirchen verkehrlich prägen. Die B 23 zweigt nördlich von Garmisch-Partenkirchen von der B 2 nach Westen ab und verläuft durch den Ortsteil Garmisch Richtung Grainau und weiter in südwestlicher Richtung nach Griesen, sowie über den Fernpass nach Tirol.

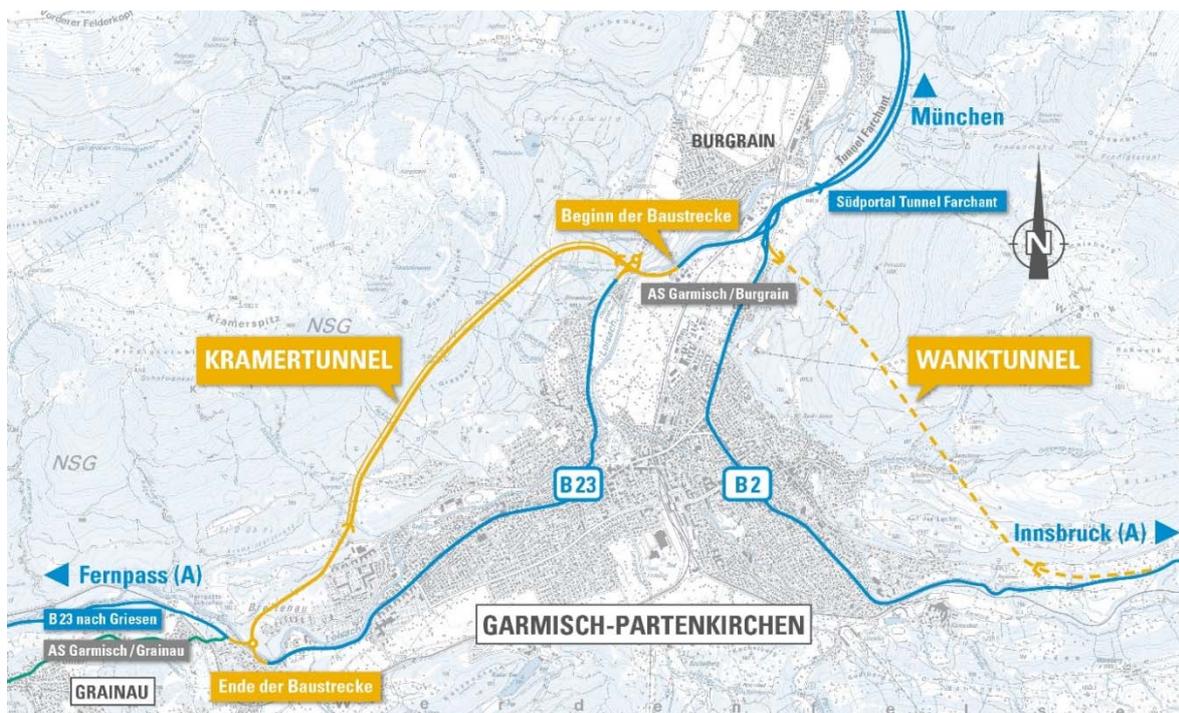


Abbildung 1: Übersichtslageplan

Die B 23 weist in der Ortsdurchfahrt von Garmisch bis zu 16.000 Fahrzeuge/24 h auf. Für die Entlastung der Ortsdurchfahrt ist daher dringend eine Ortsumfahrung erforderlich. Garmisch-Partenkirchen liegt in einem Talkessel, in dem die Bebauung im Westen bis an die Hänge des Kramers heranreicht. Die notwendige Ortsumgehung lässt sich nur durch den Bau eines langen Tunnels verwirklichen. Die geplante 5,6 km lange Ortsumgehung schwenkt nördlich von Garmisch-Partenkirchen von der bestehenden B 23 kurz nach der Loisachüberquerung ab. Bereits nach ca. 150 m taucht die Trasse im Bereich eines stillgelegten Steinbruchs in das

Kramermassiv ein, das in einem 3.609 m langen Tunnel unterfahren wird. Am südlichen Tunnelende verläuft die künftige B 23 auf freier Strecke bis Sie die Loisach überquert und an die vorhandene B 23 bei Grainau anschließt.

2 Geologie Kramermassiv

Das Tunnelprojekt liegt im Kramermassiv und damit am Nordrand der Nördlichen Kalkalpen im Bereich der oberostalpinen Lechtaldecke. Das Massiv wird von obertriassischen Karbonatabfolgen (Hauptdolomit und Plattenkalk Formation) und der karbonatischen Abfolge der Kössen Formation aufgebaut. Die Hauptdolomit Formation stellt mit bis zu 1000 m Mächtigkeit die vorherrschende Festgesteinseinheit dar, welche über die jüngeren Abfolgen der Plattenkalk Formation (bis zu 300 m mächtig) und der Kössen Formationen (bis zu 200 m mächtig) geschoben wurde.

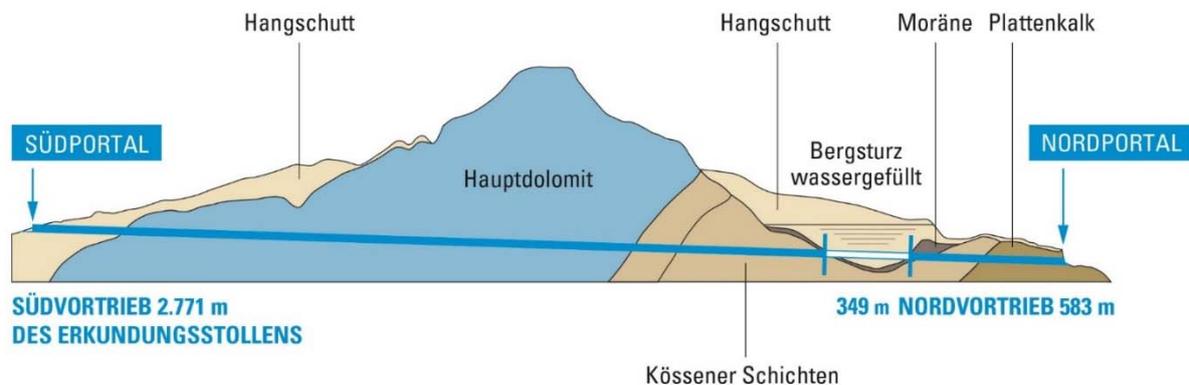


Abbildung 2: geologischer Längsschnitt (vereinfachte Darstellung)

Eine lokale Besonderheit ist eine glazial überprägte Mulde (Bergsturzgebiet) in den Kössener Schichten im Nordabschnitt des Projektes. An Ihren Rändern ist die Mulde mit Grundmoränenmaterial und Eisrandsedimenten gefüllt. Der Hauptteil der Muldenfüllung besteht jedoch aus wassergesättigtem Bergsturzmaterial, das aus stark zerbrochenen Schollen von Hauptdolomit und Schuppen aus Kössener Schichten besteht und damit inhomogen zusammengesetzt ist.

3 Bergsturzgebiet

3.1 Rückblick und Baurecht

Nach fast 40-jähriger Planungsgeschichte begannen in 2010 die Arbeiten auf Grund der herausfordernden Geologie und Hydrogeologie im Bereich des Bergsturzes zunächst nur am Erkundungsstollen. Bis 2013 konnten vom Erkundungsstollen 3.353 m von insgesamt 3.703 m aufgeföhren werden. Eine Anfahrt in den Bergsturzgebiet konnte damals nicht durchgeföhrt werden. Während der Annäherung an den Bergsturzgebiet zeigte sich anhand von ergän-

zenden Aufschlussbohrungen, dass bei den vorliegenden geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen (bis zu 5 bar Wasserdruck in stark durchlässigem Baugrund) der geplante Spritzbetonvortrieb mit Injektionen zur Baugrundabdichtung vom Tunnel aus nicht realisierbar war.



Abbildung 3: Drainagebohrung gegen 5 bar Wasserdruck

Erste, in 2011 über kurze Zeiträume geführte Absenkversuche, zeigten aber die grundsätzliche Machbarkeit einer Grundwasserabsenkung. Im gleichen Zuge legte jedoch genau diese Absenkung obertägig liegende Quellen und Hangmoore trocken. 350 m vor dem Durchstich mussten daher die Arbeiten im August 2012 unterbrochen werden. Es folgten umfangreiche Untersuchungen zu den Fragen, mit welchem Verfahren ein Weiterbau möglich ist und welche Auswirkungen damit auf die darüber liegenden Quellen im FFH Gebiet verbunden sind.

Es erging ein ergänzender Planfeststellungsbeschluss mit dem Ergebnis, das Wasser im Bergsturzgebiet während der Bauzeit abzusenken und den Tunnel im Schutze der Absenkung druckdicht auszubauen. Nach Bauende soll der Bergsturzgebiet mit Hilfe des natürlichen Bergwassers wieder gefüllt werden. Maßgeblichster Punkt der Planergänzung war jedoch der baubegleitende Schutz sensibler Hangquellmoore im FFH-Gebiet oberhalb des Bergsturzgebietes. Hierzu wurde 2018 eine künstliche Bewässerungsanlage erstellt, die die natürlichen Quellen temporär durch künstliche Quellen ersetzt. Nachdem die Funktion der Maßnahme nachgewiesen werden konnte, begann die Grundwasserabsenkung im Bergsturzgebiet.

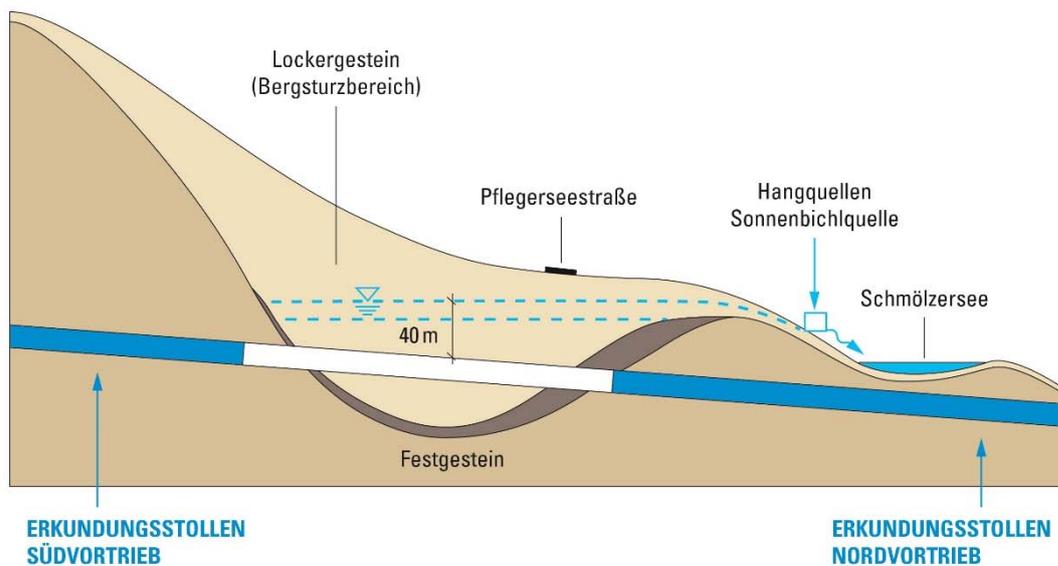


Abbildung 4: Bergsturzmulde mit Hangquellmooren (vereinfachte Darstellung)

3.2 Grundwasserabsenkung

Auf Grundlage der Ergebnisse der geologischen und hydrogeologischen Vorerkundung und von reflexions- und hybridseismischen Untersuchungen war die Lage, der Umriss und der tiefste Punkt der Bergsturzmulde hinreichend genau bekannt. Auf dieser Basis entstand das Modell einer wassergesättigten Wanne, die sich über Entwässerungslanzen gravitativ entleeren sollte.

Die Absenkung des Bergwasserspiegels sollte 2019 über 6 bestehende und 10 neu zu bohrende Drainagelanzen realisiert werden. Hierzu wurden vom Endpunkt des bereits aufgefahrenen Nordabschnittes des Erkundungsstollens bis zu 53 m lange, steigende Schrägbohrungen gegen einen Wasserdruck von bis zu 5 bar abgeteuft (Doppelkopfbohrverfahren mit Preventer). Zudem war eine vortriebsbegleitende Restabsenkung des Bergwasserspiegels mittels Drainagebohrungen vorgesehen, sowie eine zusätzliche Wasserhaltung über Vertikalbrunnen aus der Kalottensohle.

Bereits während der Tests der Entwässerungslanzen aus dem Erkundungsstollen zeigte sich, dass die Lanzen zu keiner ausreichenden Entwässerung führen würden. Mit Baubeginn Ende 2019 wurden deshalb weitere fächerförmig ausgerichtete Entwässerungsbohrungen mit bis zu 90 m gegen bis zu 5 bar Wasserdruck aus der Ulme des Stollens und aus einer tieferliegenden Bohrnische abgeteuft, die jedoch noch nicht zu dem gewünschten Entwässerungsverhalten für eine sichere Einfahrt in den Bergsturz führten. Auf dieser Grundlage wurde entschieden, in Ergänzung zu der bereits erreichten Absenkung, eine obertägige Brunnengalerie zu errichten.

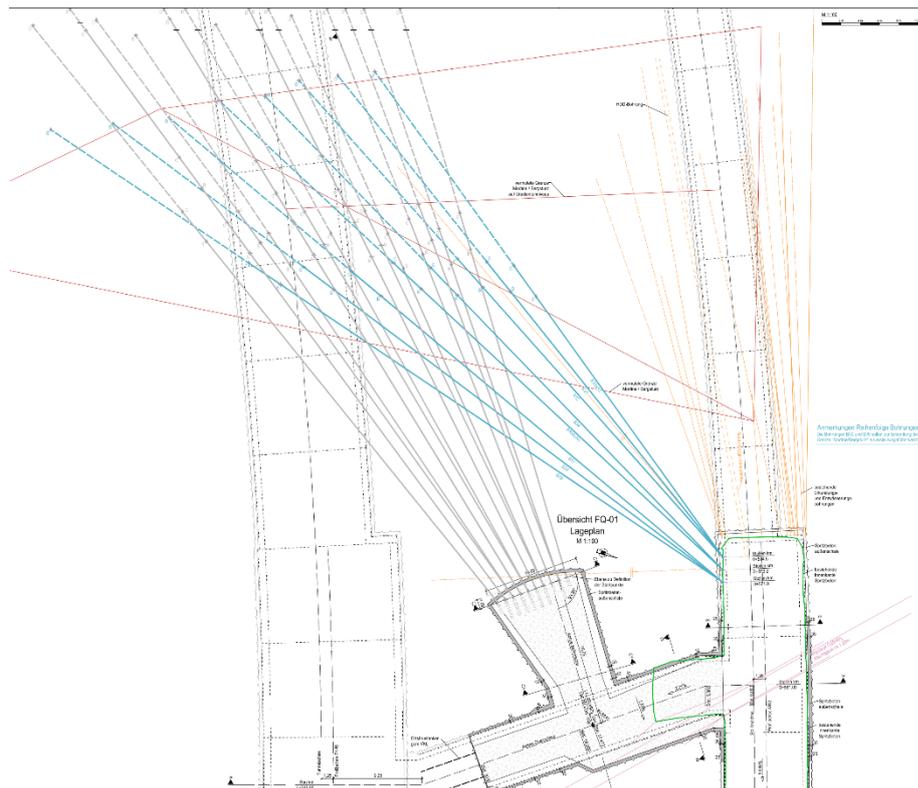


Abbildung 5: Entwässerungsbohrungen untertage

4.1. Brunnengalerie Obertage

Die Einrichtung einer obertägigen Brunnengalerie war erforderlich, um die geplanten Zielwasserstände, die für einen sicheren Einfahrvorgang und den weiteren Vortrieb erforderlich waren, zu erreichen.

Im Rahmen der Planungen zur Brunnengalerie stand die Anordnung der Brunnen zueinander im Vordergrund. Die Galerie sollte einerseits so angeordnet werden, dass ein abschnittsweises Betreiben möglich war und damit ein zügiger und sicherer Beginn vor den Vortriebsarbeiten im Einfahrtsbereich sichergestellt werden konnte, andererseits sollte stets ein höherpositionierter, bergseitiger Brunnen von einem tiefer liegenden, talseitigem Brunnen abgesichert bzw. unterstützt werden. Dies sollte die vollständige Erfassung der Grundwasserzuflüsse zur Bergsturzmulde garantieren und lokal bestehende Einschränkungen hinsichtlich der Ergiebigkeit kompensieren. Eine insgesamt höhere Positionierung bezogen auf das bergseitige Grundwasserereinzugsgebiet war aufgrund genehmigungsrechtlicher Randbedingungen nicht möglich.

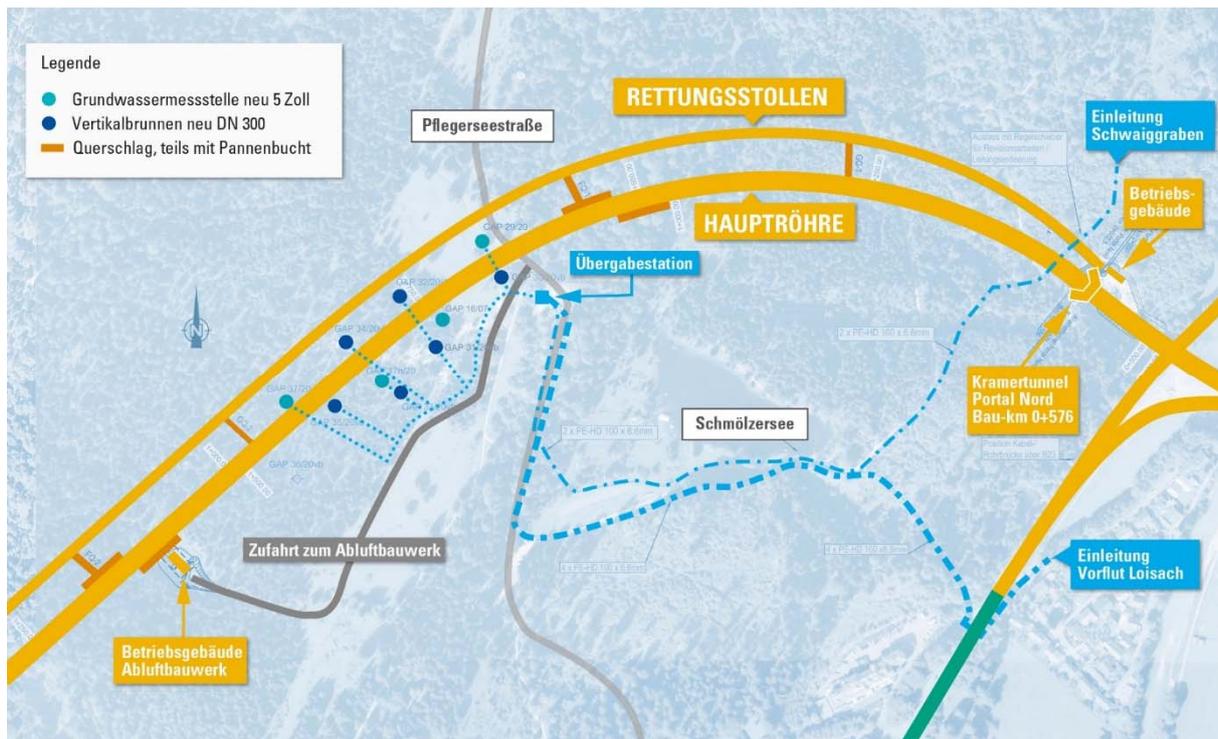


Abbildung 6: Gesamtansicht der Brunnengalerie und der Ablaufleitungen (vereinfachte Darstellung)

Für die Hauptabsenkung wurden insgesamt 6 großkalibrige Brunnen im Abstand von ca. 60 - 70 m und auf halbem Abstand 4 bepumpbare 5 Zoll-Pegel mit Endteufen bis zu 100 m errichtet. Die Vertikalbrunnen wiesen eine Endteufe von ca. 90 m auf und erreichten damit die den Bergsturz umgebende und abdichtende Grundmoränenschicht. Im Hinblick auf Starkregenereignisse mit lokalen Grundwasserzuströmen wurde das maximale Fördervolumen des Gesamtsystems auf einen Wert von bis zu 270 l/s ausgelegt.

4.2. Weitere Maßnahmen aus dem Vortrieb

Neben dem Betreiben der obertägigen Brunnengalerie sind zur Sicherstellung der Gesamtwasserabsenkung im Vortrieb ergänzende Maßnahmen ausgeführt worden.

Es erfolgte die Ausführung fallender Drainagebohrungen, die je nach Vortriebsklasse in Bohrkampagnen mit in der Regel 10 m Abstand ausgeführt wurden. Anzahl und Länge wurden situationsabhängig angepasst.

(a)



(b)



Abbildung 7: (a) Entwässerungsbohrung; (b) Membrankolbenpumpen

Das Bepumpen der Drainagebohrungen erfolgte mit Membrankolbenpumpen. Neben der Sohldrainage bildeten die Vertikalfilterbrunnen einen wichtigen Bestandteil, um dauerhaft den Wasserspiegel unter der Sohle zu belassen.

(a)



(b)



Abbildung 8: (a) Bohren eines Vertikalbrunnens; (b) Steigende Drainagebohrung aus dem Anfahrbereich des Bergsturzes

Zur Fassung von schwebendem Grundwasser wurden aus dem Querschnitt zusätzliche Drainagebohrungen gesetzt, die temporär Wasser führten. Die Kombination aller Entwässerungsmaßnahmen und deren technische und baubetriebliche Steuerung erbrachte den erhofften Erfolg: Das Grundwasserniveau wurde im gesamten Bereich abgesenkt und sicher gehalten.

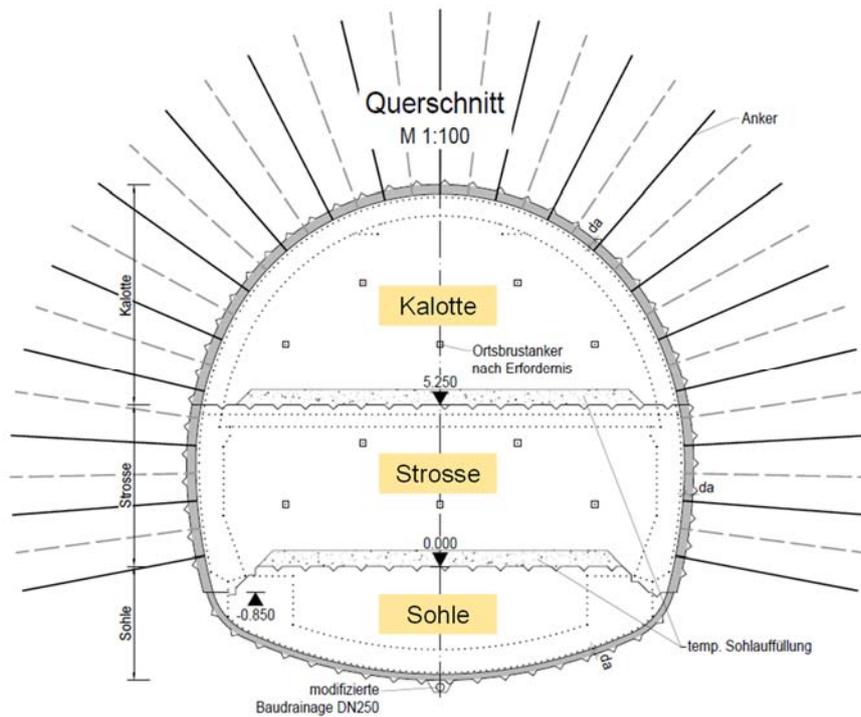


Abbildung 10: Unterteilung der Kaverne in Kalotte, Strosse und Sohle

Die maßgebenden Bauphasen zur Herstellung der Kaverne sind in Tabelle 1 chronologisch aufgeführt. Abbildung 11 veranschaulicht den zugehörigen Bauablauf.

Tabelle 1: Maßgebende Bauphasen zur Herstellung der Kaverne

Phase 1	Herstellung des Abluftschachtes und Kalottenvortrieb im Tunnel (Pannenbucht PB2-O)
Phase 2	Auffahren der Kalotte in der Kaverne (ohne Sohlschluss)
Phase 3	Rücklaufende Überfirstung über Pannenbucht (PB2-O)
Phase 4	Vortrieb der Strosse in der Pannebucht und der Kaverne (ohne Sohlschluss)
Phase 5	Sohlvortrieb in der Kaverne (Ringschluss) und anschließender Sohlvortrieb in der Pannenbucht

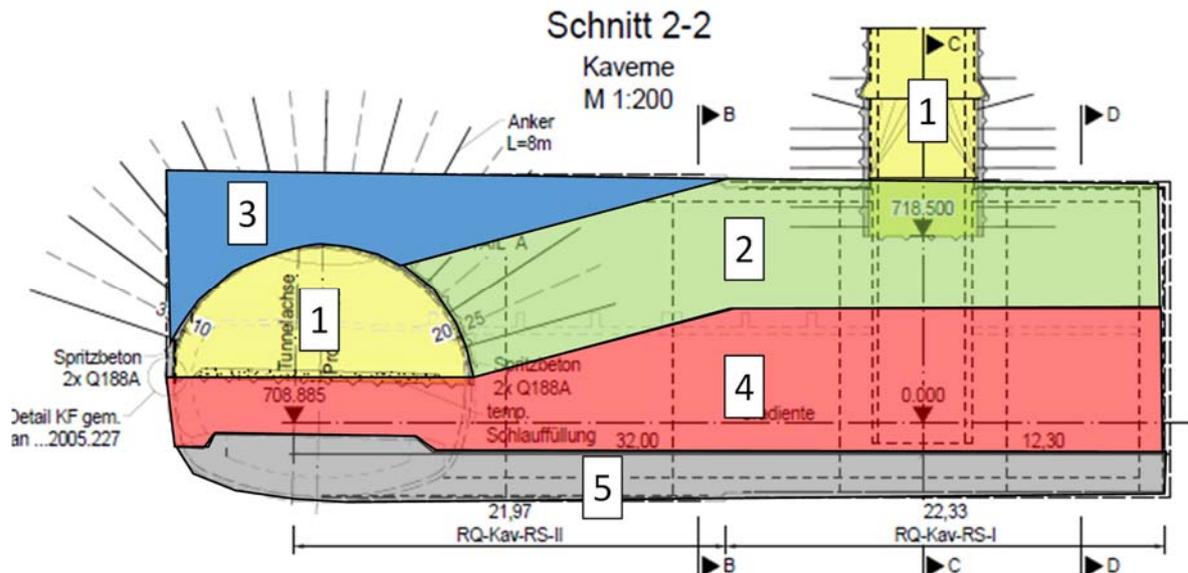


Abbildung 11: Bauablauf zur Herstellung der Kaverne

Nach Herstellung des Kalottenvortriebs im Haupttunnel und dem Auffahren des Lüftungsschachts (Phase 1), wurde vom bestehenden Kalottenniveau in PB2-O im Haupttunnel eine ca. 15° steile Rampe bis zum Erreichen der Kalottenhöhe in der Kaverne hergestellt. Die Kavernenkalotte wurde anschließend horizontal weiter bis zum vorausentwässerten Schacht vortrieben. Dabei mussten angetroffene Sicherungsmittel aus dem Schachtvortrieb sukzessive gekürzt bzw. rückgebaut werden.

Im Zuge des weiteren Vortriebs bis zum Erreichen der Kavernenendwand (Phase 2) wurde der bestehende Schacht in den Ausbruchsquerschnitt der Außenschale der Kavernenkalotte integriert. Die Schachtwasserhaltung konnte dabei in die untertägige Wasserhaltung von Kaverne und Haupttunnel überführt werden. Für den Vortrieb des Abluftschachtes wurden 3 Absenkbrunnen im Umkreis von 2,00 m zur Schachtwandung mit Einbindung bis in die Kössener Schichten in ca. 56,00 m abgeteuft. Diese wurden bis zum vollständigen Einbau der Innenschale im Schacht und der Kaverne betrieben.

Nach Fertigstellung der Kavernenendwand erfolgte die rücklaufende Überfirstung im Kreuzungsbereich zur Pannenbucht (Aufweitung entgegen der ursprünglichen Vortriebsrichtung). Die Aufweitung beginnt im Rampenbereich und schließt mit der Kavernenendwand in der Pannenbucht im Haupttunnel ab (Phase 3). Mit dem Fortschritt der Überfirstung musste die Arbeitsebene im Zufahrtbereich der Pannenbucht angehoben werden, um die ca. 3,30 m höhere Aufweitung herstellen zu können.

Ausgehend von der Pannenbucht erfolgte anschließend der Strossenvortrieb in der Kaverne (Phase 4). Abbildung 12 zeigt einen Abschlag beim Strossenvortrieb in der Kaverne einschließlich der Kavernenendwand und dem Anschluss an das Schachtbauwerk.

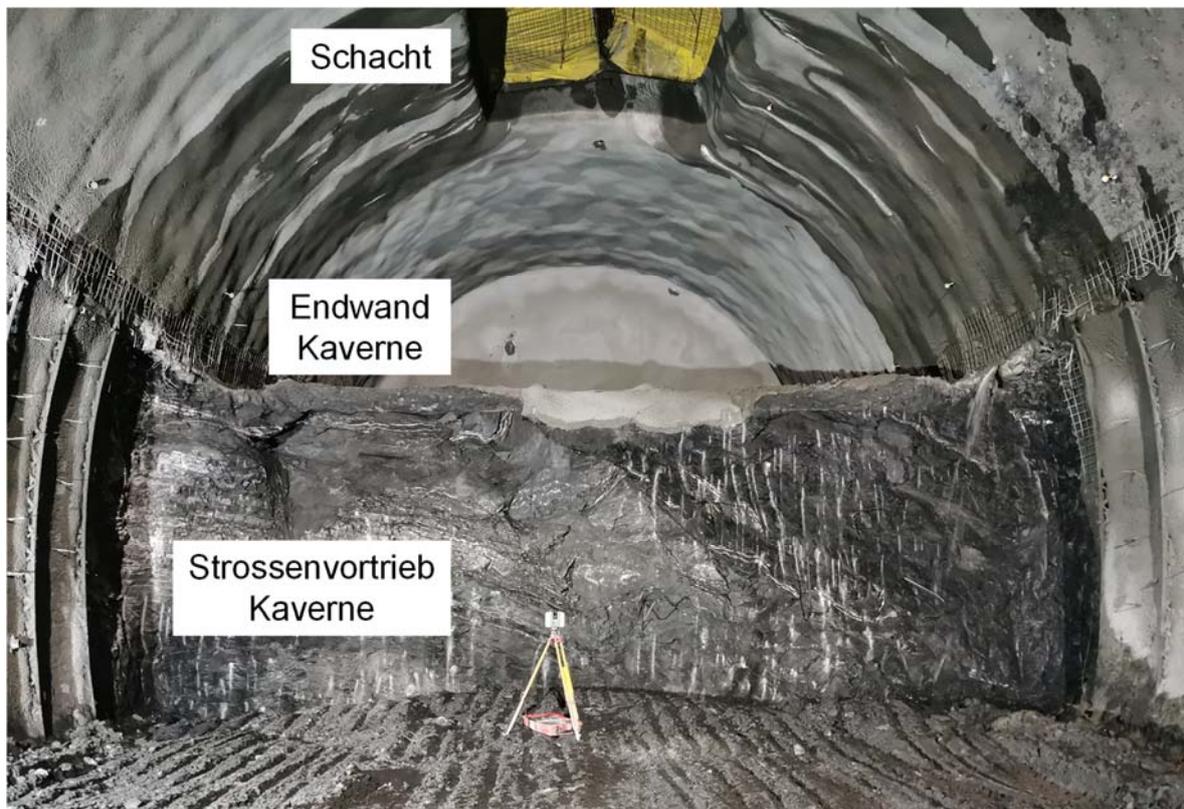


Abbildung 12: Strossenvortrieb in der Kaverne (Phase 4)

Insbesondere im Kreuzungsbereich zwischen Pannenbucht und Kaverne wurden beim Strossenvortrieb in der Kaverne relativ große Verformungen (> 65 mm) durch Konvergenzmessungen festgestellt, welche exemplarisch für den Vortriebsmeter 16,0 in Abbildung 13 dargestellt wird.

Die großen Verformungen resultierten aus Spannungskonzentrationen infolge der Überlagerung der Gewölbetragwirkung aus Pannenbucht und Kaverne. Die Bereiche mit hohen Spannungskonzentrationen sind in Abbildung 13 mit blauen Ellipsen markiert. Um die Verformungen einzugrenzen, wurde in Phase 5 ein schneller Ringschluss (Sohlvortrieb) in der Kaverne forciert, sowie Nachankerungen im Kreuzungsbereich ausgeführt.

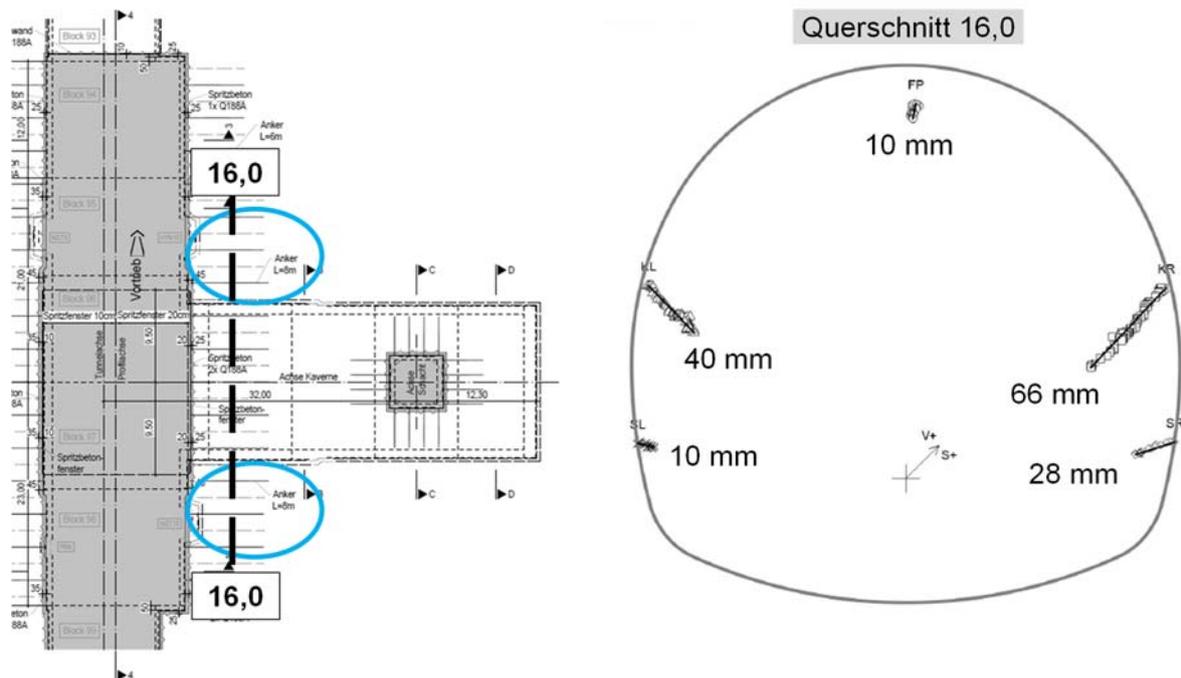


Abbildung 13: Konvergenzmessung bei Vortriebsmeter 16,0 im Kreuzungsbereich zwischen Pannenbucht und Kaverne

5 Literatur

Zuber R., Zeindl M., Schwaiger S., Thieme A. (2021). Kramertunnel Garmisch-Partenkirchen – konventioneller Tunnelbau in einem Bergsturzgebiet mit ober- und untertägiger Bergwasserabsenkung: bis zu 5 bar Wasserdruck, Fortsetzung der Bauarbeiten nach mehrjähriger Zwangspause. *Stuva Conference 2021*

Forschung in der Geotechnik für sichere und umweltfreundliche Wasserstraßen

Untersuchungen zur Stabilität des Gewässerbetts

Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Allgemeines

Das Netz der Wasserstraßen in Deutschland umfasst 7.300 km. Von wesentlicher Bedeutung für die Wasserstraße ist ein stabiles Gewässerbett. Das ist wichtig für

- die sichere Befahrbarkeit der Wasserstraße ohne Un- und Übertiefen und
- die Sicherheit der an den Ufern angrenzenden Infrastruktur.

Die Stabilität des Gewässerbetts wird von den hydraulischen Beanspruchungen durch Strömungen und Wellen bestimmt. In Bild 1 sind die wesentlichen Einwirkungen dargestellt.

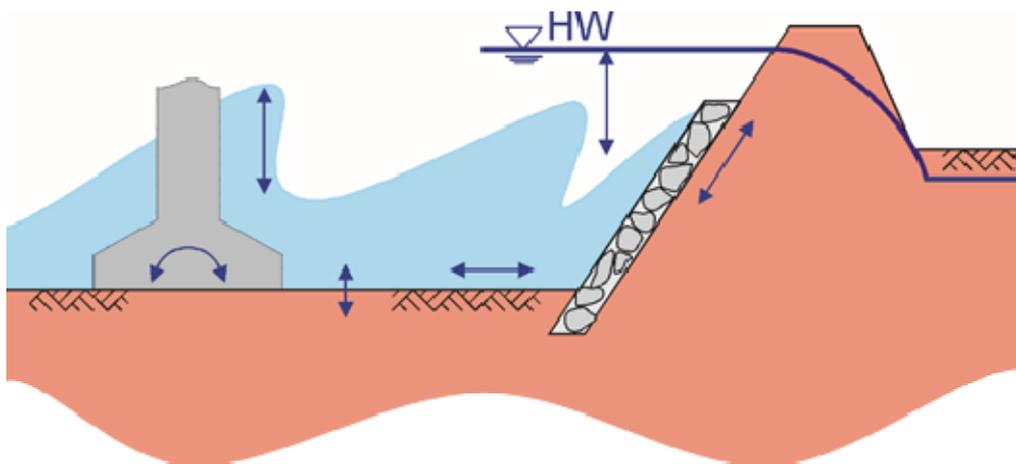


Bild 1: Hydraulische Einwirkungen auf des Gewässerbett

Typische Belastungen auf das Gewässerbett der Wasserstraßen sind natürliche und schiffsinduzierte Strömungen, die Durchströmung von Dämmen sowie welleninduzierte zyklische Druckwechsel auf das Gewässerbett und auf im Gewässer stehende Bauwerke.

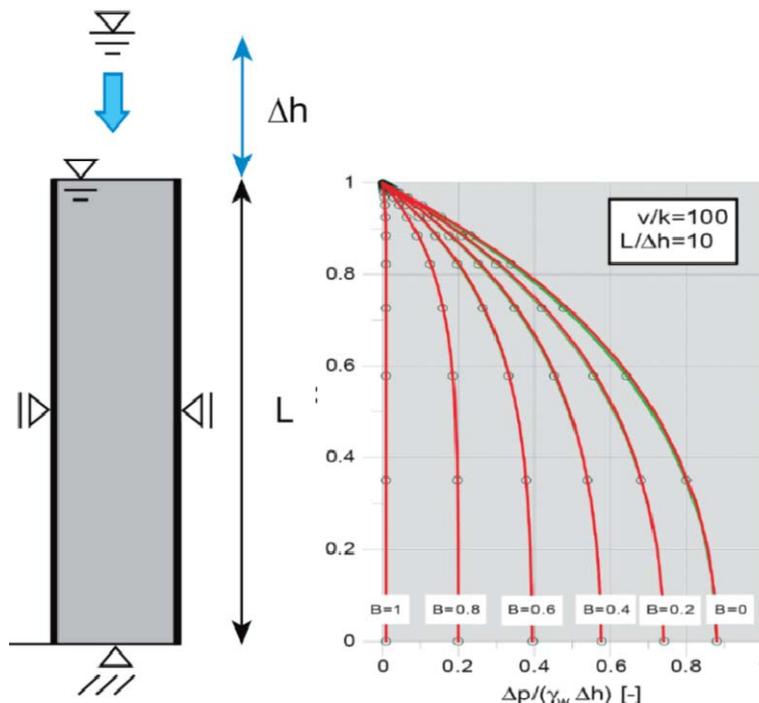
Geotechnische Aspekte spielen aufgrund der speziellen Interaktionen zwischen Bauwerk und Baugrund bzw. zwischen Wasser und Baugrund eine große Rolle für die Stabilität des Gewässerbetts.

2 Physikalische Grundlagen

Die Interaktion zwischen Gewässer, Grundwasser und Boden wird von der Sättigung des Bodens, d. h. vom Anteil der flüssigen Phase am gesamten Porenraum bestimmt. Im Bereich der Wasserstraße ist i. d. R. mit hohen Grundwasserständen zu rechnen. In den ersten Metern unterhalb des Grundwasserspiegels ist der Boden annähernd gesättigt, d. h. der Porenraum ist überwiegend mit Wasser gefüllt, aber ein geringer Anteil an Gas ist im Grundwasser enthalten. Dieser Anteil an Gas bewirkt, dass das Wasser kompressibel wird und auf Druckänderungen mit Volumenänderung reagiert. Fällt also der Druck im Gewässer ab, z. B. bei einer schnell ablaufenden Hochwasserwelle oder infolge lokaler Schiffs- und Windwellen, kann dem der Druck im Grundwasser nur folgen, wenn sich das Grundwasser in Richtung des Druckabfalls ausdehnen kann. Ansonsten entsteht ein Porenwasserüberdruck mit einem Gradient zum Gewässer hin. Die Größe des Porenwasserüberdrucks wird durch den Skempton-B-Wert gesteuert, der sich aus dem Verhältnis der Steifigkeiten des Bodens zu der des Wasser-Luft-Gemischs nach folgender Gleichung ergibt (mit E_s = Steifemodul Boden, n = Porenanteil, C_{wg} = Steifigkeit Wasser-Luft-Gemisch).

$$B = \frac{1/E_s}{1/E_s + n \cdot C_{wg}}$$

Bild 2 zeigt das Ergebnis einer Simulation eines schnellen Wasserspiegelabsinks über einer Bodensäule in dimensionsloser Darstellung. Für vollkommen gesättigte Verhältnisse ($B=1$) entstehen keine Porenwasserüberdrücke Δp , für ein sehr kompressibles Fluid ($B=0$) entstehen große Porenwasserüberdrücke, die am unteren Ende der Bodensäule fast 90 % des Wasserdruckabfalls betragen, d. h. der ursprüngliche Porenwasserdruck bleibt an dieser Stelle fast vollständig erhalten.



v/k = Verhältnis Wasserspiegelabsinkgeschwindigkeit zu Durchlässigkeitsbeiwert

Bild 2: Porenwasserdruck nach Wasserspiegelabsink Δh (Montenegro, Stelzer, 2015)

Aus dem Porenwasserüberdruck resultiert ein hydraulischer Gradient in Richtung des Druckabfalls, d. h. in Richtung Gewässer. Dieser Gradient bewirkt eine Reduzierung der effektiven Spannungen im Boden an der Gewässersohle. Je nach Größe und Geschwindigkeit des Druckabfalls in Verbindung mit der Durchlässigkeit des Bodens können die Gradienten auch so groß werden, dass sie zu Stabilitätsproblemen an der Grenzfläche Boden-Gewässer führen. Der Boden an der Gewässersohle verliert dann komplett seine Festigkeit und fluidisiert (Ewers, 2019).

3 Erosion am Gewässerbett

Der Porenwasserüberdruck im Boden infolge eines Druckabfall im Gewässer verringert den Widerstand des Bodens gegen Erosion. An Wasserstraßen treten Druckabfall und Überströmung häufig zeitgleich auf, z. B. aus schiffahrtsinduzierten und natürlichen Wasserbewegungen. Dann besteht eine erhöhte Erosionsgefahr an der Gewässersohle.

Der Zusammenhang zwischen dem Porenwasserüberdruck und dem Beginn von Erosion ist noch wenig erforscht. Daher wurde an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) der Gewässerbettssimulator (Gesi) entwickelt, mit dem zeitgleich und unabhängig voneinander gesteuert ein hydraulischer Gradient bzw. ein Porenwasserüberdruck in einem Bodenkörper und eine gleichzeitige Überströmung erzeugt werden kann. Ziel ist es, den Zusammenhang zwischen hydraulischem Gradient und Erosionsgefährdung zu erfassen und in ein Bemessungskonzept für die Stabilität der Gewässersohle einzubringen.

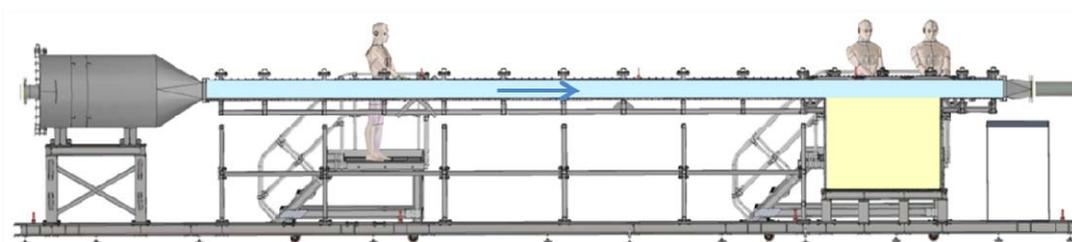


Bild 3: Gewässerbettssimluator der BAW

Bild 3 zeigt den Gesi im Foto und im Längsschnitt mit Darstellung des frei fließenden Wassers (blau) und des untersuchten Bodenkörpers (gelb). Genaueres zum Gesi und zur Messtechnik ist in Ewers (2020) beschrieben.

Bild 4 zeigt ein exemplarisches Versuchsergebnis. Auf der linken Hälfte ist der Druckverlauf über der Zeit im überströmenden Wasserkörper dargestellt. Auf der gleichen Zeitachse ist auf der rechten Seite die relative Partikelbewegung, ermittelt aus Videoanalysen, dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass der Druckabfall im freien Wasser zu einer erhöhten Partikelmobilität auf der Oberfläche des Bodenkörpers und damit zur Erosion führt.

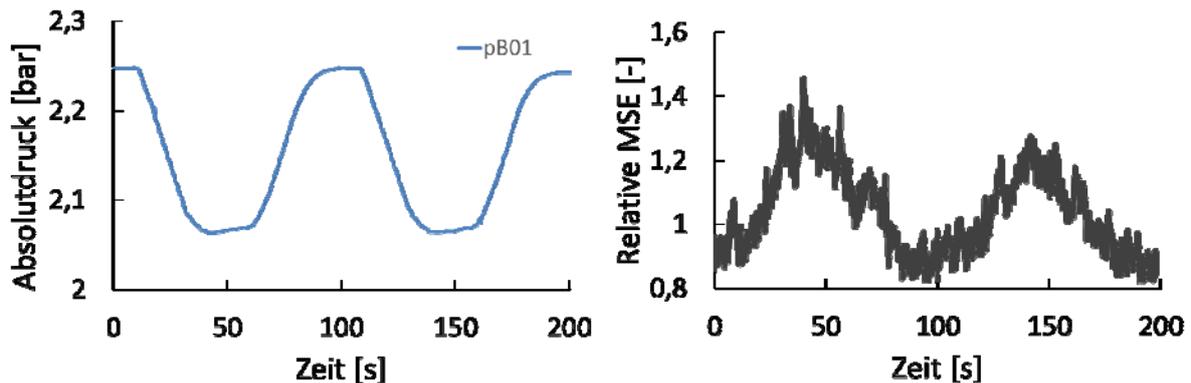


Bild 4: Messergebnis Gesi bei Überströmung mit 0,2 m/s, linke Hälfte: eingesteuerter Druckverlauf, rechte Hälfte: im Video erkennbare relative Bodenbewegungen an der Oberfläche des Bodenkörpers als relative Partikelbewegungen im Verlauf der Zeit (Ewers, 2019)

4 Ingenieurbioologische Ufersicherungen

Die Gestaltung des Gewässerbetts wird zunehmend durch Anpassungen an den Klimawandel und durch die Verpflichtung zum wasserwirtschaftlichen Ausbau mit erweiterter Berücksichtigung ökologischer Belange beeinflusst. Eine besondere Rolle spielt dabei an den Wasserstraßen die Uferzone, in der gute Randbedingungen für eine wertvolle Flora und Fauna herrschen sollen. Im Regelfall ist das Ufer vor Einwirkungen aus natürlicher Strömung und schiffahrtsinduzierten Strömungen und Wellen zu schützen, um die Sicherheit von Schifffahrt und angrenzender Infrastruktur zu gewährleisten.

Technische Ufersicherungen mit Deckwerken (Schüttseine und Filterlagen) sind hier ein wirksames und bewährtes Mittel, allerdings mit ökologischen Nachteilen. Eine ökologisch wertvolle Alternative sind Ufersicherungen mit Pflanzen. Allerdings gab es dazu lange Zeit keine Bemessungsregeln, diese waren mit Hilfe umfangreicher Untersuchungen zu ermitteln und werden noch laufend weiterentwickelt. Hierzu wurden und werden eine Vielzahl an Labor-, Modell- und Naturversuchen durchgeführt. Dabei haben sich ingenieurbioologische Ufersicherungen mit Weidenspreitlagen als vielseitig verwendbare Alternative zu Schüttsteindeckwerken gezeigt, sofern die hydraulischen Belastungen beschränkt sind (Fleischer et al, 2019). Bild 5 zeigt die Wirkungsweise der Weidenspreitlage nach der Anwuchsphase.

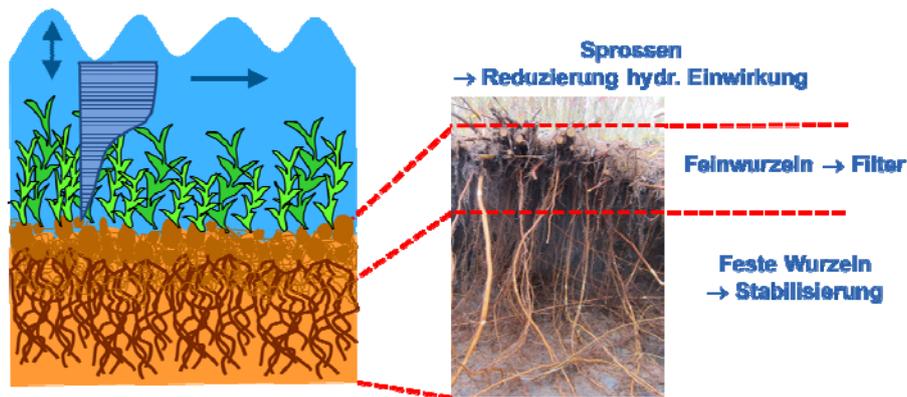


Bild 5: Prinzipskizze Ufersicherung mit Weidenspreitlage

Die Sprossen der Weidenspreitlage reduzieren den direkten Strömungsangriff auf das Ufer. Der Boden auf der Uferböschung wird durch die Einlage der Weidenspreitlage und durch die oberflächennah wachsenden feinen Wurzeln geschützt. Dabei wirkt das Geflecht aus Feinwurzeln ähnlich wie ein geotextiler Filter, in dem Wasser zum Abbau des Porenwasserüberdrucks durchströmen kann, der Boden aber zurückgehalten wird. Diese Filterwirksamkeit wurde in Laboruntersuchungen nachgewiesen. Bild 6 zeigt, wie sich bei mehrfacher Durchströmung der Bodenaustrag infolge Durchströmung der Weidenspreitlage bereits nach 3 Monaten Anwuchszeit deutlich reduziert hat.

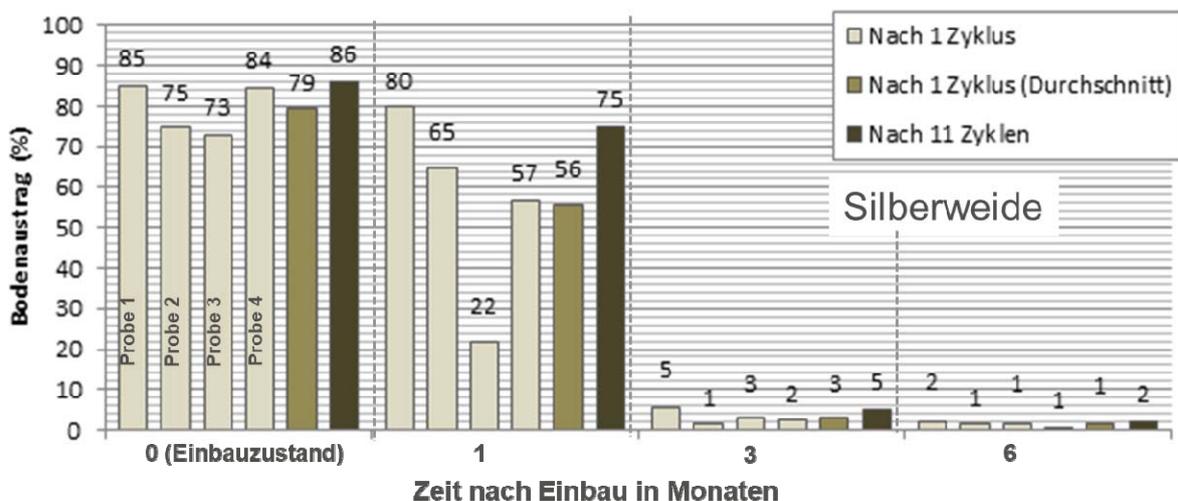


Bild 6: Entwicklung des Bodentrückhaltevermögens vom Einbau bis nach 6 Monaten (Sokopp et al 2022)

Bis mehrere Dezimeter unter die Oberfläche bilden sich stärkere Wurzeln aus. Diese stabilisieren den Boden. In direkten Scherversuchen konnte eine wirksame Erhöhung der Scherfestigkeit durch die Wurzeln bis ca. 50 cm unter der Oberfläche nachgewiesen werden (s. Bild 7).

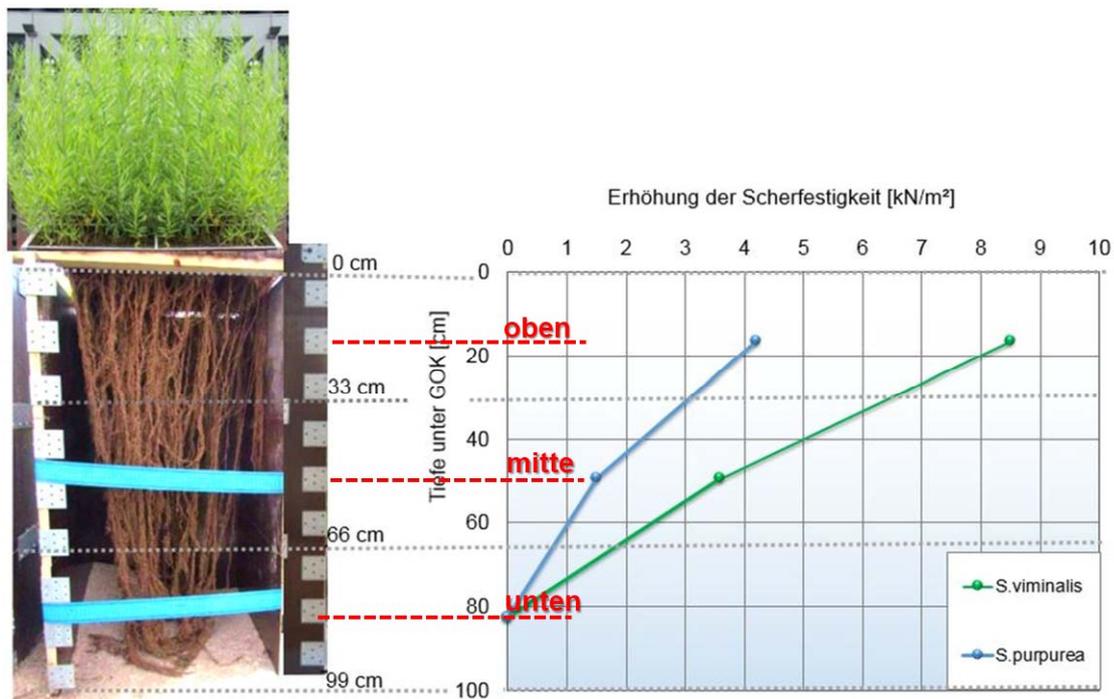


Bild 7: Erhöhung der Scherfestigkeit durch Wurzelmasse (nach Sokopp et al., 2022)

5 Ressortforschung – Forschung und Entwicklung für die Praxis

Mit Hilfe der Forschungsarbeiten leistet die BAW wichtige Grundlagenarbeit für die technische und ökologische Weiterentwicklung der Wasserstraßen. Das wurde am Beispiel der Untersuchungen zum Gewässerbett gezeigt.

Für ihre Forschungs- und Entwicklungsarbeiten setzt die BAW unterschiedlichste Verfahren ein, Labor- und Feldversuche sowie numerischen Simulation sind dabei selbstverständlich. Wertvolle Informationen werden darüber hinaus auch aus den Erfahrungen aus dem Bau und Betrieb der Wasserstraßen gewonnen, die der BAW in Zusammenarbeit mit der WSV unmittelbar zur Verfügung stehen. Ebenso besteht oft die Möglichkeit von Messungen und Untersuchungen an der bestehenden Infrastruktur der Wasserstraßen.

So wichtig wie die Forschungsarbeiten selber ist auch die Umsetzung der Erkenntnisse in die Praxis. Bild 8 zeigt die wichtigsten Wege des Wissenstransfers aus der Forschung in die Praxis der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV).



Bild 8: Wissenstransfer aus der Forschung in die Praxis

Der Transfer der Erkenntnisse in die Praxis erfolgt unmittelbar durch Anwendung in der täglichen Beratungspraxis. Darüber hinaus werden Methoden und Verfahren entwickelt und zur Anwendung für die WSV bzw. deren beauftragten Ingenieurbüros verfügbar gemacht. Wichtige Bausteine des Wissenstransfers sind die Erstellung eigener Planungshilfen und Regelwerke, aber auch die aktive Mitwirkung bei der Erarbeitung von Normen und Empfehlungen.

6 Literatur

- Ewers, J. (2019): Laboratory tests on the effects of wave action on cohesionless soil and their influence on incipient sediment motion, Scour and Erosion IX, ISBN 978-0-367-07467-8, Taylor & Francis 2019
- Ewers, J. (2020): Incipient motion of sand under combined flow and full-scale waves, River Flow 2020. Proceedings of the 10th Conference on Fluvial Hydraulics (Delft, Netherlands, 7-10 July 2020), London, Great Britain, S. 984-992.
- Fleischer, P.; Behrendt, K.; Schmitt, K. (2019): Willow brush mattresses – A promising method of direct technical-biological bank protection on waterways. In: PIANC (Hg.): (Digital) Proceedings PIANC-SMART Rivers 2019, Lyon France. S. 124-127.
- Montenegro, H.; Stelzer, O.; Odenwald, B. (2015): Parameterstudie zum Einfluss von Gasbläschen im Grundwasser auf Porenwasserdruck und effektive Spannung bei Auflast- oder Wasserspiegeländerungen. In: BAWMitteilungen 98. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 69-80.
- Sokopp, M.; Kayser, J.; Fleischer, P.; Florineth, F. (2022): The impact of willow brush mattresses on the mechanical filtration stability. In: Ecological Engineering 179. S. Article 106622. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2022.106622>.

Silikatschauminjektionen zur ressourcenschonenden Baugrundverbesserung in grobkörnigen Böden

Johannes Jessen, Jochen Fillibeck
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, München
Afrodite Matsini, Götz Tintelnot
TPH Bausysteme GmbH, Norderstedt

1 Einführung

Silikatschauminjektionen stellen ein innovatives Verfahren zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften von kohäsionslosen, grobkörnigen Böden dar. Im Rahmen dieses Beitrags werden die Vorteile der Schauminjektion gegenüber der konventionellen Injektion mit hydraulischen Bindemitteln beschrieben und das Verfahren im Sinne der DIN 12715 eingeordnet. Darüber hinaus werden experimentelle Untersuchungen zur Beurteilung der Verbesserungswirkung infolge der Schauminjektion dargestellt. Die Steifigkeit und Festigkeit des natürlichen Bodens, welche als Referenzgrößen zur Bewertung des Verbesserungseffekts dienen, werden aus drainierten Triaxialversuchen abgeleitet. Das mechanische Verhalten des schauminjizierten Bodens wird mittels Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuchen untersucht. Die Eignung der Bruchbedingungen Mohr-Coulomb, Hoek-Brown und Lade zur Beschreibung des Versagens von schauminjizierten grobkörnigen Böden wird veranschaulicht. Typische Anwendungsbeispiele für Silikatschauminjektionen werden aufgezeigt.

2 Vorteile der Schauminjektion

Injektionen sind ein erprobtes Mittel zur Bodenverbesserung in kohäsionslosen, grobkörnigen Böden, wobei häufig Zementsuspensionen als Injektionsmittel verwendet werden. Allerdings kann die Wirkung hydraulischer Bindemittel und der Erfolg der Injektionsmaßnahme durch Entmischung und langsame Erhärtung maßgeblich beeinträchtigt werden (Cambefort 1969; Kutzner 1991; Hornich und Stadler 2011). Insbesondere in sehr durchlässigen grobkörnigen Böden können diese Prozesse zum Misserfolg führen: Infolge der relativ langen Abbindezeit ergeben sich lange Fließwege bis das Injektionsmittel bei vorgegebener Durchflussrate bzw. vorgegebenem Injektionsdruck zur Stagnation kommt. Demzufolge kann das Injektionsmittel aus dem eigentlichen Zielgebiet der Injektion abfließen, wodurch die Effizienz der Injektionsmaßnahme infolge des einhergehenden hohen Materialverbrauchs sinkt.

In den letzten Jahren wurde eine Vielzahl an neuen polymerbasierten Injektionsmaterialien zur Optimierung des Injektionsvorgangs entwickelt, dazu zählen auch schnell reagierende Schäume (Karol 2003). Schäumende Injektionsmaterialien weisen gegenüber zementösen Bindemitteln folgende Vorteile auf:

- Die signifikant kürzere Reaktionszeit (wenige Minuten nach der Injektion) verhindert ein unkontrolliertes Abfließen des Injektionsmittels aus dem vorgesehenen Zielbereich der

Injektion. Dadurch kann sowohl der Verbrauch an Injektionsmaterial als auch die Injektionszeit insgesamt reduziert werden.

- Die hohe Frühfestigkeit von mehr als 80% der Festigkeit nach 28 Tagen wird bereits nach wenigen Minuten erreicht und ermöglicht einen kontinuierlichen Bauablauf.
- Durch die Volumenzunahme bei der Reaktion des Schaums kann das Porenvolumen wirtschaftlich effizienter verfüllt werden. In kiesigen Böden können Schaumfaktoren zwischen 1,5 und 3 erreicht werden. Dabei können beispielsweise die Injektionsdauer und der Materialverbrauch bei einem Schaumfaktor von 2 im Vergleich zu herkömmlichen Bindemitteln halbiert werden.
- Die Ausgangskomponenten von schäumenden Injektionsmitteln und die zugehörige Baustelleneinrichtung erfordern nur wenig Platzbedarf, was insbesondere unter räumlich beengten Verhältnissen, z.B. im Tunnelbau, vorteilhaft ist (Jessen und Cudmani 2022; Jessen et al. 2022).

3 Einordnung des Verfahrens im Sinne der DIN 12715

Injektionen werden gemäß DIN EN 12715:2020 entsprechend ihrer Anwendungsprinzipien unterschieden. Bild 1 zeigt eine Übersicht über die gängigen Injektionsprinzipien für geotechnischen Anwendungen. Silikatschauminjektionen werden in der Regel entweder zur Eindringung oder zur Hohlraumverfüllung ohne Baugrundverdrängung eingesetzt. Des Einsatzbereich wurde für die Schauminjektion wurde in Bild 1 grün hinterlegt. Im Rahmen dieses Beitrags steht insbesondere die Anwendung zur Poreninjektion im Fokus, wobei der Porenraum im nichtbindigen Lockergestein mit geringem Druck (Niederdruckinjektion) verfüllt, nicht jedoch verdrängt oder aufgebrochen werden soll (DIN EN 12715:2020). Vorrangiges Ziel ist eine Verbesserung der mechanischen Eigenschaften im grobkörnigen Baugrund, wobei die Scherfestigkeit und die Steifigkeit des anstehenden Bodens erhöht werden.

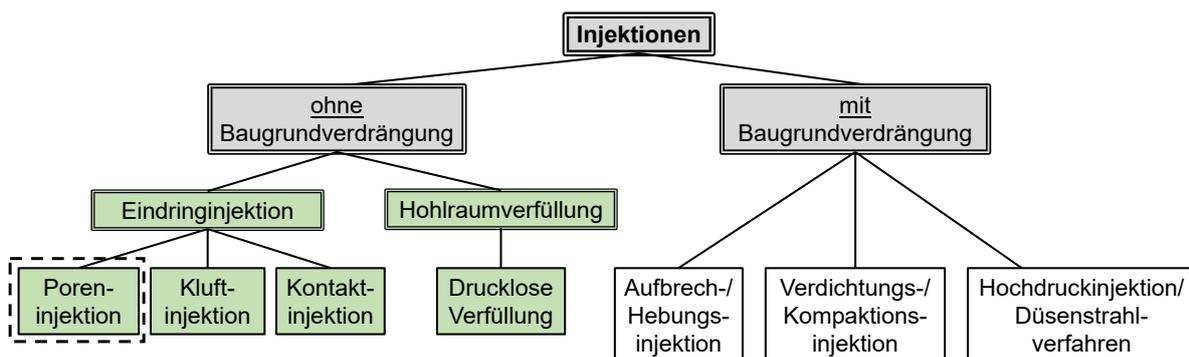


Bild 1: Anwendungsbereich (grün) der Silikatschauminjektion (adaptiert in Anlehnung an DIN EN 12715:2020)

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Versuchsprogramm

Zunächst wurden drainierte Triaxialversuche am natürlichen Boden (ohne Injektion) ausgeführt. Die Versuche dienen als Referenz zur Beurteilung der Wirkung der Injektion. Anschließend wurde der schauminjizierte Kies anhand von Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuchen untersucht, so dass die Festigkeit und die Steifigkeit des natürlichen Bodens und des injizierten Kompositmaterials gegenübergestellt werden können. Zusätzlich werden umweltanalytische Untersuchungen zur Wiederverwertung / Deponierbarkeit von schauminjizierten Böden dargestellt.

4.2 Verwendete Materialien

In dieser Studie wurde ein handelsüblicher hydrophober Zweikomponenten-Silikatschaum als Injektionsmittel verwendet. Das Produkt wurde von der TPH Bausysteme GmbH zur Verfügung gestellt. Der Schaum wurde aufgrund seines hohen Aufschäumfaktors und seiner schnellen Reaktionszeit ausgewählt. Vor dem Verpressen wurden die Ausgangskomponenten des Schaums gemäß Herstellerangaben im Volumenverhältnis 1:1 gemischt. Die Fließeigenschaften und die chemische Basis der beiden Ausgangskomponenten sind in Tabelle 1 aufgeführt.

4.2.1 Tabelle 1: Eigenschaften der Ausgangskomponenten des verwendeten Silikatschaums

	Chemische Basis	Dichte ρ [g/cm ³]	Viskosität η bei 23°C [mPa·s]
Komponente A	Natronwasserglas	1,30	30
Komponente B	Polyisocyanat	1,21	120

Bei einer Temperatur von 23 °C beträgt die Startzeit - die Zeit zwischen dem Beginn des Mischens und dem Auftreten der ersten Blasen - etwa 26 Sekunden, während die Steigzeit - die Zeitdauer zwischen dem Ende der Startzeit und dem Ende der Schaumexpansion - ca. 40 Sekunden beträgt. Die Reaktionszeit (Summe aus Start- und Steigzeit) und die Viskosität sind stark temperaturabhängig; mit steigender Temperatur nehmen Reaktionszeit und Viskosität ab. Der verwendete Schaum kann sein Volumen bei unbehinderter Ausdehnung um das 30-fache erhöhen. Bild 2(a) zeigt eine Mikroskopaufnahme der Schaumstruktur nach freier Expansion. Drei Zellen sind mit einer weiß gepunkteten Linie umrandet, um die Schaumstruktur hervorzuheben. Die Zellwände besitzen eine Dicke von ca. 53 µm.

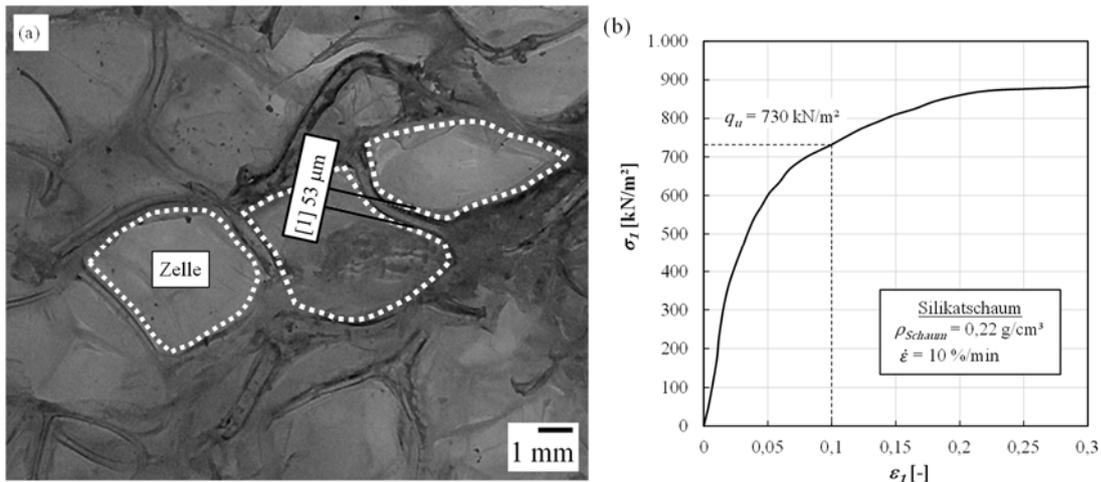


Bild 2: (a) Mikroskopaufnahmen des verwendeten Silikatschaums nach freier Ausdehnung und (b) einaxialer Druckversuch (adaptiert aus Jessen und Cudmani 2022)

Bild 2(b) zeigt das Verhältnis zwischen Axialspannung und Axialdehnung bei einem einaxialen Druckversuch am Silikatschaum (ohne Boden). Die einaxiale Druckfestigkeit, definiert als die Axialspannung σ_1 bei einer axialen Dehnung von $\varepsilon_1 = 0,1$, beträgt etwa 730 kN/m^2 bei einer Schaumdichte von $0,22 \text{ g/cm}^3$. Die axiale Steifigkeit (E-Modul) zwischen $\varepsilon_1 = 0$ und $\varepsilon_1 = 0,025$ beträgt etwa 15 MPa .

Als Versuchsboden wurde ein enggestufter Feinkies (*fGr*) mit Korngrößen zwischen $d_0 = 1 \text{ mm}$ und $d_{100} = 8 \text{ mm}$ verwendet (Bild 3). Der Kies besteht aus abgerundeten, glatten Körnern. Die granulometrischen Eigenschaften und die Durchlässigkeit des Feinkieses sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Der Versuchsboden wird detailliert in Jessen und Cudmani (2022) beschrieben.

Tabelle 2: Charakteristische Eigenschaften des Versuchsbodens *fGr*

C_U [-]	C_C [-]	$\min \rho_d$ [g/cm ³]	$\max. \rho_d$ [g/cm ³]	ρ_S [g/cm ³]	e_{\max} [-]	e_{\min} [-]	$k(e_{\max})$ [m/s]	$k(e_{\min})$ [m/s]
1,94	0,95	1,608	1,877	2,760	0,716	0,470	$1,8 \times 10^{-2}$	$6,0 \times 10^{-3}$

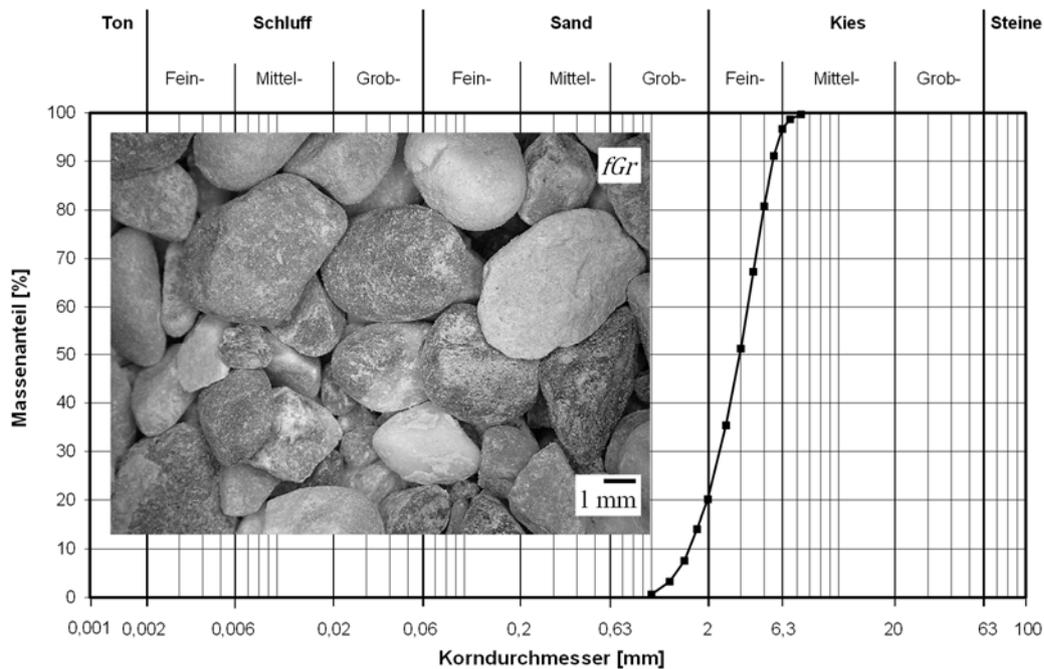


Bild 3: Korngrößenverteilung und Mikroskopaufnahme des Versuchsbodens (entnommen aus Jessen et al. 2022)

4.3 robekörperherstellung

Zur Probekörperherstellung wurde ein Versuchsstand konzipiert, welcher anhand zahlreicher Voruntersuchungen und Literaturangaben (Christopher et al. 1989; Gartung 1976) optimiert und weiterentwickelt wurde. Der Versuchsaufbau ist in Bild 4 dargestellt. Die Probekörperherstellung ist in Jessen und Cudmani (2022) im Detail beschrieben.

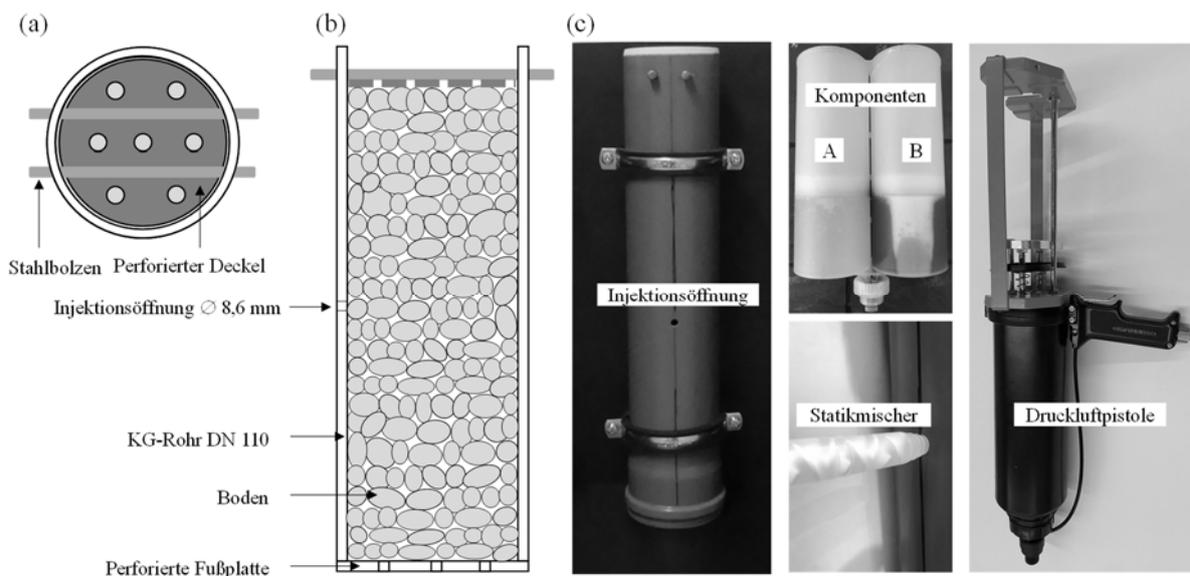


Bild 4: Versuchsstand zur Probekörperherstellung: (a) Aufsicht, (b) Ansicht und (c) Fotos (entnommen aus Jessen et al. 2022)

4.4 Triaxialversuche am natürlichen Boden

Die Proben am reinen Versuchsboden *fGr* wurden mit den Drücken $\sigma_3 = 100 / 200 / 400 / 750 / 1000 / 1250 / 1500$ kN/m² isotrop konsolidiert und mit konstanter axialer Dehnungsrate drainiert abgescher. Es wurden vergleichsweise hohe Konsolidierungsdrücke gewählt, um eine Vergleichbarkeit mit den Triaxialversuchen an den schauminjizierten Probekörpern zu gewährleisten (siehe Abschnitt 4.5). Die zylindrischen Probekörper hatten jeweils eine Höhe von 200 mm und einen Durchmesser von 100 mm ($H/D \approx 2$). Der Feinkies wurde mit einer bezogenen Lagerungsdichte von $I_D \approx 0,6$ (mitteldicht) eingebaut. Die axiale Dehnungsrate in der drainierten Abscherphase betrug 0,01 %/min. Die in den Versuchen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind in Bild 5(a) dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen das für granulare Materialien übliche spannungsabhängige Scherverhalten. In Bild 5(b) sind die Spannungspfade und die aus den Versuchen ermittelte Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb (M-C) veranschaulicht ($c' = 0$ kN/m², $\varphi_{\text{peak}} = 36,3^\circ$).

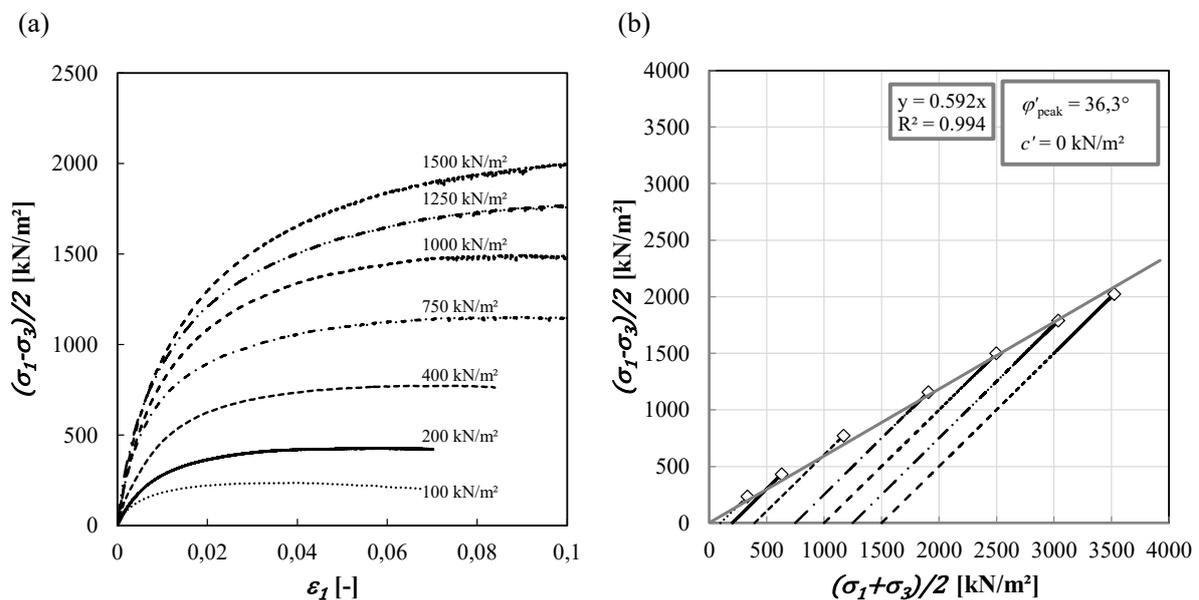


Bild 5: Drainierte Triaxialversuche am Feinkies *fGr*: (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und (b) Spannungspfade (entnommen aus Jessen et al. 2022)

4.5 Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern

Die Versuche an den schauminjizierten Probekörpern ($l/d = 220$ mm/110 mm) wurden mit den Konsolidierungsdrücken $\sigma_3 = 0 / 250 / 500 / 750 / 1000 / 1250 / 1500$ kN/m² durchgeführt. Die große Bandbreite an Konsolidierungsdrücken wurde gewählt, um eine mögliche Druckabhängigkeit der Grenzbedingung experimentell erfassen zu können. Die Versuche erfolgten vorschubgesteuert mit einer axialen Dehnungsrate von $\dot{\varepsilon} = 0,1$ %/min. In Bild 6(a) sind die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Triaxialversuche dargestellt. Es ist eindeutig erkennbar, dass die Scherfestigkeit der schauminjizierten Probekörper, wie beim natürlichen Versuchsboden, mit zunehmendem Konsolidierungsdruck ansteigt. Die Steifigkeit nimmt tendenziell

ebenfalls mit zunehmendem Druck zu, zeigt aber eine verhältnismäßig schwache Druckabhängigkeit. Vergleicht man die Steifigkeiten zwischen natürlichem und schauminjiziertem Boden, so kann eine Steifigkeitserhöhung von etwa dem Faktor 5 abgeleitet werden.

Das volumetrische Verformungsverhalten der schauminjizierten Probekörper ist in Bild 6(b) dargestellt. Die Probekörper zeigen qualitativ das volumetrische Verhalten eines dichten grobkörnigen Materials: anfänglich kontraktantes, anschließend stark dilatantes volumetrisches Verhalten. Je höher die Konsolidierungsspannung, desto größer die axiale Dehnung, ab welcher die Dilatanz der Probekörper einsetzt.

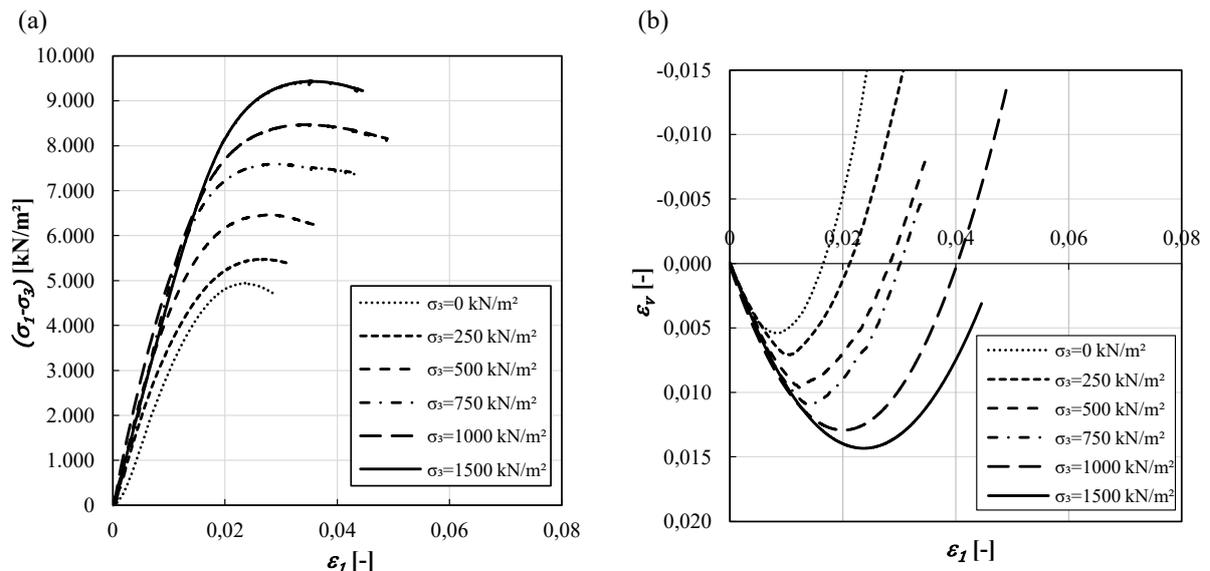


Bild 6: Ergebnisse der drainierten Triaxialversuche an schauminjizierten Probekörpern: (a) Spannungs-Dehnungs-Beziehungen; (b) Volumetrisches Verhalten unter Scherbeanspruchung (adaptiert aus Jessen et al. 2022)

4.6 Spaltzugversuche an schauminjizierten Probekörpern

Die Zugfestigkeit der zylindrischen Probekörper wurde mit Hilfe von Spaltzugversuchen ermittelt. In Bild 7 ist der Spaltzugversuch mit dem zugehörigen Spannungszustand in Probekörpermitte schematisch dargestellt.

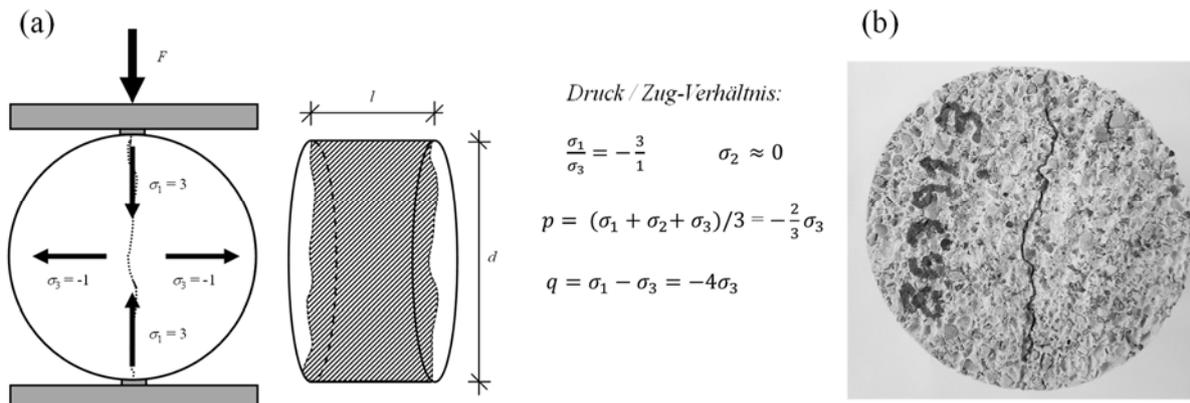


Bild 7: (a) Schematische Darstellung des Spaltzugversuchs mit zugehörigem Spannungszustand in Probenmitte beim Versagen und (b) Bruchbild im Spaltzugversuch (entnommen aus Jessen et al. 2022)

Im Vergleich zum ausführungstechnisch anspruchsvollen einaxialen Zugversuch (zylindrischer Spannungszustand), ist die Beanspruchung biaxial (ebener Spannungszustand). Infolge der radial aufgetragenen Last F stellt sich innerhalb des Probekörpers eine ausgeprägt nichtlineare Spannungsverteilung ein, wobei in Probekörpermitte ein Druck/Zug-Verhältnis von $-3/1$ entsteht (Malárics 2011). Unter der Lasteinleitung herrscht in kurzen Probekörpern ($l \ll d$) ein biaxialer Druck-Zugspannungszustand (plain stress). Die Zugfestigkeit kann beim Auftreten des ersten Spalttrisses entsprechend Gl. (1) ermittelt werden:

$$\sigma_{t,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot l} \quad \text{Gl. (1)}$$

Die Spaltzugversuche wurden in Anlehnung an die TP BF-StB – Teil C 10 mit dem geometrischen Verhältnis von $l/d \approx 50 \text{ mm}/100 \text{ mm}$ ($l \ll d$) und einer Vorschubgeschwindigkeit von $0,2 \text{ mm}/\text{min}$ durchgeführt. Die bezogene Lagerungsdichte der Probekörper wurde wie in den Triaxialversuchen zu $I_D = 0,85$ gewählt. In Bild 8(a) sind die Ergebnisse der ausgeführten Spaltzugversuche dargestellt. Die Streuung der Versuchsergebnisse entsteht durch die variierende Struktur des Kompositmaterials im Rissbereich. Der Versuch wurde daher insgesamt 20 mal wiederholt, um den Einfluss der Streuung bewerten zu können. Die statistische Analyse der Versuchsdaten in Bild 8(b) zeigt, dass die Ergebnisse annähernd als normalverteilt angenommen werden können, wobei der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit bei $\sigma_{t,sp} = 525 \text{ kN}/\text{m}^2$ liegt. Unter der Voraussetzung eines Spannungsverhältnisses (Druck/Zug) von $-3/1$, kann beim Versagen ein Spannungszustand von $\sigma_1 = 1575 \text{ kN}/\text{m}^2$, $\sigma_2 = 0 \text{ kN}/\text{m}^2$, $\sigma_3 = -525 \text{ kN}/\text{m}^2$ abgeleitet werden (siehe Bild 7).

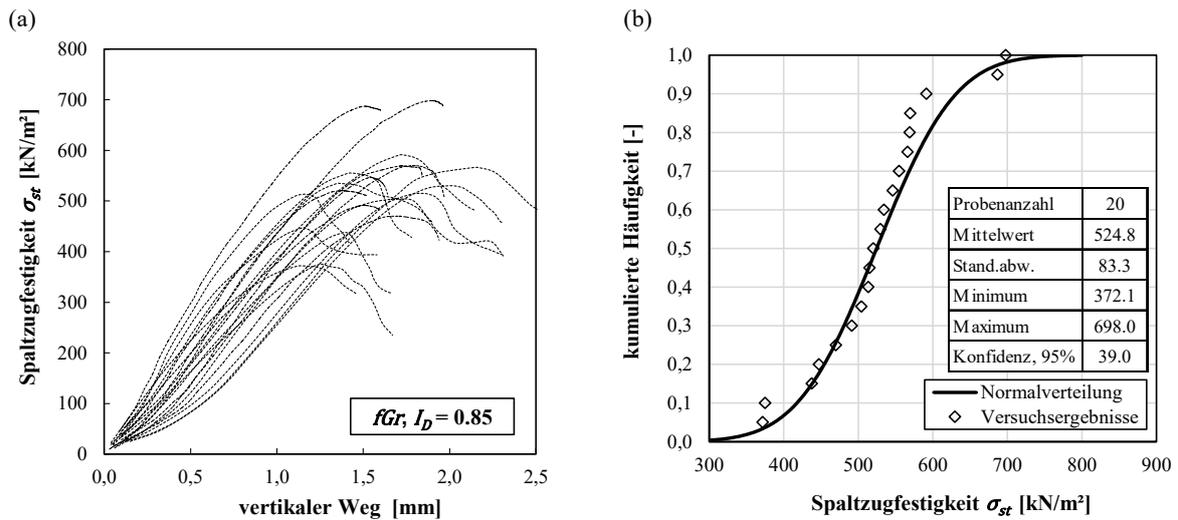


Bild 8: (a) Ergebnisse und (b) statistische Auswertung der Spaltzugversuche am schauminjizierten Feinkies (entnommen aus Jessen et al. 2022)

5 Bruchbedingungen zur Versagensprognose für schauminjizierte Böden

Zur Beschreibung des Versagens des schauminjizierten grobkörnigen Bodens werden nachfolgende Bruchbedingungen herangezogen:

Mohr-Coulomb (M-C)
$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{Gl. (2)}$$

Hoek-Brown (H-B)
(Hoek und Brown 1980;
Hoek 1983; Eberhardt 2012)
$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \cdot \left\{ \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3}{q_u} \right) + 1 \right\}^{0,5} \quad \text{Gl. (3)}$$

Lade
(Lade 1977, 1993, 2014)
$$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{I_1}{p_a} \right)^m = \eta_1 \quad \text{Gl. (4)}$$

Das Mohr-Coulomb'sche-Versagenskriterium in Gl. (2) wird durch einen linearen Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 beschrieben. Die Bruchbedingung wird anhand der beiden Scherparameter φ und c definiert. Das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium ist aufgrund seiner simplen Handhabung die gängigste Bruchbedingung in der Geotechnik, berücksichtigt aber nicht den Einfluss der intermediären Hauptspannung σ_2 . Demnach kann das Versagen unter allgemeinen Spannungszuständen ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) nicht hinreichend genau beschrieben werden. Zudem zeigen viele Materialien einen nichtlinearen Festigkeitsanstieg in der Deviatorebene.

Die Bruchbedingung nach Hoek-Brown (H-B) (Hoek und Brown 1980; Hoek 1983; Eberhardt 2012) beschreibt hingegen einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen den Hauptspannungen σ_1 und σ_3 . Die Bruchbedingung, Gl. (3), wird anhand der einaxialen Druckfestigkeit q_u

und der Konstante m_b definiert. Die intermediäre Hauptspannung σ_2 wird wie bei M-C nicht berücksichtigt.

Um den Einfluss der intermediären Spannung σ_2 zu berücksichtigen, kann das Bruchkriterium von Lade heranbezogen werden. Im Gegensatz zur Bruchbedingung nach M-C und H-B, ist die Gestalt der Bruchbedingung nach Lade im Bereich der Hauptspannungsachsen in der Oktaederebene kontinuierlich gekrümmt. Nach Lade's Bruchbedingung tritt das Versagen des Materials auf, wenn die Spannungsinvarianten $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ und $I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$ die Beziehung in Gl. (4) erfüllen. Der dimensionslose Parameter η_1 definiert den Öffnungswinkel der Versagensfläche, ähnlich wie der Reibungswinkel φ , während der Parameter m die Krümmung der Bruchbedingung bestimmt. Um eine Kohäsion bzw. eine Zugfestigkeit zu berücksichtigen, können die Spannungen $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ durch $\bar{\sigma}_x = \sigma_x + a \cdot p_a$, $\bar{\sigma}_y = \sigma_y + a \cdot p_a$ und $\bar{\sigma}_z = \sigma_z + a \cdot p_a$ zur Berechnung der Invarianten erweitert werden. Dabei ist p_a der atmosphärische Druck und a ein dimensionsloser Materialparameter, der mit der Kohäsion bzw. der Zugfestigkeit des Materials in Verbindung steht. Der Mittelwert der Spaltzugversuche kann für die Auswertung nach Lade als dreidimensionaler Spannungspunkt ($\sigma_1 = 1575 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_3 = -525 \text{ kN/m}^2$) bei der Parameterermittlung herangezogen werden, da alle drei Hauptspannungen berücksichtigt werden können.

In Bild 9 sind die drei Bruchbedingungen mit den zugehörigen Parametern und die Versuchsergebnisse (Einax-, Spaltzug-, Triaxialversuche) in der Deviatorebene gegenübergestellt. Im Druckbereich zwischen $p = 1500 \text{ kN/m}^2$ und $p = 4500 \text{ kN/m}^2$ können alle drei Bruchbedingungen die Versuchsergebnisse hinreichend approximieren, während für Bruchzustände mit $p < 1500 \text{ kN/m}^2$ die Scherfestigkeit nach M-C tendenziell überschätzt wird. Zwischen den nicht-linearen Bruchbedingungen H-B und Lade ist in der Deviatorebene kein maßgeblicher Unterschied erkennbar, jedoch kann mit der Bruchbedingung nach Lade die intermediäre Hauptspannung σ_2 berücksichtigt werden.

Zusätzlich ist in Bild 9 die Scherfestigkeit der Triaxialversuche am natürlichen Feinkies dargestellt, so dass der Verbesserungseffekt infolge der Schauminjektion ersichtlich wird. Die Schauminjektion führt sowohl im Zug- als auch im Druckbereich zu einer maßgeblichen Scherfestigkeitserhöhung. Im Bereich von $p < 1000 \text{ kN/m}^2$ scheint die Verbesserung weniger ausgeprägt zu sein. Beim Vergleich der Scherparameter der Bruchbedingungen nach M-C wird deutlich, dass die Schauminjektion insbesondere die Kohäsion des anfänglich losen Korngerüsts erhöht, während der Reibungswinkel im Vergleich zum natürlichen Feinkies ($\varphi_{fGr} = 36,3^\circ$) nur geringfügig ansteigt (Jessen et al. 2022).

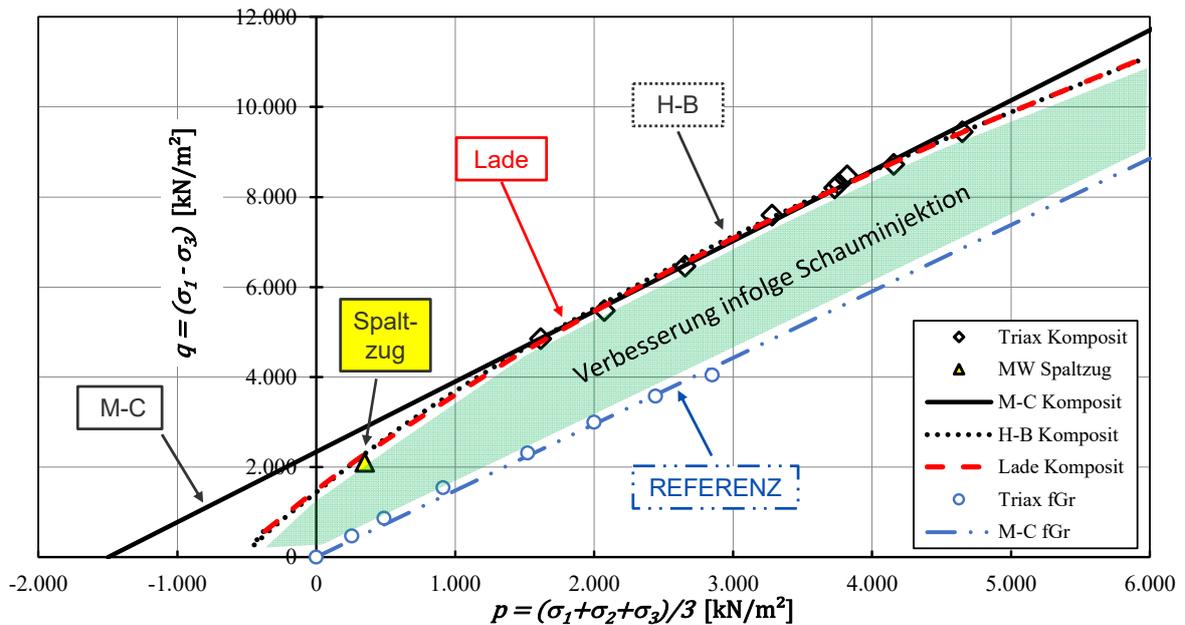


Bild 9: Darstellung der Bruchbedingungen in der Deviatorebene für die durchgeführten Triaxial- und Spaltzugversuche

Das mechanische Verhalten von schauminjizierten Böden wird maßgeblich vom Druckniveau beeinflusst, wobei die Scherfestigkeit mit zunehmendem Druck ansteigt. Im Druckbereich zwischen $p = 1500 \text{ kN/m}^2$ und $p = 4500 \text{ kN/m}^2$ können die Bruchbedingungen von Mohr-Coulomb, Hoek-Brown und Lade die Versuchsergebnisse hinreichend genau approximieren, während für mittlere Drücke $p < 1500 \text{ kN/m}^2$ die Scherfestigkeit durch Mohr-Coulomb signifikant überschätzt wird. Insbesondere für Anwendungsfälle, in denen die Zugfestigkeit von Bedeutung ist, erscheinen daher die nichtlinearen Bruchbedingungen (Hoek-Brown, Lade) zur Beschreibung der Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom mittleren Druck besser geeignet als die Bruchbedingung von Mohr-Coulomb.

6 Umweltanalytische Untersuchungen

Zusätzlich zu den Festigkeitsuntersuchungen wurden auch umweltanalytische Untersuchungen an schauminjizierten Bodenproben durchgeführt, um einerseits die Umweltverträglichkeit des schauminjizierten Bodens und andererseits die Wiederverwertbarkeit bzw. Deponierbarkeit des Materials beim Aushub beurteilen zu können. Die Grundwasserverträglichkeit des Injektionsmittels wurde durch Elutionsversuche gemäß DIN 19631:2016-07 nachgewiesen.

Bodenmaterialgemische dürfen allgemein als mineralischer Ersatzbaustoff wiederverwendet werden, wenn im Rahmen einer chemischen Analyse dargelegt wird, dass das Aushub- und Abbruchmaterial aus umweltanalytischer Sicht unbedenklich ist. Das einzubauende Aushubmaterial muss auf Schadstoffgehalte im Feststoff (mg/kg TS) sowie Schadstoffkonzentrationen im Eluat ($\mu\text{g/l}$) untersucht werden, wobei die auf Grund des Bundes-Bodenschutzgesetzes (BBodSchG) erlassene Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung (BBodSchV) und die Vorgaben der Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) zu berücksichtigen sind. Dabei muss beachtet werden, dass in Deutschland jedes Bundesland eigene Landesgesetze verabschieden darf. Bayern hat beispielsweise zeitgleich mit dem Bundes-Bodenschutzgesetz das Bayerische Bodenschutzgesetz (BayBodSchG) in Kraft gesetzt, das vom Spielraum des Bundesgesetzgebers zum Erlass landesrechtlicher Vorschriften umfassend Gebrauch macht. Danach sind für den Vollzug des Bodenschutz- und Altlastenrechts in Bayern die Kreisverwaltungsbehörden zuständig. Demzufolge können die Vorschriften länderspezifisch deutlich voneinander abweichen, so dass unterschiedliche Leitparameter maßgeblich sein können.

Grundsätzlich unterscheidet die LAGA (1998) zwischen Einbauklassen, die nach Einbauart und Zuordnungswerten variieren. Die Zuordnungswerte dienen als Orientierungswerte. Abweichungen sind zugelassen, wenn im Einzelfall der Nachweis erbracht wird, dass das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird. Die Zuordnungswerte Z0, Z0*, Z1, Z1.1, Z1.2 und Z2 stellen jeweils die Obergrenze für eine bestimmte Einbauklasse dar. Die weiteren Zuordnungswerte Z3, Z4 und Z5 gelten für die Einstufung in die Deponieklassen. Böden mit einem Feststoffzuordnungswert >Z2 sind gefährliche Abfälle, die als Böden zur Beseitigung gelten und dem zuständigen öffentlich-rechtlichen Entsorger als überlassungspflichtig angedient werden müssen. Sie sind entweder zu entsorgen oder einer Bodenbehandlung zuzuführen, damit durch Umlagerung von gefährlichen Abfällen keine weiteren Altlasten entstehen. Im Abfallrecht werden verschiedene Deponieklassen unterschieden. Für die Auswahl der zulässigen Deponieklasse (DK0, DK1, DKII, DKIII) sind die Tabellenwerte der Deponieverordnung (DepV 2009) heranzuziehen. Dabei gehen die Annahmeparameter der DepV häufig über die LAGA-Werte hinaus. Zusätzlicher Untersuchungsbedarf besteht i. d. R. bei den organischen Parametern, insbesondere TOC und dem Glühverlust.

Zur Überprüfung der Umweltverträglichkeit wurde eine umweltanalytische Untersuchung an zwei schauminjizierten Bodenproben (gebrochenes Dolomitgestein) durchgeführt, wobei der Schaumanteil bei den injizierten Bodenproben bei etwa 10 Masseprozent lag. Bei der Schadstoffanalyse wurden der Gehalt an organischen Schadstoffen sowie der gesamte organische Kohlenstoff (TOC), polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), die extrahierbaren organischen Halogen-Verbindungen (EOX) sowie anorganische Schadstoffe wie Arsen, Blei, Cadmium, Chrom, Kupfer, Nickel, Quecksilber und Zink bestimmt. Außerdem wurden der Chlorid- und Sulfatgehalt, der pH-Wert und die elektrische Leitfähigkeit geprüft.

Gemäß der umweltanalytischen Analyse muss bei schauminjizierten Materialien mit erhöhten Kohlenstoffwerten DOC (dissolved organic carbon) und TOC (total organic carbon) und demzufolge auch mit einem erhöhten Glühverlust gerechnet werden (Tintelnot und Koch 2021). Zusätzlich wird durch die Schauminjektion die elektrische Leitfähigkeit im Eluat angehoben. Alle anderen Index-Parameter sind bezüglich der Schadstoffbelastung als unbedenklich einzustufen.

Abweichungen von den Bereichen der Zuordnungswerte für den pH-Wert und/oder die Überschreitung der elektrischen Leitfähigkeit im Eluat stellen gemäß LAGA kein maßgebendes Bewertungskriterium dar, so dass insbesondere die erhöhten Kohlenstoffwerte TOC / DOC und der Glühverlust hinsichtlich der Wiederverwertung bzw. Deponierung Probleme bereiten. Überschreitungen bei den Parametern Glühverlust oder TOC sind mit Zustimmung der zuständigen Behörde bei der Deponieklassebestimmung zulässig, wenn die biologische Abbaubarkeit des Trockenrückstands der Originalsubstanz von 5 mg/g (bestimmt als Atmungsaktivität AT4) unterschritten wird. Die dauerhafte Inertheit des ausreagierten Materials konnte durch die Analyse der Atmungsaktivität AT4 eindeutig nachgewiesen werden. Folglich kann der Sauerstoffverbrauch durch den gehemmten Abbau der organischen Substanz vernachlässigt werden. Es besteht kein Gefahrenpotential, dass Schwermetalle unter sauerstoffreduzierten Bedingungen freigesetzt werden.

Auch wenn die erhöhten organischen Leitparameter (Glühverlust und TOC) im Rahmen der Deklarationsanalyse eine abfalltechnische Einstufung nach nationalen und länderspezifischen Regelwerken erschweren, ist nach Abstimmung mit den örtlichen Behörden eine Wiederverwertung durch den Nachweis der geringen Atmungsaktivität durchaus möglich.

7 Anwendungsbeispiele für Silikatschauminjektionen

Auf Grundlage der durchgeführten experimentellen Untersuchungen und der daraus abgeleiteten Verbesserungswirkung können Silikatschauminjektionen insbesondere für nachfolgende Anwendungsgebiete in Betracht gezogen werden:

- Ankerverpressung im grobkörnigen Lockergestein
- Stabilisierung von Rollkieslagen beim Aushub von Baugruben mit Trägerbohlwandverbau (siehe Bild 10)
- Ortsbrustvermittlung und Spießschirmsicherung beim Spritzbetonvortrieb im nichtbindigen Lockergestein (Fillibeck und Jessen 2022)
- Verbesserung der mechanischen Eigenschaften von locker gelagerten bzw. unzureichend verdichteten Hinterfüllmaterialien (siehe Bild 11)



Bild 10: Beispiel einer Silikatschauminjektionen zur Verkittung von Rollkieslagen beim Trägerbohlwandverbau

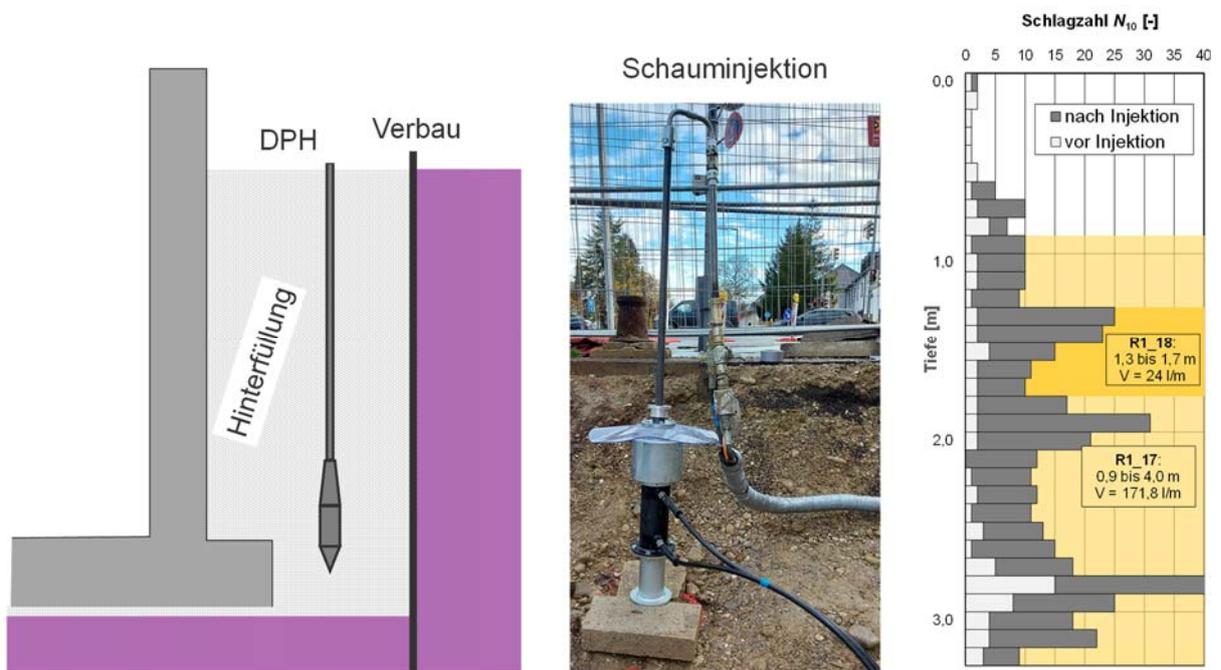


Bild 11: Beispiel einer Silikatschauminjektionen zur Verbesserung von unzureichend verdichteten Hinterfüllmaterialien

8 Zusammenfassung

Die dargestellten Ergebnisse von Einaxial-, Triaxial- und Spaltzugversuchen am schauminjizierten Kompositmaterial belegen den Verbesserungseffekt infolge der Silikatschauminjektion. Der schauminjizierte Boden weist eine signifikant höhere Festigkeit und Steifigkeit, aber geringere Duktilität als der unbehandelte Boden auf. Nichtlineare Bruchbedingungen (Hoek-Brown, Lade) können das Versagen des schauminjizierten Bodens unter Zugbeanspruchung besser approximieren als eine lineare Bruchbedingung (Mohr-Coulomb). Mögliche Anwendungsgebiete für die Silikatschauminjektion wurden anhand von bereits erfolgreich umgesetzten Beispielen aus der Praxis aufgezeigt. Die experimentellen Untersuchungen und die Praxisanwendungen zur Silikatschauminjektion verdeutlichen, dass der Anwendungsbereich der Injektion zukünftig auf sehr durchlässige bzw. feinkornarme Böden erweitert werden kann.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich beim Bundesministerium für Wirtschaft und Energie und der TPH Bausysteme GmbH für die finanzielle Unterstützung im Rahmen dieser Forschungsarbeit.

9 Literaturverzeichnis

- DIN EN 12715:2020: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten(Spezialtiefbau) Injektionen.
- BayBodSchG (23.02.1999): Bayerisches Gesetz zur Ausführung des Bundes-Bodenschutzgesetzes. BayBodSchG, vom das zuletzt durch Gesetz vom 09.12.2020 (GVBl. S. 640) geändert worden ist.
- BBodSchG (17.03.1998): Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (Bundes-Bodenschutzgesetz). BBodSchG, vom zuletzt geändert durch Artikel 7 G. v. 25.02.2021 I 306.
- BBodSchV (12.07.1999): Bundes-Bodenschutz- und Altlastenverordnung. BBodSchV, vom zuletzt geändert durch Art. 126 V v. 19.06.2020.
- Cambefort, Henri (1969): Bodeninjektionstechnik. Einpressungen in Untergrund und Bauwerke. Deutsche Bearbeitung: Klaus Back. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH.
- Christopher, Barry; Atmatzidis, Dimitrios; Krizek, Raymond (1989): Laboratory Testing of Chemically Grouted Sand. In: *Geotechnical Testing Journal* 12 (2), S. 109–118.
- DepV (2009): Verordnung über Deponien und Langzeitlager. Deponieverordnung vom 27. April 2009 (BGBl. I S. 900), letzte Änderung vom 9. Juli 2021 (BGBl. I S. 2598).
- Eberhardt, Erik (2012): The Hoek–Brown Failure Criterion. In: *Rock Mech Rock Eng* 45 (6), S. 981–988. DOI: 10.1007/s00603-012-0276-4.
- DIN 19631:2016-07: Elution von Bauprodukten - Perkolationsverfahren zur Untersuchung des Elutionsverhaltens von Injektionsmitteln.
- Fillibeck, Jochen; Jessen, Johannes (2022): Möglichkeiten der Sicherung von Laibung und Ortsbrust beim Spritzbetonvortrieb im nichtbindigen Lockergestein. In: *kbbf* 13 (1), S. 123–130.
- Gartung, Erwin (1976): Grundsatzversuche mit Silikatgelinjektion im Nürnberger Sand. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern. Nürnberg: Eigenverlag LGA.
- Hoek, E. (1983): Strength of jointed rock masses. In: *Geotechnique* 33 (3), S. 187–223.
- Hoek, E.; Brown, E. T. (1980): *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- Hornich, Wolfgang; Stadler, Gert (2011): Injektionen. In: Karl Josef Witt (Hg.): *Grundbau-Taschenbuch. Teil 2: Geotechnische Verfahren*. 7. Aufl., 1. Nachdr. Berlin: Ernst, S. 159–198.

- Jessen, Johannes; Cudmani, Roberto (2022): Rate- and Time-Dependent Mechanical Behavior of Foam-Grouted Coarse-Grained Soils. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 148 (5), S. 15. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002763.
- Jessen, Johannes; Cudmani, Roberto; Fillibeck, Jochen (2022): Bruchbedingungen für schauminjizierte Kiese unter mehraxialer Beanspruchung. In: *geotechnik* 45 (4), S. 241–251. DOI: 10.1002/gete.202200008.
- Karol, Reuben H. (2003): *Chemical Grouting and Soil Stabilization*. Hoboken: Marcel Dekker Inc.
- Kutzner, Christian (1991): *Injektionen im Baugrund*. Stuttgart: Enke.
- Lade, Poul V. (1977): Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. In: *International Journal of Solids and Structures* 13 (11), S. 1019–1035. DOI: 10.1016/0020-7683(77)90073-7.
- Lade, Poul V. (1993): Rock strength criteria: The theories and the evidence. In: J. A. Hudson (Hg.): *Comprehensive Rock Engineering. Volume 1, Fundamentals*. Unter Mitarbeit von E. T. Brown: Pergamon Press, S. 255–284.
- Lade, Poul V. (2014): Estimating Parameters from a Single Test for the Three-Dimensional Failure Criterion for Frictional Materials. In: *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 140 (8), S. 4014038. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001137.
- LAGA (1998): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen. Technische Regeln. 4., erw. Aufl., Stand: 6. November 1997. Berlin: E. Schmidt (Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA), 20,4).
- Malárics, Viktória (2011): Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben. Dissertation. Karlsruher Institut für Technologie. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.
- Tintelnot, Götz; Koch, Michael (2021): Injektionsstoffe im Tunnelausbruchmaterial – Abfall oder Ersatzbaustoff? In: *Geomechanics and Tunnelling* 14 (5), S. 584–591. DOI: 10.1002/geot.202100033.

Spannende Ein- und Wechselwirkungen bei Wasserhaltungen im Tertiär Eine Geschichte aus zwei Städten

Dr.-Ing. Thomas Rumpelt
Dipl.-Ing. Holger Jud
Dipl.-Ing. Michael Kupka
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

1 Einleitung

Der süddeutsche Voralpenraum wird von tertiären Molasseablagerungen in Form von Kalkschuffen, Sanden und Tonen geprägt, die von quartären Kiesen und Kiessanden überlagert werden. Die vergleichsweise stark durchlässigen quartären Schichten und die eher "gering" durchlässigen tertiären Schichten weisen getrennte Grundwasserstände auf, wobei im Tertiär je nach Standort und Einbindetiefe einer oder mehrere gespannte Grundwasserstände vorliegen. Das Druckniveau des tertiären Grundwassers ist vergleichbar mit dem freien Grundwasserspiegel im Quartär.

Tiefe Baugruben, die bis in die tertiäre Molasse reichen, werden üblicherweise als ins Grundwasser einbindende, teildichte Baugruben ausgeführt. Hierfür werden im Quartär dichte Baugrubenumschließungen ausgeführt, die bis in oder unter den natürlichen Stauer im Tertiär geführt werden. Hieraus resultieren Herausforderungen hinsichtlich der Beherrschung den anfallenden Wassermengen, der Auftriebssicherheit der Sohle im Bauzustand (Entspannung Tertiär) sowie der Auftriebssicherheit des Bauwerks im Endzustand (Zugpfähle).

In unserem Beitrag gehen wir anhand von zwei Fallbeispielen in München und Neu-Ulm auf, trotz vergleichbarer geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen, spezifische Ein- und Wechselwirkungen bei Wasserhaltungen im Tertiär ein.

2 Neu-Ulm - Südstadtbogen

In der Innenstadt von Neu-Ulm wurde in Donaunähe und unmittelbar neben einem Trogbauwerk der Deutschen Bahn der Wohn- und Gewerbekomplex Südstadtbogen realisiert (siehe Abbildung 1).

Das etwa 300 m lange Baufeld weist eine Breite zwischen 30 m und 60 m sowie eine Gesamtfläche von ca. 16.000 m² auf. Nördlich des Baufelds befinden sich Wohn- und Geschäftsgebäude, unmittelbar südlich verläuft ein Trogbauwerk der Strecke Stuttgart - Ulm - Augsburg der Deutschen Bahn. Die Neubauten weisen bis zu 3 Untergeschossen auf, so dass die Einbindetiefe zwischen 10,5 m und 12 m unter Gelände liegt.

2.1 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Das Baufeld befindet sich im Donautal. Unterhalb oberflächennaher Auffüllungen und Aueablagerungen folgen quartäre Donaukiese sowie tertiäre Molasseablagerungen (Untere Süßwassermolasse).

Beispielhaft für die angetroffenen Baugrundverhältnisse ist das Profil BK 3 in Abbildung 3 dargestellt. Demnach stehen unter ca. 3 m bindige Auffüllungen und Aueablagerungen, 11 m Donaukies in Form von Mittel- und Grobkies an. Ab 14 m unter Gelände folgt die Untere Süßwassermolasse. Die Süßwassermolasse setzt sich hier unterhalb einer ca. 3 m dicken, halbfesten Schluffschicht bis zur Bohrendtiefe aus Grobsand zusammen. Die Schluffschicht der Unteren Süßwassermolasse trennt den freien, quartären Grundwasserspiegel (ca. 5 m unter Gelände) und den gespannten Grundwasserspiegel im Tertiär (Druckspiegel ca. 6 m unter Gelände).

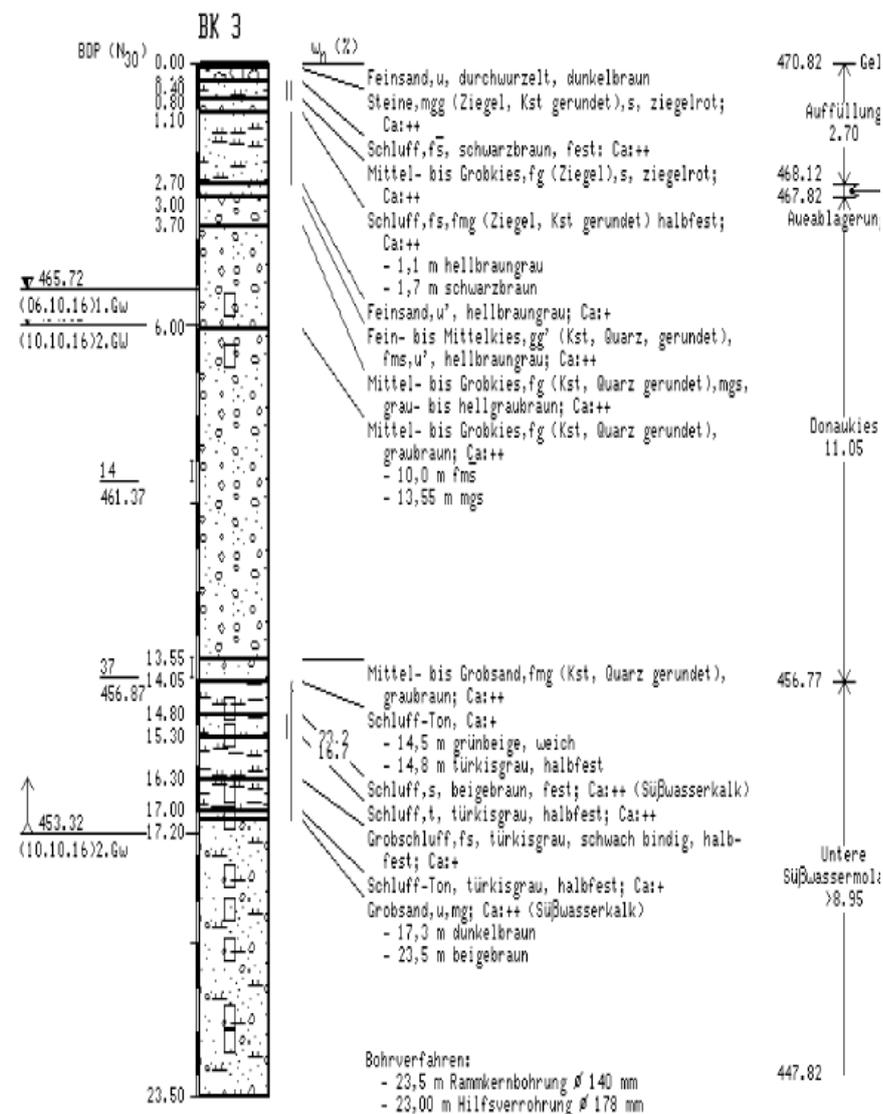


Abbildung 3: Ergebnisse einer Kernbohrung am Südstadtbogen

Auf Basis der Erkundungsergebnisse wurde der in Abbildung 4 dargestellte geologische Längsschnitt entwickelt.

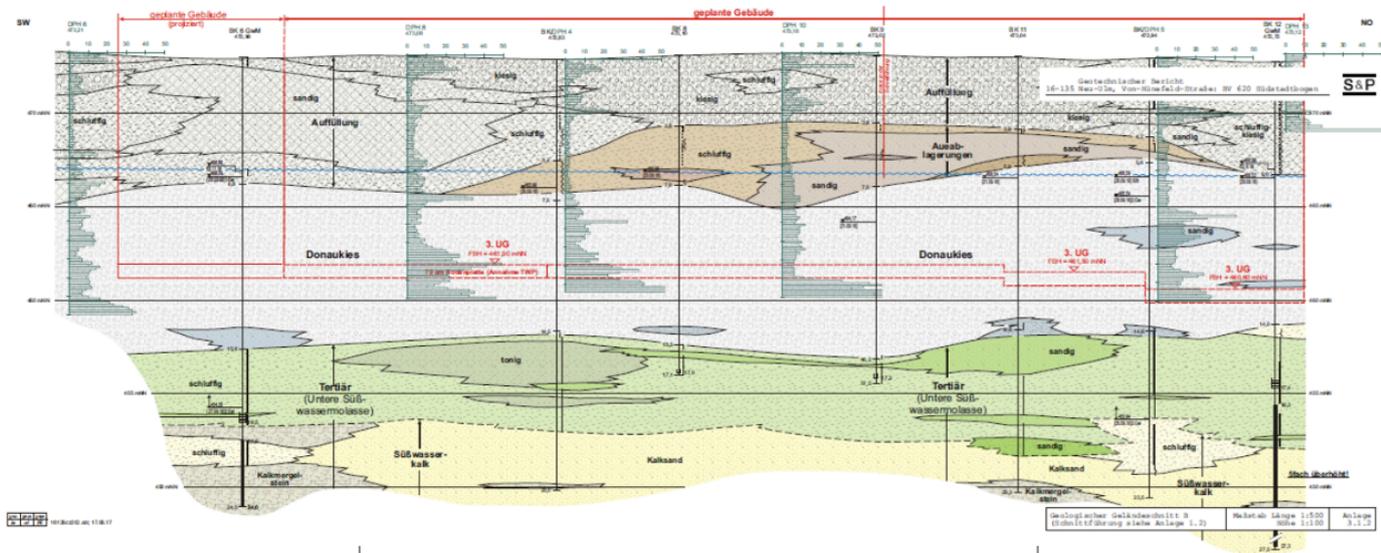


Abbildung 4: Geologischer Längsschnitt

2.2 Gründung und Baugrubensicherung

Die Gründungssohle des Neubaus liegen durchgängig in den gut tragfähigen Donaukiesen, so dass eine Flachgründung über eine statisch wirksame Bodenplatte realisiert werden konnte. Hierfür wurden unter Berücksichtigung der Aushubentlastung und der Wassereinwirkung Bettungsmoduln mit dem Steifemodulverfahren ermittelt. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Neubaus im Endzustand musste Zugpfähle realisiert werden. Daher wurden zusätzliche Schneckenortbetonpfähle (SoB-Pfähle) ausgeführt. An den SoB-Pfähle wurden zur Bestätigung der Tragfähigkeit erfolgreich Pfahlprobelastungen ausgeführt. Maßgebend wurde hierbei die Lastbeschränkung durch die maximale Prüflast der GEWIs.

Die untere Süßwassermolasse steht 3 m – 5 m unter den Gründungssohlen an. Die Mächtigkeit des Stauers (halbfeste Schluffe) variiert entsprechend den Ergebnissen der Baugrunderkundung zwischen 2 m und 6 m im Baufeld (siehe Abbildung 5). Zur Verhinderung eines Sohlaufbruchs im Bauzustand wurde unter Berücksichtigung des statistisch validierten bauzeitlichen Bemessungswasserstands die über eine tertiäre Entspannungswasserhaltung zu realisierende Grundwasserentspannung ermittelt. Hieraus ergaben sich erforderliche Entspannungen bzw. Absenkungen zwischen 5,5 m im Westen und 7,0 m im Osten (siehe Abbildung 7).

Reduzierung des Wasserandrangs sowie Verringerung der Auswirkungen auf die Nachbarbebauung (Oberflächensetzungen) wäre eine erhöhte Anzahl von kurzen Brunnen vorteilhafter gewesen. Der überwiegende Teil der Brunnen sollte möglichst in den Spundwandtälern des Arbeitsraums und ansonsten unter dem Gebäude mit entsprechenden Durchdringungen realisiert werden.

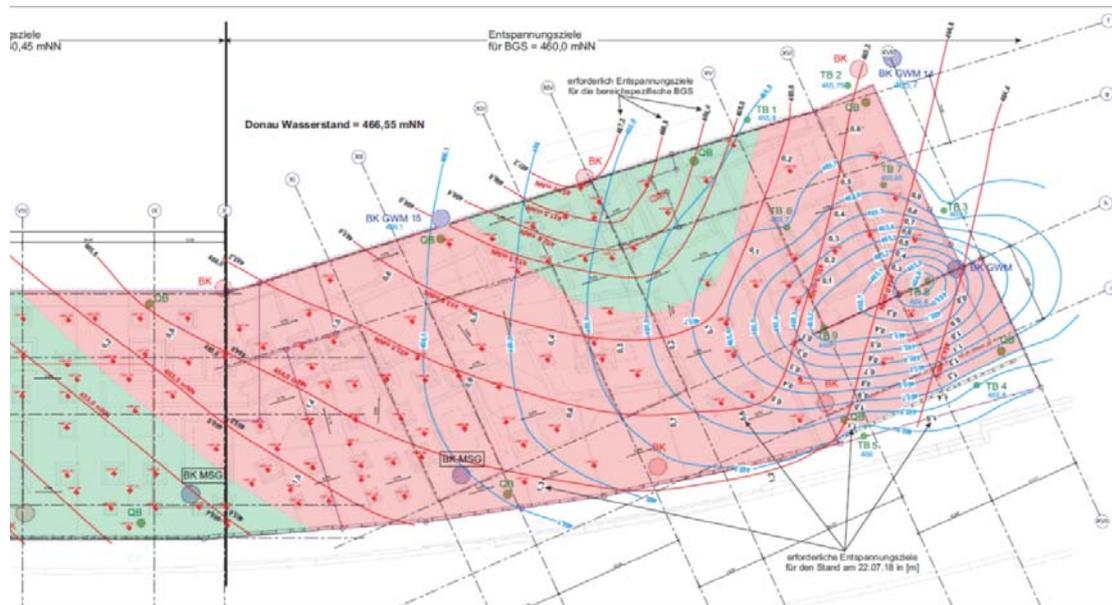


Abbildung 7: Schichtlagerungskarte Tertiär mit den Entspannungszielen

Die Wasserhaltung wurde vom 29.03.2018 bis 30.10.2019 betrieben, wobei im Tertiär mittlere Förderraten von 60 l/s bis 70 l/s und im Quartär für die Restwasserhaltung 6 l/s bis 9 l/s erreicht wurden. Die Spitzenförderraten lagen bei 76 l/s im Tertiär und während des Lenzens 30 l/s im Quartär. Die Gesamtfördermenge lag bei 1,5 Millionen m³, die Restdurchlässigkeit bei ca. 1 l/s je 1.000 m² benetzte Fläche und die rückgerechnete Durchlässigkeit der tertiären Sande unterhalb des Stauers bei $k_f = 1,3 \cdot 10^{-4}$ m/s.

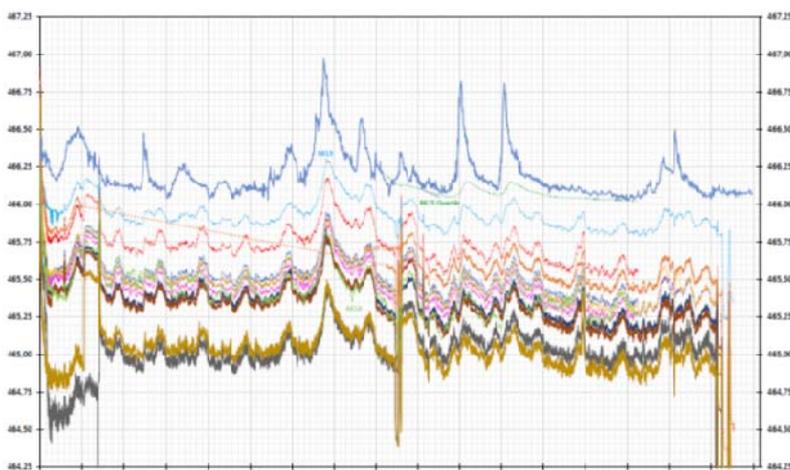


Abbildung 8: Ganglinien der Entspannungswasserhaltung sowie der Donau (dunkelblau) zu Beginn der Entspannungswasserhaltung

Da die aufgehende Bebauung sich nicht über die gesamte Fläche erstreckt und auch für die Bauzeit, in der die geforderte Auflast bei abgeschalteter Wasserhaltung die Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht gegeben war, mussten hier gebohrte Mikropfähle zur Sicherung gegen Aufschwimmen hergestellt werden.

3 München – SAP Garden

Im Olympiapark München wird auf dem Gelände des 2015 abgerissenen Radstadions eine Mehrzweckhalle errichtet. Hierbei handelt es sich um eine Mehrzweckhalle, vorrangig als kombinierte Eishockey- und Basketballstadion mit weiteren drei Eisflächen für das Training und den Breitensport. Nach einem internationalen Architektenwettbewerb wurden im November 2018 die Gewinner, das dänische Architekturbüro 3XN aus Kopenhagen mit der Planung beauftragt. Der Entwurf ist in Abbildung 9 dargestellt.



Abbildung 9: Visualisierung des Projekts. Im Hintergrund das Olympiastadion und der Olympiaturm © 3XN

Das Baufeld weist eine maximale Länge von ca. 240 m Länge, Breite von ca. 140 m mit einer Fläche von ca. 26.000 m² auf. Im östlichen Bereich des Baufelds befindet sich die Stadionschüssel, im westlichen die Trainingshalle, Tiefgarage und Technikräume. Die Stadionschüssel mit Abmessungen von ca. 145 m mal 110 m weist 3 oberirdische und 2 unterirdische Geschosse auf. In den weiteren Bereichen sind überwiegend 3 Untergeschosse geplant. Die Einbindung in den Untergrund beträgt im Schüsselbereich bis zu 12 m und im Tiefgaragenbereich bis zu 14 m. Einzelne Technikräume reichen bis zu 16 m unter Gelände.

3.1 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Das Baufeld befindet sich auf dem Gelände des Olympiaparks in München (siehe Abbildung 10). Im Vorfeld der Olympischen Spiele 1972 fanden hier umfangreiche Erdarbeiten statt, so dass zuoberst ca. 3 m bis 5 m mächtige Auffüllungen (umgelagerter Terrassenschotter)

anstehen. Darunter folgen quartäre Terrassenschotter sowie die Tertiären Horizonte der Oberen Süßwassermolasse. Die Obere Süßwassermolasse setzt hier mit einem geringmächtigen Stauer ein, der von ausgeprägten tertiären Sanden unterlagert wird.



Abbildung 10: Lage des Baufelds auf dem Olympiagelände in München-Milbertshofen

Zur Baugrunderkundung wurden in zwei Erkundungsphasen 2017 und 2019 folgende Untersuchungen durchgeführt (siehe Abbildung 11):

- 12 Kernbohrungen mit Tiefen bis 25 m,
- 3 Grundwassermessstellen (GwM),
- Bohrlochrammsondierungen,
- Laborversuche sowie
- Pumpversuche.



Abbildung 11: Grundriss des Neubaus mit Lage der Erkundungspunkte

Beispielhaft für die angetroffenen Baugrundverhältnisse ist das Profil BK 7 in Abbildung 12 dargestellt. Demnach stehen unter ca. 3 m nichtbindigen Auffüllungen, ca. 7 m Terrassenschotter (Grob- und Mittelkiese) an. Ab 10 m unter Gelände folgt die Obere Süßwassermolasse. Die Süßwassermolasse setzt sich unterhalb einer zwischen 1 m und 3m dicken, überwiegend halbfesten Schluffschicht, bis zur Bohrendtiefe aus tertiären Feinsanden, den sogenannten Flinzsanden, zusammen. Im Westen des Baufelds wurden innerhalb der tertiären Sande eine Kieslinse aufgeschlossen. Auf Basis der Erkundungsergebnisse wurde der in Abbildung 13 dargestellte geologische West-Ost-Schnitt entwickelt.

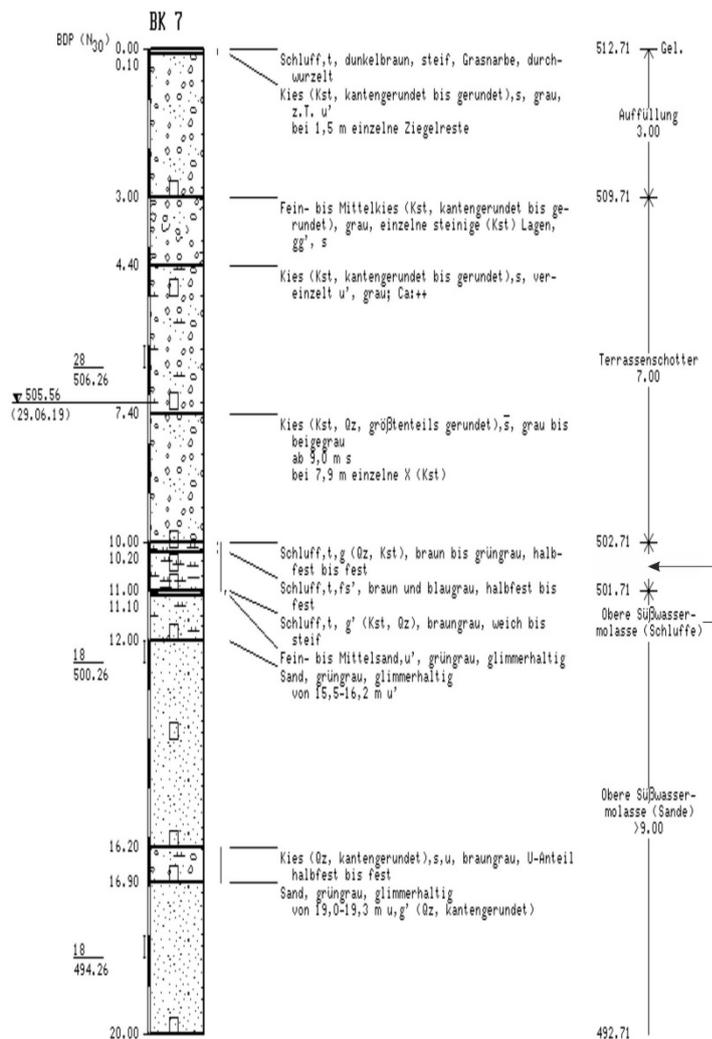


Abbildung 12: Ergebnisse einer Kernbohrung am SAP Garden

Die Schluffschicht der Oberen Süßwassermolasse trennt den freien, quartären Grundwasserspiegel (ca. 7 m unter Gelände) und den gespannten Grundwasserspiegel im Tertiär (Druckspiegel ca. 8 m unter Gelände). In den entnommenen Grundwasserproben wurden hinsichtlich LHKW und PAK erhöhte Werte festgestellt, die auf bekannte Schadensfälle im Umfeld der Baumaßnahme zurückzuführen sind.

Zur Erkundung der hydraulischen Eigenschaften der tertiären Sande wurden insgesamt drei eintägige und ein dreitägiger Pumpversuch unter Beobachtung der umliegenden Grundwassermessstellen (Piezometer mit Datenlogger) sowie der Vor-Ort-Parameter durchgeführt. Weiterhin wurden im Rahmen der Versuche Wasserproben entnommen, um mögliche Verfrachtungen aus umliegenden LHKW- und PAK-Schadensfällen zu beurteilen. Ein mögliches Anziehen dieser Schadstoffe durch das Betreiben der Wasserhaltung konnte zuvor nicht ausgeschlossen werden.

Aus den Absenk- und den Wiederanstiegskurven der Pumpversuche wurden nach Cooper & Jacob I und nach Theis Durchlässigkeiten von $k_f = 1,6 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $2,2 \cdot 10^{-4}$ m/s für die tertiären Sande abgeleitet. Eine Ausnahme ergab ein Pumpversuch westlich der Baugrube, in dem eine Durchlässigkeit von $k_f = 3,5 \cdot 10^{-3}$ m/s ermittelt wurde. Ursächlich hierfür war eine

Kieslinse im tertiären Sand, die bereits bei der Kernbohrung festgestellt wurde. Anhand des dreitägigen Pumpversuch konnte jedoch mit einer Reduzierung der Pumprate und des Durchlässigkeitsbeiwerts auf $k_f = 1,1 \cdot 10^{-4}$ m/s festgestellt werden, dass die in der Bohrung angetroffenen Kieslinse lokal begrenzt ist, was aber nicht überall der Fall war, siehe nachfolgende Abschnitte.

Über die Pumpversuche und die nahezu sofortige Reaktion der Beobachtungsmessstellen konnte auch gezeigt werden, dass gespannte Grundwasserverhältnisse im tertiären Grundwasserleiter vorliegen. Die bindige Schluffschicht am Übergang Quartär -Tertiär kann somit als Stauer angesehen werden.

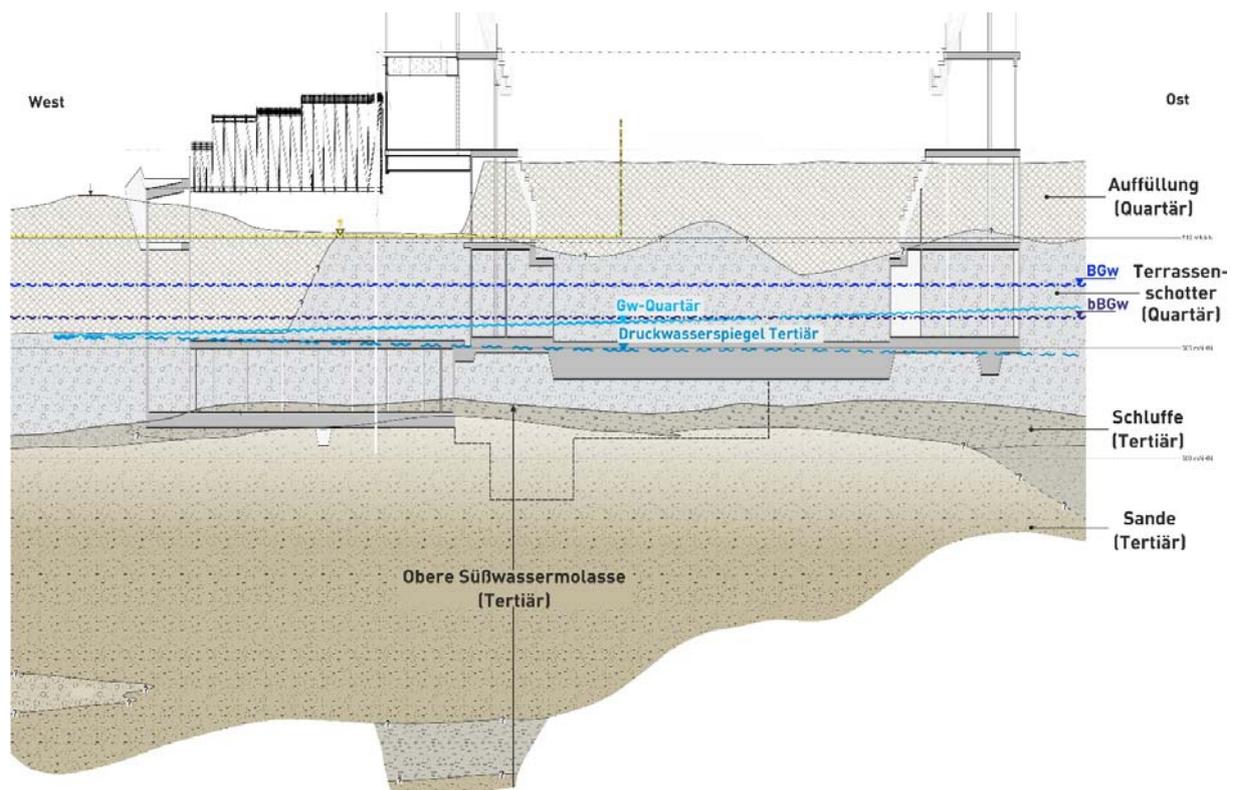


Abbildung 13: Geologischer West-Ost-Schnitt durch das Baufeld

Zur Ermittlung der bauzeitlichen Bemessungswasserstände wurde anhand der Ganglinien von 3 im Umfeld befindlichen amtlichen Grundwassermessstellen, die teils seit 1975 abgelesen werden, Bemessungswasserstände für den Bauzustand (BGw_{Bau}) statistisch abgeleitet. Das BGw_{Bau} liegt etwa 1 m über dem Mittelwasser, was einem etwa 15-jährigen Hochwasserereignis entspricht. Der Bemessungswasserstand für den Endzustand wurde entsprechend den auf Basis der "vermuteten" Höchstgrundwasserstände (Hochwasserdaten von 1940) amtlicherseits einschließlich eines Zuschlags von 30 cm vorgegebenen Werten berücksichtigt.

3.2 Gründung und Baugrubensicherung

Der Schlüsselbereich mit den 2 Untergeschossen kommt etwa 9 m bis 10 m unter Gelände und somit in den quartären Terrassenschottern zu liegen. Aufgrund der hohen Lagerungs-

dichte der Terrassenschotter kann hier nach einer Nachverdichtung die Gründung problemlos über elastisch gebettete Platten erfolgen. Dies ist auch in Hinblick auf die variierenden Lasten und Einbindung in das Grundwasser vorteilhaft.

Die Tiefgarage und Technikbereiche mit Einbindetiefen von in der Regel 12 m und lokal bis zu 16 m befinden sich mit ihrer Gründungssohle hingegen in der überwiegend nichtbindigen tertiären Süßwassermolasse. Diese sind mitteldicht bis dicht gelagert und ebenfalls gut tragfähig. Auch hier ist eine Flachgründung über eine statisch wirksame Bodenplatte möglich.

Die Bodenplattenstärke beträgt überwiegend 70 cm. Lediglich im Bereich der Eisfläche weist die Bodenplatte zur Auftriebssicherung eine Stärke von 170 cm auf. Im Bereich von Lastkonzentrationen werden Vouten ausgeführt.

Zur Beurteilung der Boden-Bauwerks-Interaktion wurden bei Angabe der Bauwerkslasten und Modellierung des geschichteten Baugrunds numerische Berechnungen der rechnerischen Setzungen und Ermittlung der Bettungsmodulverteilung nach dem Steifemodulverfahren ausgeführt. Der Bettungsmodul variiert demnach zwischen $12,5 \text{ MN/m}^3$ und 40 MN/m^3 . Die prognostizierten rechnerischen Setzungen liegen bei bis zu 3 cm.

Aufgrund der hohen Einbindetiefe des 3. Untergeschosses in das Grundwasser werden hier sowohl temporäre als auch permanente Zugpfähle zur Sicherung gegen Aufschwimmen erforderlich. Es wurden 85 temporäre (einfach-korrosionsgeschützt) und 398 permanente GEWI Ø57,5 S 670/800 (doppelt korrosionsgeschützt) mit einem Verpresskörperdurchmesser von 194 mm und Längen zwischen 7 m und 13 m vorgesehen. An den gesondert hergestellten Mikropfählen wurden Pfahlprobelastungen ausgeführt und von uns begleitet. Durch die Probelastungen konnte ein gegenüber den Erfahrungswerten um ca. 42 % höherer Mantelwiderstand angesetzt werden.

Die quartären Kiese sind mitteldicht bis dicht gelagert und weisen hohe Rammwiderstände auf. Daher wurden zur Baugrubensicherung 1 bis 2-lagig rückverankerte Spundwände in Verbindung mit verrohrten Lockerungsbohrungen ausgeführt. Die Lockerungsbohrungen beschränkten sich auf die quartären Kiese um den geringmächtigen Stauer nicht zu schädigen.

Die Tiefe der Verbauten wurde nach statischen Erfordernissen und insbesondere der Verhinderung eines Sohlaufbruchs (hydraulischer Grundbruch) gewählt, so dass die Spundwände zwischen 13 m und 19 m lang ausgeführt wurden.

Aufgrund der Größe des Baufelds wurde die Baugrube dabei in 2 Teilbaugruben aufgeteilt, die durch eine Querschott getrennt sind. Teilbaugrube 1 umfasst den Schüsselbereich ("Bowl") und Teilbaugrube 2 die Tiefgarage und Trainingshallen.

3.3 Wasserhaltung

Aufgrund der hydraulischen Trennung zwischen quartären Terrassenschottern und den tertiären Sanden durch die tertiären Schluffe wurde von der Spezialtiefbaufirma sowohl eine geschlossene Wasserhaltung im Quartär (Absenkbrunnen) als auch eine Entspannungswasserhaltung im Tertiär (Entspannungsbrunnen) eingerichtet und betrieben.

Zusätzlich wurden im Baufeld nach Bedarf Pumpensämpfe und Dränstränge ausgeführt. Das über die Baugrubensohle zutretende Wasser wird über die eingebaute Flächendränage von 30 cm Stärke gefasst und den Pumpensämpfen bzw. Brunnen zugeführt. Nach Durchlauf einer Absetzanlage wird das Förderwasser anschließend über drei Schluckbrunnen mit Bohrdurchmesser $\varnothing 900 \text{ mm}$ dem quartären Grundwasserkörper wieder zugeführt. Eine

Grundwasserreinigungsanlage wurde zu Beginn der Baumaßnahme für den Bedarfsfall vorgehalten. Die Messwerte (PAK, LHKW) überschritten jedoch nicht die Stufe 1-Parameter (Bayern), sodass eine Grundwasserreinigung während der Wasserhaltung nicht erforderlich wurde.

Zur Ermittlung und wasserrechtlichen Beantragung der anfallenden Wassermengen wurden numerische Berechnungen mit dem Programm FeFlow von DHI Wasy durchgeführt (siehe Abbildung 14). Die Randbedingungen und der Modellausschnitt wurden entsprechend dem hydrogeologischen Modell gewählt. Die parallel zur Grundwasserströmung verlaufenden Ränder sind mit hydraulischen Festpotentialen (Dirichlet-Randbedingung) berücksichtigt. Die orthogonalen Ränder sind hingegen undurchlässig. In den tertiären Sanden wurde die Anisotropie der Durchlässigkeit berücksichtigt und im Zuge der Modellkalibrierung die im Westen des Baufelds erkundete Kieslinse berücksichtigt. Im Rahmen einer Variantenuntersuchung wurde sowohl die Durchlässigkeit der Schichten als auch das Verhältnis der horizontalen/vertikalen Durchlässigkeit variiert.

In Abhängigkeit der Durchlässigkeit wurden in der Berechnung Förderraten von 60 l/s bis 80 l/s ermittelt. Die sich im Rahmen der Ausführung ergebenden Fördermengen sind in nachfolgendem Abschnitt angegeben.

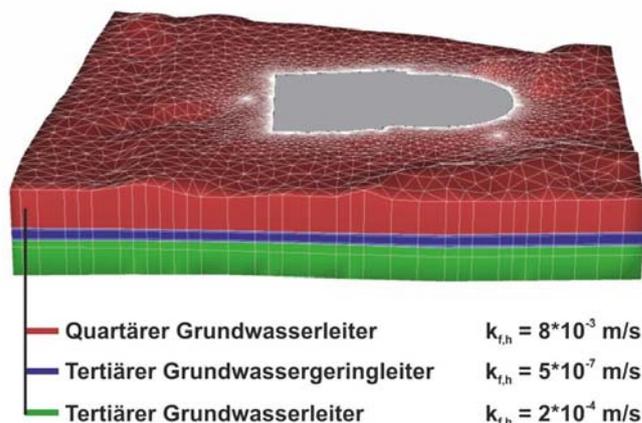


Abbildung 14: Ausschnitt aus dem Finite-Elemente-Modell zur Grundwassermodellierung

Zur Einhaltung der behördlich geforderten Begrenzung des durch den Baukörper verursachten Grundwasseraufstaus von weniger als 10 cm im Endzustand wurde ein Grundwasser-Umläufigkeitssystem rechnerisch bemessen und geplant. Im Bereich der Stadionschüssel wird die Umläufigkeit über den oben genannten 30 cm dicken Sohlfilter sowie eine durchlässige Arbeitsraumverfüllung sichergestellt. Die restliche Arbeitsraumverfüllung wird so gestaltet, dass die Stockwerkstrennung zwischen dem quartären und tertiären Aquifer wiederhergestellt wird. Dies hat zur Folge, dass im Tiefgaragenbereich, der in das Tertiär einbindet, an der Basis des Quartärs im Arbeitsraum ein Düker DN 200 seitlich um das Gebäude geführt wird. Jeweils im An- und Abstrom sind hierfür filterstabil ausgebaute Filterrohre vorgesehen.

Mit Abschaltung der Wasserhaltung wurden ca. 4,4 Millionen m³ Grundwasser gefördert. Die mittlere Förderrate lag im Tertiär für die Entspannung bei 50 l/s bis 80 l/s und im Quartär für die Restwasserhaltung bei 10 l/s. Es wurden Spitzenförderraten im Tertiär von 95 l/s bis 148 l/s und im Quartär während des Lenzens von $\gg 100$ l/s erreicht.

Die entsprechende Restdurchlässigkeit der Baugrubenumschließung und teildichte Baugrubensohle beträgt bei dieser Förderrate $0,35 \text{ l/s}/1.000 \text{ m}^2$. Die Erwartungen entsprechend der Grundwassermodellierung und den Ergebnissen der Pumpversuche haben sich somit erfüllt. Unsererseits wurde numerisch anhand der gemessenen Fördermengen die Durchlässigkeit der tertiären Sande (unterhalb des Stauers) rückgerechnet. Hieraus resultiert eine rechnerische Durchlässigkeit der tertiären Sande von $k_f = 2,4 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$, was der aus den Pumpversuche abgeleiteten Durchlässigkeit der tertiären Sande von $k_f = 1,6 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ bis $2,2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ nahezu entspricht. Die marginal höhere Durchlässigkeit ist im Wesentlichen auf eine örtlich erhöhte Durchlässigkeit (siehe unten) sowie die Ausführung von zusätzlichen Tiefteilen zurückzuführen. Es bestätigt sich die Bedeutung von in-situ Pumpversuchen zur realitätsnahen Abschätzung der Durchlässigkeit des Untergrunds.



Abbildung 15: Ganglinien in einer quartären (BK 8 GwM Q) und einer tertiären (BK 12 GwM T) Grundwassermessstelle außerhalb der Baugrubenumschließung während der Wasserhaltung

Die Grundwassermessstellen außerhalb der Baugrube wurden während und nach der Wasserhaltung kontinuierlich mit Piezometern überwacht. Beispielhaft sind die Ganglinien für zwei Messstellen in Abbildung 15 dargestellt. Durch die dichte Baugrubenumschließung wird der freie Grundwasserspiegel im Quartär nicht nennenswert beeinflusst. Die eigentliche Grundwasserabsenkung (Entspannung) findet im tertiären Grundwasserkörper statt, so dass ein Sohlaufbruch zuverlässig ausgeschlossen werden konnte.

Im Rahmen der Abnahmeprüfungen an den Mikropfählen wurde im Tiefgaragenbereich im Westen des Baufelds in einem Teilbereich lediglich 50 % der im Rahmen der Probelastungen verifizierten Widerstände erreicht. Als Ursache wird eine in das Tertiär eingeschaltete Kiesschicht vermutet, die hier bis unter die Baugrube reichte. Dies ging mit einer lokal

unzureichenden Entspannung in den tertiären Sanden einher. Die resultierenden Strömungskräfte führten dann zu einer Auflockerung der Sande bzw. zu Defiziten im Verpresskörper, so dass die erreichbaren Mantelwiderstände reduziert wurden. Die lokalen Defizite in der Tragfähigkeit wurden durch Zusatzpfähle ausgeglichen.

Die Herstellung der Mikropfähle erfolgte auf Basis positiver regionaler Erfahrungen durch die ausführende Spezialtiefbaufirma bei laufender Grundwasser-Entspannung des Tertiärs von der finalen Aushubebene im Tiefgaragenbereich aus. Lediglich der jeweils den Bohrarbeiten direkt benachbarte Entspannungsbrunnen wurde dabei zeitweise abgeschaltet. Diese von unserer Erfahrung abweichende Vorgehensweise hat hier mit Ausnahme des Bereiches der Kieslage im Tertiär auch funktioniert. Sofern jedoch keine entsprechenden regionalen Erfahrungen mit dieser Vorgehensweise vorliegen, empfehlen wir weiterhin vor Beginn der tertiären Wasserhaltung Pfahl- und Ankerarbeiten von einer erhöhten Herstellerebene aus mit Leerbohrungen auszuführen, so dass mögliche Defizite in der Tragfähigkeit sicher ausgeschlossen werden können.

4 Zusammenfassung

Tiefliegende Baugruben in den tertiären Molasseablagerungen werden üblicherweise als teildichte Baugruben mit einer dichten Baugrubenumschließung in den stark durchlässigen quartären Horizonten ausgeführt, die dann bis oder unter die als Stauer wirkenden, bindigen Schichten des Tertiärs geführt werden. Der vom Quartär üblicherweise getrennte Grundwasserspiegel im Tertiär muss parallel durch eine Wasserhaltung entspannt werden. Hieraus resultieren Herausforderungen hinsichtlich der Beherrschung den anfallenden Wassermengen, der Auftriebssicherheit der Sohle im Bauzustand sowie der Auftriebssicherheit des Bauwerks im Endzustand. Anhand der beiden Fallbeispiele aus Neu-Ulm und München wurden Erfahrungen, Ein- und Wechselwirkungen bei der Planung und Ausführung entsprechender Baumaßnahmen im Tertiär gezeigt.

Erfahrungsbericht zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bei Erdverbundkonstruktionen

Prof. Dr.-Ing. Benjamin Aulbach
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, Dr.-Ing. David Koppmann
ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aschaffenburg

1 Allgemeines

Zur Sicherung von Böschungen oder Geländesprüngen, die aus Platzgründen nicht geböscht ausgeführt werden können, existieren verschiedene Varianten, die nach Eurocode 7 - Teil 1 in die Kategorien „Gewichtsstützwände“, „In den Boden einbindende Wände“ und „Zusammengesetzte Stützkonstruktionen“ eingeteilt werden können. Dabei besteht die stabilisierende Wirkung von Gewichtsstützwänden wie Schwergewichtswänden aus deren Eigengewicht bzw. bei Winkelstützwänden auch aus dem Gewicht der Hinterfüllung. In den Boden einbindende Wände wie Spund-, Schlitz- oder Pfahlwände werden hingegen durch Verankerungen, Steifen und den Erdwiderstand gestützt. Zusammengesetzte Stützkonstruktionen können entweder eine Kombination aus den vorgenannten Arten wie z.B. Kastenfangedämme oder aber Konstruktionen aus im Erdreich eingebrachten Sicherungselementen gegebenfalls in Kombination mit einer starren oder flexiblen Außenhaut sein. Beispiele sind Hangverdübelungen, Vernagelte Wände oder Böschungen sowie Erdverbundkonstruktionen. Das Prinzip der Erdverbundkonstruktionen und die dazu erforderlichen planerischen sowie genehmigungsrechtlichen Schritte werden nachfolgend zunächst allgemein und dann anhand zweier Beispiele beleuchtet.

2 Prinzip, Aufbau und Elemente

Erdverbundkonstruktionen bestehen aus den drei Elementen Füllmaterial, Bewehrung und Abschlusselementen, wobei die stützende Wirkung aus dem Verbund zwischen Füllmaterial und Bewehrung resultiert. Die Abschlusselemente haben neben der Anschlussfunktion für die Bewehrung auch eine Schutzfunktion für die eigentlichen Stützkonstruktion und können zusätzlich aber auch für eine Begrünung herangezogen werden.

Als Füllmaterial kommt meist nichtbindiger Boden zum Einsatz, der lagenweise einzubauen und zu verdichten ist. Für die Bewehrung können entweder Stahldrahtgittermatten oder Geogitter verwendet werden. Die Stahldrahtgittermatten haben eine Maschenweite von z.B. 10 cm auf 10 cm und werden über Steckverbinder miteinander gekoppelt, so dass eine flächige Bewehrungslage entsteht, wie die folgende Abbildung zeigt.



Bild 1: Stahlgitterbewehrung aus geschweißten Matten und Steckverbindern

Bei geokunststoffbewehrten Verbundkonstruktionen werden die Geogitter hingegen in Rollen angeliefert, die dann vor Ort auf Länge geschnitten und überlappend verlegt werden.

Als Abschlusselemente können z.B. Gabionen oder Stahlgittermatten zum Einsatz kommen und bei Einsatz einer Hinterfüllung mit Mutterboden in Kombination mit Gewebe oder Kokosfasermatten auch begrünt werden, wie die folgende Abbildung zeigt.



Bild 2: Abschlusselemente aus Gabionen und Stahlgittermatten sowie Begrünung

3 Bemessung und Nachweise

3.1 Allgemein

Generell erfolgt die statische Berechnung von Stützkonstruktionen nach Abschnitt 9 des Eurocode 7 - Teil 1 (DIN EN 1997-1) in Kombination mit dem zugehörigen Nationalen Anhang (DIN EN 1997-1/NA) und der deutschen Ergänzungsnorm DIN 1054. Allgemeine Hinweise zu Materialanforderungen und zur Ausführung von bewehrten Stützkonstruktionen finden sich in DIN EN 14475. Flankiert werden die DIN-Normen durch das Merkblatt über

Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern (M SASE, FGSV) und die Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen (EBGEO, DGGT). Im Zuge der Nachweisführung sind sowohl die äußere als auch die innere Standsicherheit zu betrachten. Dabei erfolgt die Betrachtung der äußeren Standsicherheit am quasi-monolithischen Verbundkörper, wobei die Grundbruchsicherheit (DIN 4017), die Gleitsicherheit (DIN 1054), die Geländebruchsicherheit (4084) und die Sicherheit gegen Kippen bzw. die Begrenzung der Sohldruckresultierenden (DIN 1054) nachzuweisen sind.

Bei der inneren Standsicherheit müssen die Bewehrung sowie deren Anschluss an die Abschlusselemente sowie die Sicherheit gegen Herausziehen der Bewehrung nachgewiesen werden.

3.2 Verkehrswege- bzw. Straßenbau

Im Verkehrswegebau und insbesondere im Straßenbau zählen Erdverbundkonstruktionen zum Stand der Technik und sind dort schon lange relativ eindeutig geregelt. Die ursprünglichen „Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens Bewehrte Erde“ der Bundesanstalt für Straßenwesen von 1985 wurden durch das „Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern – M SASE“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) 2010 ersetzt. Das Merkblatt gilt für den Entwurf, die Berechnung und die Herstellung von Stützkonstruktionen im Bauverfahren aus "Stahlbewehrten Erdkörpern", gibt Hinweise für die Konstruktion und die Berechnung, stellt die Entwurfs-, Berechnungs- und Bemessungsgrundlage dar und gibt zudem Hilfen zur Wahl geeigneter Bauteile, Füllböden und Hinterfüllböden sowie Vorschläge für die Qualitätssicherung bei Einzelteilen und der Gesamtkonstruktion. Mit den ergänzenden Regelungen „Merkblatt über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen - M GAB“ und „Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau - TL Gab-StB 16“ der FGSV sowie den „Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) stehen in Summe Planungsgrundlagen zur Verfügung, mit der sich Erdverbundkonstruktionen sowohl mit Stahlbewehrung als auch mit Geokunststoffbewehrung im Straßenbau i.d.R. ohne besondere Zulassungen und mit „üblichem“ Planungsaufwand realisieren lassen.

3.3 Hoch- und Ingenieurbau

Im Hoch- und Ingenieurbau sind die Bemessung und Ausführung von Erdverbundkonstruktionen hingegen bauaufsichtlich nicht abschließend geregelt. Wenn eine Bauweise gemäß der gültigen Landesbauordnung nicht über entsprechende Regelungen der Verwaltungsvorschrift für technische Baubestimmungen abgedeckt ist, sind daher generell Zulassungen erforderlich, die dann auch als Nachweis dienen. Dies können eine „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)“, eine „Allgemeine Bauartgenehmigung (aBG)“ eine Kombination aus abZ & aBG oder aber eine Europäische Technische Bewertung (ETA, European Technical Assessment) sein. Die vorgenannten Zulassungen werden in Deutschland vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) erteilt, wobei nach eigener Aussage des DIBt nach Antragstellung mit einer Bearbeitungsdauer durch das DIBt von etwa sechs bis neun Monaten zu rechnen ist.

Wenn für Bauprodukte oder Bauarten keine allgemein anerkannten Regeln der Technik bekannt sind oder diese von bekannt gemachten technischen Regeln abweichen oder diese nicht über eine abZ, aBG oder ETA verfügen, gelten sie als „ungeregelte Bauart“ und es muss eine „Zustimmung im Einzelfall (ZiE)“ oder eine „Vorhabenbezogene Bauartgenehmigung (vBG)“ erwirkt werden.

4 Zustimmung im Einzelfall (ZiE)

4.1 Allgemein

Eine Zustimmung im Einzelfall wird auf schriftlichen Antrag des Bauherrn oder dessen Vertreter durch die jeweilige Oberste Bauaufsichtsbehörde des zuständigen Bundeslandes erteilt. Die Antragsformulare können über die jeweiligen Behörden bezogen werden und umfassen i.d.R. nur wenige Seiten, sind jedoch durch entsprechende Anlagen und ein Gutachten bzw. eine Stellungnahme zu ergänzen. Solche Stellungnahmen der ZAI bzw. der Autoren dieses Beitrags umfassen in der Regel die Beschreibung der geplanten Bauweise bzw. Konstruktion, die Beschreibung und Bewertung der Bauprodukte, die Beschreibung und geotechnische Bewertung des Füllmaterials, die Bewertung der statischen Berechnung, Empfehlungen und Hinweise zur Bauausführung sowie Ausführungen zu den Übereinstimmungsnachweisen.

4.2 Beispiel 1 – Wuppertal in Nordrheinwestfalen

In Wuppertal galt es einen Universitätsneubau ins Landschaftsbild einzupassen, dessen eigentlicher Lastabtrag über Stützen in den Fels erfolgt (vgl. Bild 3, links). Für die Einpassung ins Landschaftsbild wurde eine vorgesetzte Stützkonstruktion mit Stahlgittern als Bewehrung gewählt (vgl. Bild 3, rechts), die neben dem optischen und abschirmenden Aspekt auch als Fluchtweg auf deren Krone dient.



Bild 3: Universitätsneubau mit Stützen (links) und EVK (rechts)

Da die lastabtragenden Stützen keine Horizontalbelastung erfahren sollten, wurde die Erdverbundkonstruktion überwiegend als Fangedamm ausgebildet, wie das nachfolgende

Bild zeigt. Die Bewehrung besteht aus Stahlgitterbewehrungsmatten, die Frontausbildung aus Stahlgitterfrontelementen in Kombination mit einer Vorsatzschale sowie im oberen Frontbereich als auch im gesamten Rückbereich aus Gabionenkörben.

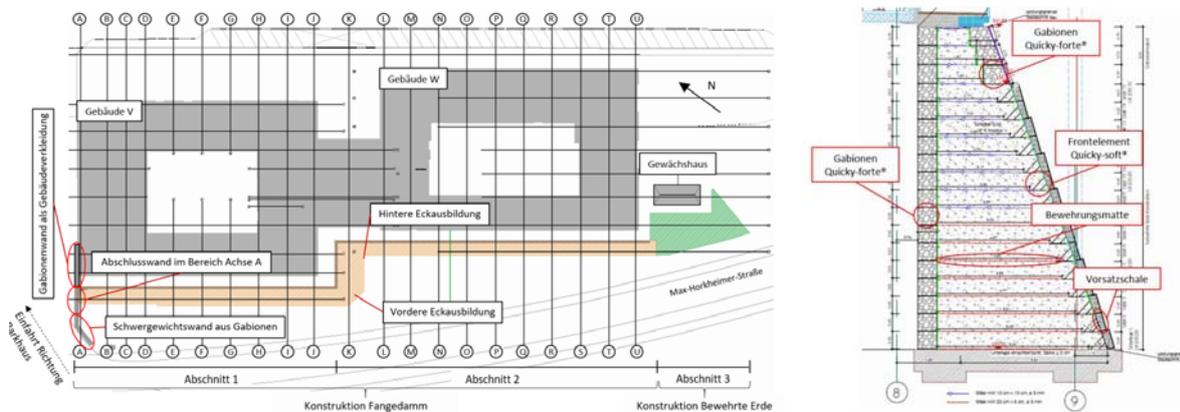


Bild 4: Grundriss und Schnitt durch die Fangedammkonstruktion

Ende 2014 wurde bei diesem Projekt der erste Antrag auf eine ZiE im Entwurf eingereicht und in diesem Zuge vorgeschlagen, Prof. Ziegler von der ZAI mit der Erstellung einer Gutachterlichen Stellungnahme zu beauftragen. Mitte 2016 erfolgte dann daraufhin die überarbeitete Antragsstellung, begleitet von einer 28-seitigen Stellungnahme der ZAI. Dieser Antrag bedurfte einer weiteren Bearbeitung und ergänzenden Untersuchungen durch die ZAI. Zwar existierten zum Zeitpunkt der Antragsstellung bereits Ergebnisse aus Großversuchen an Gabionenelementen, aufgrund der in Wuppertal vorhandenen Bauhöhe und den Anforderungen aus der Entfluchtung sowie der Verwendung auch von Stahlgitterfrontelementen anstelle von Gabionen wurden diese durch die Oberste Baubehörde als alleiniger Nachweis aber als nicht ausreichend angesehen. Vor diesem Hintergrund wurde durch die ZAI ein Berechnungsmodell für die Gabionen und auch die Stahlgitterfrontelemente entwickelt und zusätzlich ein erster Wandabschnitt als Probewand mit einem umfangreichen Messkonzept geplant, wie das folgende Bild zeigt.

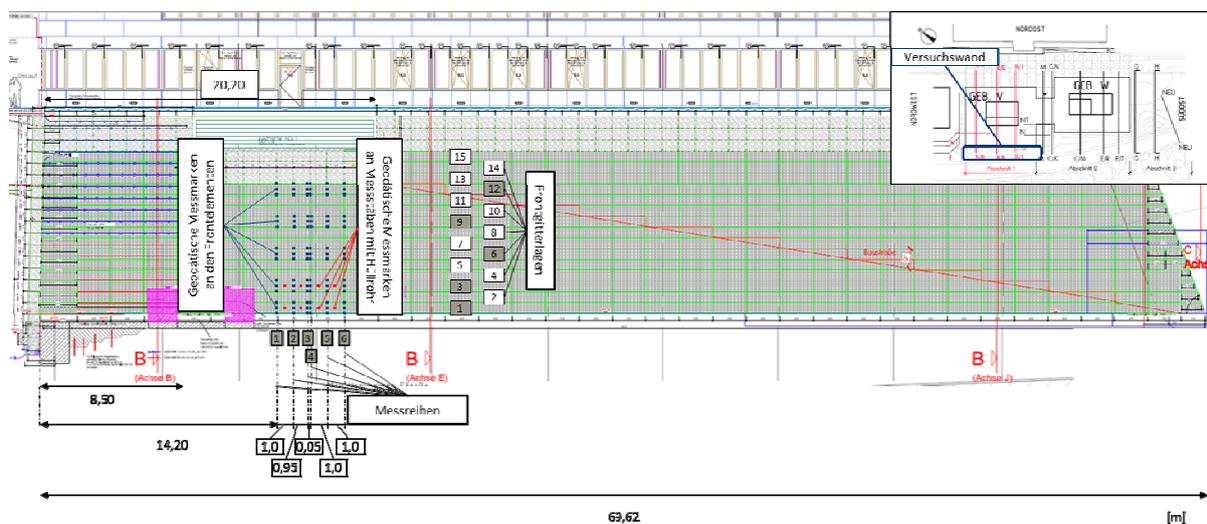


Bild 5: Ansicht Fangedammkonstruktion mit Messeinrichtungen

Neben zahlreichen geodätischen Messpunkten wurden außerdem Hüllrohre mit integrierten rückseitig verankerten Messstäben zur Überwachung der Gesamtverformung und zudem Messungen der Ausbauchung an der Front mit einer eigens durch ZAI konstruierten Messeinrichtung vorgesehen.

Der Anfang 2017 zusammen mit einer neuen Stellungnahme der ZAI inklusive einer Stellungnahme zur inneren Standsicherheit (eigens entwickeltes Berechnungsmodell) und dem Messkonzept (Probewand) eingereichte Revisionsantrag wurde dann im August genehmigt, so dass Ende 2017 mit der Errichtung der Probewand begonnen werden konnte.

Während der technischen Begleitung durch die ZAI wurden die zuvor festgelegten Alarm- und Eingreifwerte an der Probewand deutlich eingehalten, so dass die innere Standsicherheit als nachgewiesen angesehen und die Gesamtkonstruktion weitergebaut bzw. fertiggestellt werden konnte.

4.3 Beispiel 2 – Gäufelden in Baden-Württemberg

In Gäufelden galt es, die Rückseite eines Supermarktes mit einer Erdverbundkonstruktion ins Landschaftsbild einzupassen (vgl. Bild 6, links). Dabei durfte die Gebäudehülle keine zusätzliche Last durch Erddruck aus der gewählten Konstruktion erfahren.

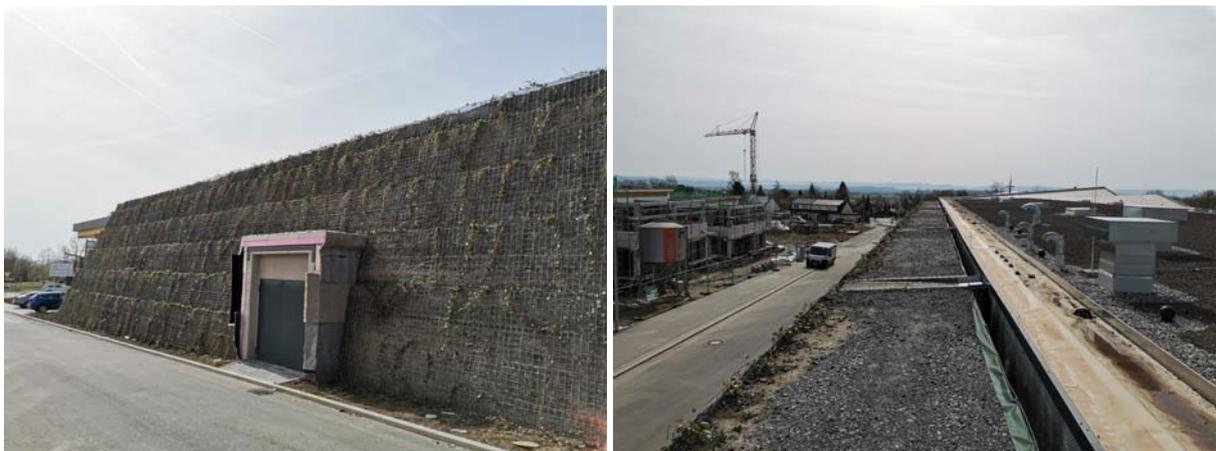


Bild 6: An- und Draufsicht der vorgeschlagenen EVK

Dies wurde dadurch erreicht, dass eine etwas abgerückte (vgl. Bild 6, rechts) Fangedammkonstruktion aus stahlbewehrter Erde gewählt wurde, wie das folgende Bild zeigt.

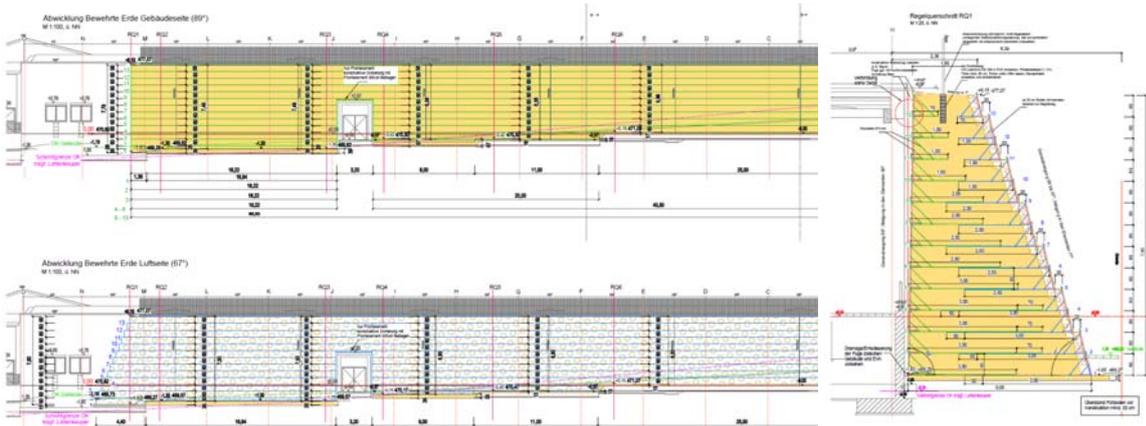


Bild 7: Ansicht und Schnitt durch die Fangedammkonstruktion

Die Bewehrung des Erdkörpers selbst besteht aus Stahlgitterbewehrungsmatten und die Front- und Rückausbildung aus Stahlgitterelementen, die an der Frontseite zur Begrünung mit Mutterboden befüllt sind.

Der Antrag des Bauherrn auf Erteilung der ZiE wurde Anfang 2021 gestellt und zusammen mit der ergänzenden 32-seitigen Stellungnahme der ZAI Mitte desselben Jahres erteilt. Verbunden war die Zustimmung mit den Auflagen, dass durch ZAI ein Messkonzept und ein Korrosionsschutzkonzept aufgestellt werden und sie Bauarbeiten auch begleitet.

Das Messkonzept wurde in Anlehnung an das Projekt in Wuppertal mit den gleichen Vorrichtungen geplant, wobei insbesondere das Korrosionsschutzkonzept Teststäbe vorsah, die sowohl im Inneren als auch an der Hülle verbaut werden (vgl. Bild 8) und in zeitlichen Abständen ausgebaut und beprobt werden können.

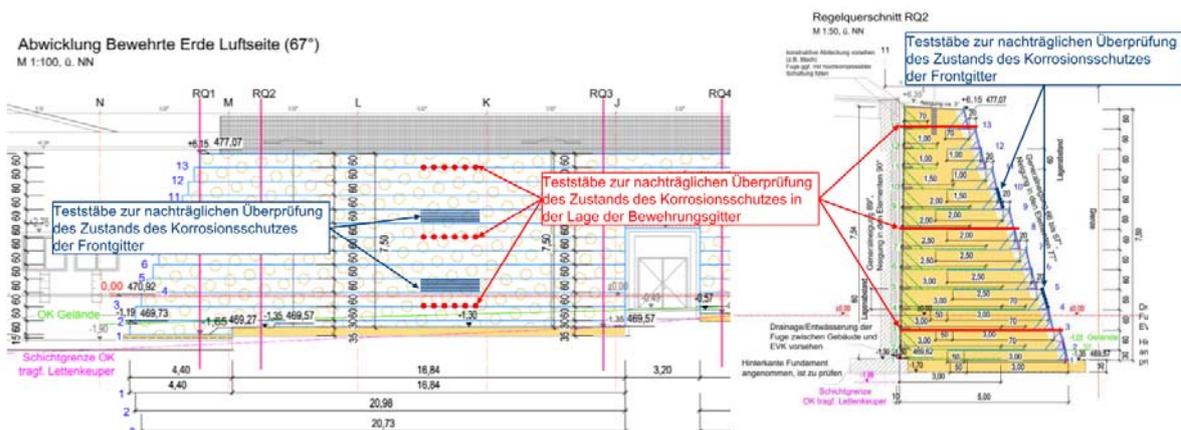


Bild 8: Ansicht und Schnitt mit Teststäben zur Kontrolle der Korrosion

Auch in Gäufelden wurden während der technischen Begleitung durch die ZAI keine unzulässigen Verformungen festgestellt, so dass die Gesamtkonstruktion problemlos fertiggestellt werden konnte.

5 Fazit

Erdverbundkonstruktionen sind derzeit im Hoch- und Ingenieurbau bauaufsichtlich nicht einheitlich geregelt. Liegt im Zuständigkeitsbereich der Obersten Bauaufsichtsbehörde des zuständigen Bundeslandes keine „Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ)“ oder „Allgemeine Bauartgenehmigung (aBG)“ vor, muss über diese eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erwirkt werden. Dazu ist durch den Bauherrn oder dessen Vertreter ein entsprechender Antrag zu stellen und in der Regel zusätzlich eine gutachterliche Begleitung erforderlich. Anhand von zwei durch die ZAI erfolgreich betreuten Zustimmungen im Einzelfall wurde gezeigt, dass hierbei je nach Anforderungen z.B. an die Verformungen oder an den Korrosionsschutz über die üblichen statischen Nachweise hinaus zusätzliche Untersuchungen und Nachweise erforderlich werden können. Dabei können der Aufwand und die Zeitdauer bis zur endgültigen Erteilung der Zustimmung durch die jeweilige Oberste Bauaufsichtsbehörde merklich variieren.

6 Literatur

- Bedingungen für die Anwendung des Bauverfahrens Bewehrte Erde (1985), Bundesministeriums für Verkehr/Bundesanstalt für Straßenwesen, Bundesanstalt für Straßenwesen.
- DIN 1054:2010 – Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- DIN EN 1997-1:2009 – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln.
- DIN EN 1997-1/NA: 2010 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1 Allgemeine Regeln.
- DIN EN 14475:2006 – Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bewehrte Schüttkörper.
- EBGEO (2010): Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, 2. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.
- M GAB (2014): Merkblatt über Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen aus Betonelementen, Blockschichtungen oder Gabionen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.
- M SASE (2010): Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.
- TL Gab-StB 16 (2016): Technische Lieferbedingungen für Gabionen im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.

Ein Schutzdach für den Göbekli Tepe - Bewahrung der ältesten Kultstätte der Menschheit - - Konzept und Gründung im UNESCO-Welterbe -

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann
GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner
Universität Siegen, Fakultät IV, Institut für Geotechnik, em. Lehrstuhlinhaber

*Der Betrag ist meinem wissenschaftlichen Freund
Herrn Prof. Dr. habil. Klaus Peter Schmidt († 2014) gewidmet.*

1 Allgemeines

Im Beitrag wird die Genese des Kontaktes, des Wirkens und der interdisziplinären Forschung zum Weltkulturerbe der UNESO, dem Göbekli Tepe (GT) vorgestellt. Desweiteren werden die Schutzmaßnahmen, bis hin zum Bau und der Fertigstellung des Schutzdaches beschrieben. Dabei werden die besonderen geotechnischen und denkmalpflegerischen Randbedingungen und Lösungen zur Gründung eines von der EU finanzierten und vom Deutschen Archäologischen Institut (DAI) betreuten Schutzdaches vorgestellt.



Bild 1: Prof. Dr. Klaus Peter Schmidt - Prof. Dr. Richard A. Herrmann - 2006

Der erste Kontakt mit dem Archäologen Prof. Dr. Klaus Peter Schmidt fand im Jahr 2006 bei einer Exkursion des Wasserbaues und der Geotechnik der Universität Siegen zu den GAP-

Staudammprojekten an Euphrat und Tigris, u.a. zum Atatürk- Staudamm und anderen Staudammprojekten statt

2 Lage

Der Göbekli Tepe wird in der Übersetzung der „Berg mit Nabel oder genabelter Berg“ genannt infolge des „grünen Nabels“, der sich optisch -früher die über den Tempeln vorhandenen bewirtschafteten Feldern der Bauern- von der Haran-Ebene aus sichtbar gegenüber dem hellen Kalksteingebirge absetzte. In der globalen Übersicht befindet sich der GT in der Türkei, in Südostanatolien an der Grenze zu Syrien. Das nächst gelegene, größere, wirtschaftliche und kulturelle Zentrum ist die Stadt Sanliurfa. Es handelt sich dabei um eine der ältesten Städte der Menschheit. Der Basar von Sanliurfa zählt -infolge der seltenen Berufe/ Handwerker zum- immateriellen Welterbe. Weiter war Sanliurfa im römischen Reich in der Region die größte Garnisonstadt und Außenposten des Eurasischen Limes. Eine Übersicht zeigt Bild 2.

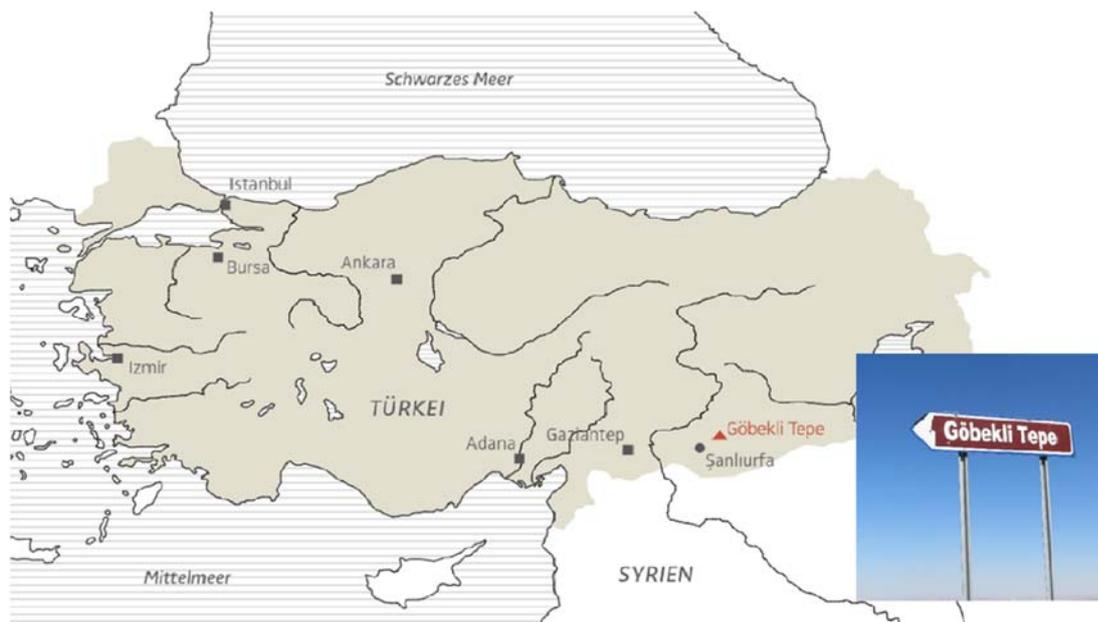


Bild 2: Lage des Göbekli Tepe in der Türkei, in Südostanatolien an der Grenze zu Syrien

Das nachfolgende Bild 3 zeigt die Lage des Göbekli Tepe auf dem Bergmassiv des Gerumus-Gebirges in der Nachbarschaft zu Sanliurfa (links im Bild) und mittig/ unten die Haran-Ebene von der aus der Göbekli Tepe weit sichtbar ist. Weiter südlich liegt die archäologische Grabungsstätte der von den Mongolen zerstörten Stadt Haran.

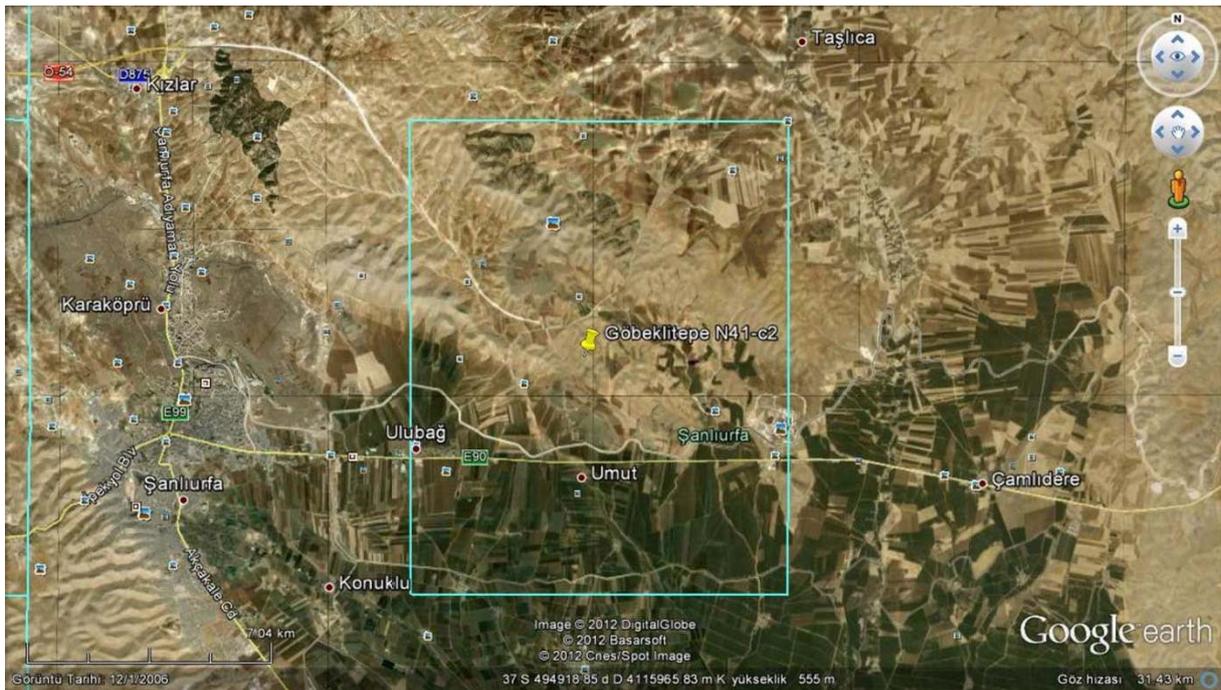


Bild 3: Lage (Quelle: Google Earth)



Bild 4: Luftbild vom Zentrum des Göbekli Tepe (ausgegrabene Tempelanlagen A, B, C, D), Sondierungsprofile und vom DAI gesicherte Flächen, mit Schutzbepflanzung

3 Grabung / Kampagne 2009

In Verbindung mit dem ersten Kennenlernen auf der Exkursion der Universität Siegen im Jahr 2006 entwickelte sich mit Prof. Klaus Peter Schmidt ein wissenschaftlicher Kontakt, bei dem geotechnische Fragen mit der Standsicherheit und dem Erhalt der ausgegrabenen Tempelanlagen bearbeitet wurden. In der Anfangsphase war Prof. Klaus Peter Schmidt mit einem „Grabungshaus“, das vom DAI erworben wurde, in der Altstadt von Şanlıurfa einem

Mitarbeiter mit Familie im Grabungshaus und einem älteren Mitarbeiter mit einem Pferd, der die ausgegrabene Tempelanlagen bewachte und sehr geringen finanziellen Mitteln nahezu auf sich alleine gestellt. In Verbindung mit den Kontakten der Universität Siegen entstand ein Förderkreis, aus Fachleuten, Architekten mit Schwerpunkt Denkmalpflege, die vor allem logistisch die Sicherung von Pfeilern und Mauern in den Anlagen C und D unterstützte. Aus dieser Unterstützung resultierte eine besondere Kampagne im Jahr 2009, wobei hier nur punktuell in der Anlage C archäologisch gegraben wurde, der Schwerpunkt lag in der Sanierung/Sicherung der beiden Zentralpfeiler in der Anlage C, die bereits in der Steinzeit mechanisch gebrochen/ mit Feuer beschädigt wurden. Die Kampagne mit offizieller Grabungs-/ Arbeitsgenehmigung der Gruppenmitglieder durch die Türkei umfasste folgende Aspekte:

Die Sicherung von

- ***Pfeilern und Strukturen in der Anlage C, Förderkreis Architekten/Steinmetze***
- ***Untersuchung zur Standsicherheit (gesamte Anlage), Universität Siegen***
- ***Erkundung der ältesten Wassernutzungen, Universität Siegen***

Mit der Sicherung des mechanisch beschädigten (mittig gebrochenen) Zentralpfeilers in der Anlage C wurde dieser im Gründungsbereich freigelegt. Dabei zeigte sich, dass die Baumeister der Steinzeit das System der „Köcherfundamente“ mit aus dem Fels herausgeschlagenen Köchern wählten und erfolgreich umsetzten. Womit diese Gründungsart erstmalig „bautechnisch“ angewandt wurde. Der Abgleich der Geometrie (Masse/ Pfeilerhöhe/ und -breite) zeigte, für die Köchertiefen, dass diesen „gesicherte“ konstruktive Beziehungen zugrunde liegen, deren genaue Verhältnisse z.B. in Hinblick auf die Einwirkung (Windbelastung, u.a.) und den mobilisierten Widerständen (Spannungsrandbedingungen in der Einspannung u.a.) weiterer wissenschaftlicher interdisziplinärer Forschung bedürfen. Dies gilt auch für den Transport der Pfeiler mit „Steinkugeln“, wie sie beim Transport der Steine für „Stonehenge“ angenommen werden. Ein vergleichbarer Forschungsbedarf ist auch für den Bereich der baubetrieblichen Aspekte damit zu sehen, dass die Pfeiler, z.B. der Zentralpfeiler in Anlage C mit einem Gewicht $G > 20 \text{ t}$ mit einer Pfeilergeometrie ausgeführt wurde, die einen Drehpunkt am Fuß generierte, damit dieser in allen Lotrichtungen perfekt ausgerichtet werden konnte. In Verbindung mit der Pfeileranordnung und den dazwischen gesetzten Mauern, kann -in Verbindung mit der Einbindung in das Gelände/ Hang- auch angenommen werden, dass die steinzeitlichen Baumeister auch Kenntnisse zur Wirkung des ebenen und räumlichen Erddruckes hatten.

In der v.g. Kampagne wurden die Schürfprofile aufgenommen und geotechnisch ausgewertet. Im Weiteren war die Frage gestellt worden, welche Wassernutzung für die steinzeitlichen Tempelanlagen bei Bau und der Nutzung vorgelegen haben könnte. Dazu waren im Bereich des Westplateaus zwei archäologisch -mit vorhandenen Grabungen als steinzeitlich-nachgewiesene Zisternen bekannt. Die Untersuchungen, auf der Grundlage geotechnischer Feldmethoden ergaben schließlich, dass über in den Fels geschlagene Rinnen in insgesamt drei Systemen mit: a) gewerblich, zur besseren Spaltung der Flintsteine, b) zur Trinkwasserversorgung, c) zur Hygiene das Wasser gesammelt und in insgesamt ca. 70 Zisternen genutzt wurden (HERRMANN & SCHMIDT – 2012). In Verbindung mit diesen Untersuchungen wurde das Südplateau näher untersucht, auf dem Prof. Schmidt eine steinzeitliche Zisterne

erkundete, die von den Römern als römische Zisterne erweitert wurde. Prof. Schmidt ging davon aus, dass es sich bei den verbliebenen Mauerfragmenten, um einen römischen Wachturm handelte. Weitere vorhandene Steinmauern waren nicht zu deuten. Die Untersuchungen ergaben jedoch, dass es sich nicht um einen römischen Wachturm handelte, sondern es Reste eines Reiterkastells sind, mit denen der Raum des „offenen“ (ohne Mauer) Limes kontrollierte wurde. Die Ursächlichkeit der nicht deutbaren Steinfragmente (aus Steinmauern) konnte mit der Lage/ Gefälle und Umfang der steinzeitlich entstandenen Felsrinnen, die zur Zisterne führen, als Abgrenzung des „Wasserschutzgebietes“ erkundet und nachgewiesen werden (bislang unveröffentlicht). Am Nordplateau ist die Gewinnung der Materialien auch heute noch mit teilweise heraus geschlagenen Pfeilern sowie den Hebellöchern zum Lösen der Steine aus dem Gebirgsverbund sichtbar.



Bild 5a/ 5b: Sicherung Randpfeiler – Sanierung gebrochener Zentralpfeiler (geklebt/verdünelt und aufgerichtet) in der Anlage C

4 Weltkulturerbe Göbekli Tepe

Der Göbekli Tepe wurde erstmals 1963 als archäologische Fundstätte erkannt, blieb aber in Verbindung mit einem vermuteten islamischen Friedhof unbeachtet, bis Prof. Klaus Peter Schmidt 1994 aufklären konnte, dass es sich stattdessen um einen steinzeitlichen T-Pfeiler handelte. Somit erkannte er als erster die besondere Bedeutung dieses Ortes. Im Überblick stellt sich Göbekli Tepe mit seiner Bedeutung wie folgt dar:

- ***Steinzeitlicher Siedlungshügel und Tempelanlage***
- ***Rituelles Zentrum einer großräumig vernetzten, Jagdgesellschaft bzw. jägerischen / nicht sesshaften Bevölkerung im Radius von ca. 500 km (Paradies)***

- **Bis zu 12.000 Jahre alte Monumentalbauten**
- **Älteste kommerzielle/ humane/ hygienische Wassernutzung (HERRMANN & SCHMIDT - 2012)**
- **Seit der Entdeckung 1994 durch Prof. Dr. Klaus-Peter Schmidt vom DAI Berlin in einen weitergehenden umfangreichen DFG Projekt erforscht**
- **Archäologische Wertsensation v. d. Neolithischen Revolution (Sesshaftigkeit der Menschen)**



Bild 6a/ 6b: Göbekli Tepe – Anlage D, Randpfeiler/Mauern und Zentralpfeiler mit Flachrelief

Die Ausgrabungen von Prof. Klaus Peter Schmidt am Göbekli Tepe führten zu einer Neuschreibung der Menschheitsgeschichte. Man glaubte bisher, dass erst mit der Neolithischen Revolution, d.h. der Sesshaftigkeit der Menschen, die Menschen Tempel errichteten. Mit den Tempeln am Göbekli Tepe wurde dies widerlegt. Eine Jagdgesellschaft/ nicht sesshafte Bevölkerung organisierte sich in einem Radius von ca. 500 km nach dem Ende der letzten Eiszeit von ca. 10.000 Jahren in einem s.g. Paradies mit enormen Ressourcen an Pflanzen und Tieren -die auf den Pfeilern auf Flachreliefs abgebildet sind- und baute Tempel. Es wird angenommen, dass ca. 300 bis 400 Baumeister/ Steinmetze an und auf den Tempeln arbeiteten (weiteres siehe umfangreiche Veröffentlichungsliste in *Wikipedia: Klaus Schmidt: u.a. 1.-59. Literaturstelle, HERRMANN & SCHMIDT 2012*) und andere Veröffentlichungen zum Göbekli Tepe).

5 Sofortmaßnahmen

Mit fortschreitenden Ausgrabungen war es Prof. Klaus Peter Schmidt/ dem DAI ein besonderes Anliegen die Tempel/ Pfeiler und Mauern dauerhaft gegen Witterungseinflüsse (Höhe des GT auf ca. 750 m ü. Meereshöhe) zu schützen. Dazu entstand eine Stufe von provisorischen, s.g. Sofortmaßnahmen in Form von Schutzdächern, die sich im Überblick wie folgt darstellen:

Sofortmaßnahmen

- **über 2.500 m² Dachfläche**
- **Stützhöhe bis zu 9 m**
- **weitestgehend ohne technische Hilfsmittel**



Bild 7-9: Sofortmaßnahmen mit ersten Schutzdächern am Göbekli Tepe

Wie aus den Bildern erkennbar wird, erreichten die Sofortmaßnahmen mit den Dachflächen, den großen Stützenhöhen von 9 m, aber insbesondere mit der damit erforderlichen Tragwerkkonstruktion einen Umfang, der größere Bereiche nicht mehr zugänglich machte und die Tempel nicht sichtbar erscheinen ließ. Außerdem konnten für diese Art von Konstruktion mit auf Tempel-elementen/ Mauern u.a. aufgelagerte Gründungen keine ausreichenden Sicherheiten gegen dynamische Einwirkungen, Wind (Sog) und Sicherheit gegen Abheben gewährleistet werden, so dass eine dauerhafte Lösung erforderlich wurde. Diese Lösung war jedoch mit der Frage nach einer Finanzierung verbunden.

6 Förderung Schutzdach 1 und 2 durch die Europäische Union (EU)

Infolge der Bedeutung als UNESCO Welterbe und der kulturellen Verbindung zwischen der Europäischen Union und der Türkei, wurden für Südostanatolien zwei Projekte, die Schutzdächer für die Tempel des Göbekli Tepe und auch für das immaterielle Welterbe, dem Basar von Sanliurfa in die Förderung der EU aufgenommen.

Dazu wurde vom DAI 2011 ein Architektenwettbewerb ausgeschrieben, zu dem die Architekten Arch. Kleyer.koblitz.letzel.freivogel, Berlin den 1. Preis und damit den Planungsauftrag erhielten. Die Tragwerksplanung wurde an die Ingenieurgesellschaft EiSat, GmbH, Berlin vergeben und 2012 ausgearbeitet. Nach dieser Phase folgte ein längerer Stillstand am Projekt, da die Fragen zur Gründung innerhalb der Tempel an nur wenigen diskreten Punkten, die primär durch die punktuellen Grabungen von Prof. Klaus Peter Schmidt vorgegeben waren, nicht gelöst werden konnten.



Bild 10: 3D - Skizze Schutzdach (DAI)

7 Anforderungen an die Schutzmaßnahme

Von Seiten der Auftraggeber EU / UNESCO / DAI wurden an die Schutzmaßnahme folgende Anforderungen (Schutzdach 1) gestellt:

- ***Vier Steinkreise sollen geschützt werden***
- ***Schutz der Anlage vor Witterungseinflüssen***-siehe Hochwasserereignisse in Sanliurfa 03/ 2023
- ***Minimale Eingriffe in das archäologisch wertvolle Gelände - Anforderung an die Gründung***
- ***Berücksichtigung der Bedürfnisse für weitere Dokumentation, Konservierung und Forschung***
- ***Konstruktion steht in Zone seismischer Aktivität***
- ***Teil eines nachhaltigen Tourismuskonzeptes***



Bild 11: Umfang der Schutzmaßnahme im Grundriss für die Tempelanlagen A, B, C und D

Zur Lösung der Fragen zur Gründung bat Prof. Klaus Peter Schmidt um Unterstützung. Deshalb wurde 2014 die GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner vom DAI mit der Ausarbeitung eines Konzepts für die Gründung, Gründungsberatung, Gründungsgutachten beauftragt. In dieses Konzept wurden die Ergebnisse der Kampagne 2009 und die v. g. Vorgaben eingearbeitet. Nach einer Sichtung durch die EU wurde das Konzept zur Evaluierung an die Middle East University in Ankara gegeben und anschließend zur Ausführung freigegeben.

8 Voruntersuchungen der geologischen Situation

Wie bereits ausgeführt, wurden die Ergebnisse der Frühjahrskampagne (*HERRMANN 2009*) in das Konzept sowie die geotechnischen Ergebnisse der örtlichen geotechnischen Büros EN SU Mühendislik eingearbeitet. Diese Untersuchungen bestanden aus Kernbohrungen in Anlehnung an EN ISO 22475-1, die außerhalb der Tempelanlage niedergebracht wurden, siehe Bild 12/13.

Aus den geotechnischen Untersuchungen ergibt sich folgende geotechnische Situation:

a) Bereich Felsüberdeckung:

Die anstehenden Böden bestehen aus Steinen, aus der früheren Nutzung oder den aus den Kalksteinen durch Verwitterung gebildeten Böden.

Schluff, sandig - UL- Lößböden

Für diese Böden ist charakteristisch, dass sie hohe Trockenfestigkeiten aufweisen, womit gute Standsicherheitseigenschaften z.B. für freistehende Geländeprofile, Schürfen u.a. gegeben sind. Problematisch sind jedoch Wasserzutritte, z.B. über Sickerwasserzuläufe, -ströme, bei denen die kohäsiven Eigenschaften, aus karbonatischer Bindung verloren gehen.

b) Bereich Liegendes / Festgestein (gem. Geologischer Karte der Türkei):

wird von drei Schichtstufen wie folgt gebildet:

Oberste Schichtstufe:

Schichtstufe aus dem Oligozän-Unteren Miozän in Form von Kalkstein als chemisches Sedimentgestein im Schelfbereich

Lokale Zwischenstufe:

Schichtstufe aus dem Oberen Miozän in Form von Basalten bzw. vulkanischen Gesteinen; örtlich als Basaltgeröllfeld im südlichen Bereich des Westplateaus

Untere Schichtstufe:

Schichtstufe aus dem Oberen Eozän-Oligozän in Form von tonigen Kalksteinen und Sedimentgesteinen in Schelf-Hangbereichen



Bild 12/13: Baugrunduntersuchung mit Kernbohrungen nach EN ISO 22475-1

Aus den felsmechanischen Untersuchungen wurde ein RQD-Wert von 51 % ermittelt, welcher eine mittlere Qualität für den Fels darstellt.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Ergebnisse der Einaxialen Druckfestigkeit q_u wie folgt dargestellt:

Bohrung	Proben-Nr.	Entnahmetiefe (m unter Ansatzpunkt)	Einaxiale Druckfestigkeit q_u (MN/m ² / MPa)
SK – 1	1	1,00	13,98
SK – 1	2	1,50	11,88
SK – 1	3	2,00	17,06

Die felsmechanischen Laborversuche aus dem einaxialen Druckversuch ergeben einaxiale Druckfestigkeiten im Bereich von 11 bis 17 MPa.

Bemessungsgrundlagen

Auf der Grundlage der v.g. geotechnischen Untersuchungen wurden Anforderungen und Anforderungswerte definiert.

Zum Flüssigboden wurde zur Vermeidung von Fremdmaterial als Basismaterial die Verwendung von geologisch und kulturhistorisch originären Boden -von Artefakten abgiesiebtes Material aus den archäologischen Grabungen- festgelegt. Die Festigkeiten für den Flüssigboden wurde auf der Grundlage der einaxialen Festigkeit nach DIN 18136 mit $q_u \leq 0,3$ N/mm² (leicht lösbar – von Hand wieder lösbar) und $q_u \geq 0,3$ bis 0,8 N/mm² (mittel lösbar – mit Hilfe leichter Geräte, Spitzhacke, Löffel eines Minibaggers) definiert. Der Flüssigboden

sollte damit eine ausreichend tragfähige Bohrebene zur Herstellung der Gründung mit einem kleineren bis mittleren Bohrgerät sicher zu stellen und gleichzeitig Einwirkungen auf die vorhandene Struktur innerhalb der Tempel (aus Mauern, Steinlagen und Pfeilern) ausschließen.

Die Pfahlbemessung legte für die eozänen Kalksteine charakteristische Pfahlspitzenwiderstände von $q_{b,1k} \leq 6,0 \text{ MN/m}^2$ und charakteristische Pfahlmantelreibungswiderstände $q_{s,1k} \leq 0,5 \text{ MN/m}^2$ mit einer Mindesteinbindung von $t_{\min} \geq 5 \text{ m}$ in die Kalksteine zugrunde. Die horizontalen Pfahlbelastung wurde mit der Bettungsmodulbeziehung $k_s = E_s/D$ (E_s = Steifemodul, D = Pfahldurchmesser, womit auf der „sicheren Seite“ liegende Bemessungswerte zum Ansatz kamen. Dies war damit geboten, da die primären geotechnischen Aufschlüsse von Dritten ermittelt wurden sowie aus der geologisch bedingten Heterogenität der Gebirges mit Klüften/ Spalten/ Löcher/ benachbarten vulkanischen Intrusionen/ historische Erdbebeneinwirkungen auf das Gebirge u.a. in den Sicherheitsansatz einbezogen werden musste. Die Grundlage der v. g. Bemessungsgrundlagen waren im Rahmen der Bauausführung durch eine geotechnische Qualitätssicherung im Rahmen der Pfahlsohl-/ Pfahlschaft-Abnahmen zu überprüfen. Leider wurde aufgrund der Compliance Regeln der EU keine geotechnische Betreuung, Beratung und geotechnische Qualitätssicherung im Rahmen des Baues beauftragt bzw. gestattet.

Die Kenndaten und Anforderungswerte zur Flachgründung sind im Kapitel 13.dargestellt.

9 Seismische Aktivitäten

Nachdem sich die Region Sanliurfa benachbart zur Ostanatolischen Verwerfung befindet, die mit dem Erdbeben vom 06. Februar 2023 mit der Magnitude von 7,8 M_w riesige Zerstörungen innerhalb und außerhalb der Verwerfungszone zur Folge hatte, waren auch die zum damaligen Zeitpunkt bekannten seismischen Aktivitäten zu berücksichtigen, wozu gesonderte Untersuchungen erfolgten.

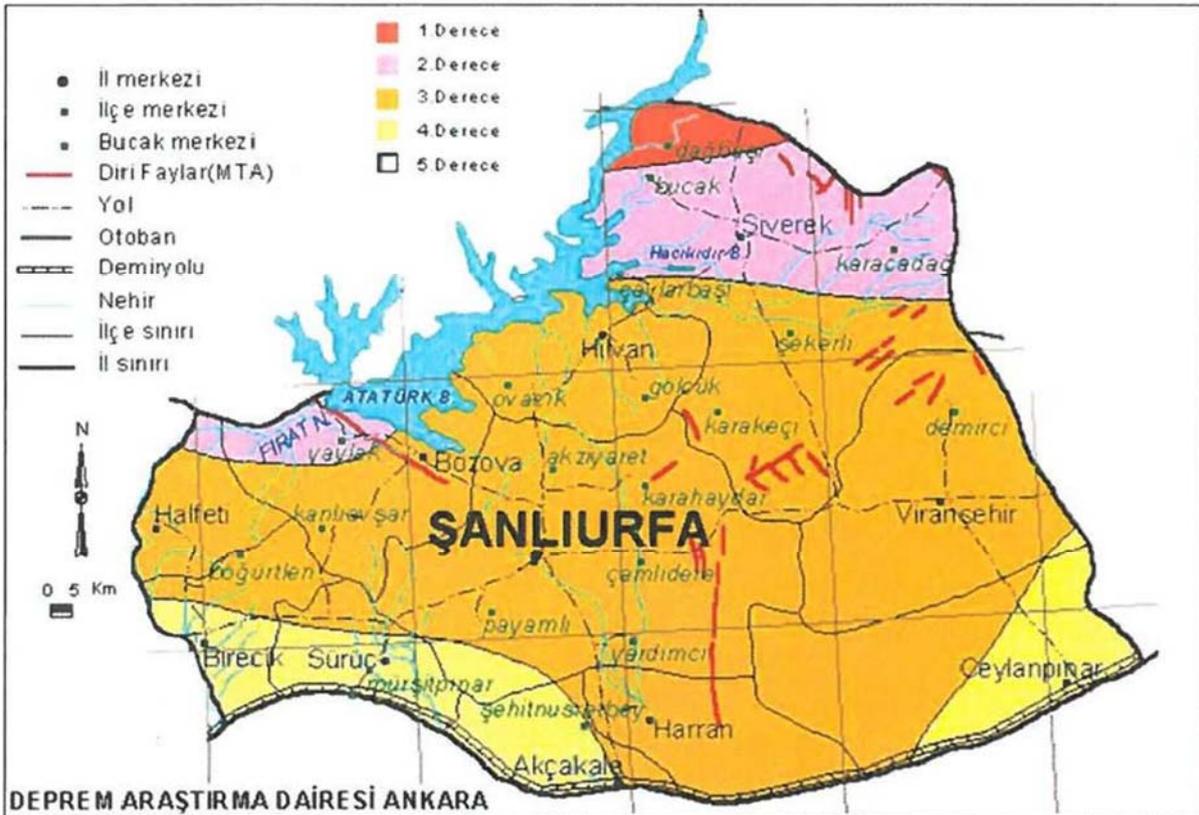


Bild 14: Seismische Aktivitäten in der Region Sanliurfa

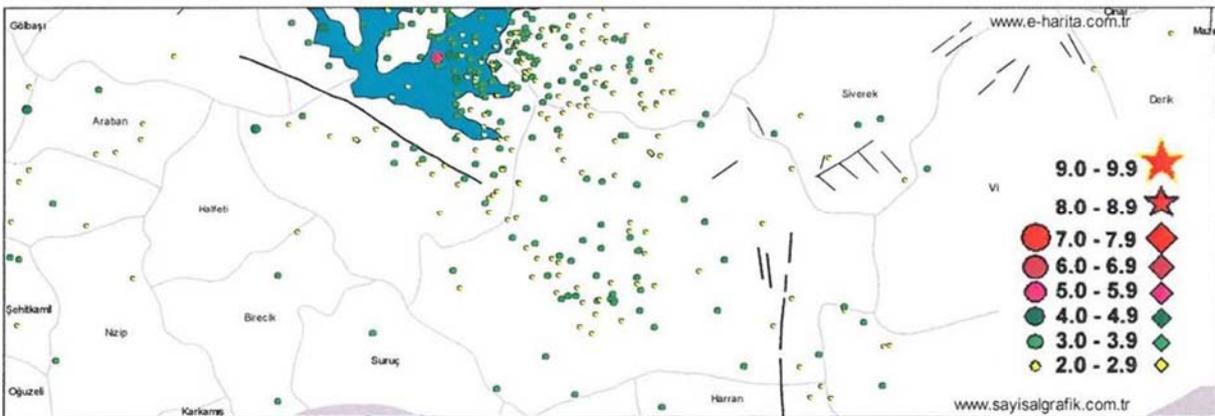


Bild 15: Seismische Aktivitäten in der Region Sanliurfa

Das Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass im Beobachtungszeitraum von März 2008 bis Dezember 2013 120 Ereignisse mit Stärken von 1,6 bis 4,1 M_w in dem Bereich von Sanliurfa aufgezeichnet wurden. Diese Ergebnisse wurden in die Tragwerks- und Fundamentbemessung mit den Bemessungsansätzen nach EC 8 eingeführt, siehe Bild 17 und 18.

Hinsichtlich der Bedeutungskategorie war -aufgrund seiner Bedeutung als Welterbe- dies in die Kategorie IV mit dem Bedeutungsbeiwert $\gamma_i = 1,4$ (1) einzustufen, siehe Bild 17/18.

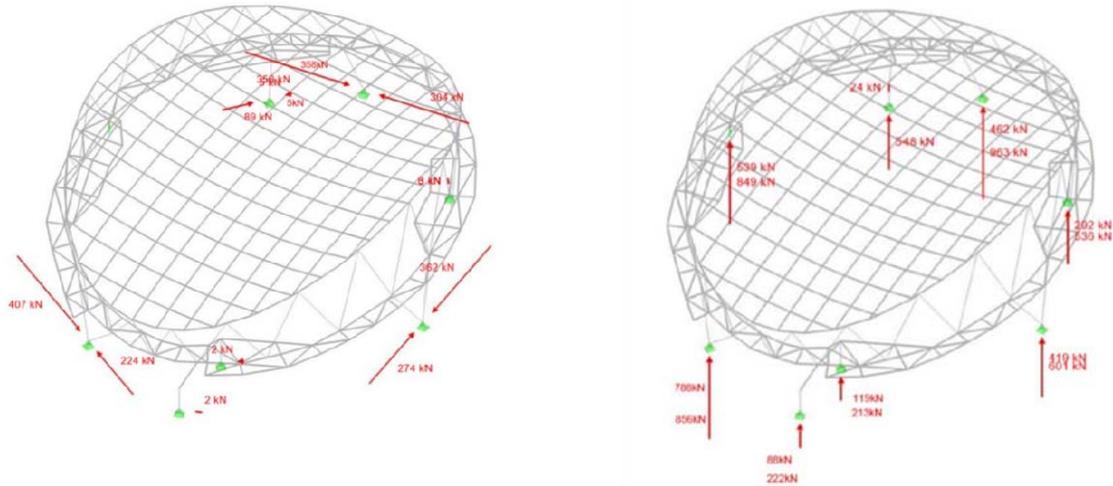
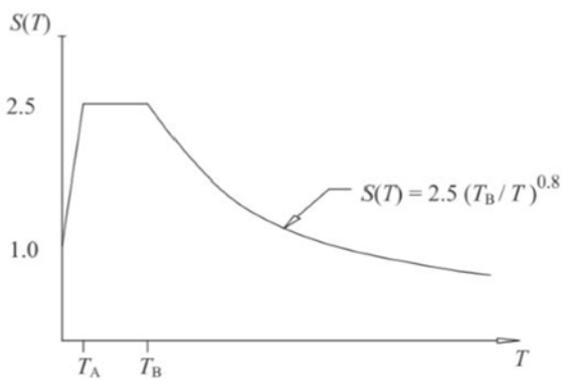


Bild 16: Berücksichtigung der seismischen Aktivitäten im Lastansatz auf die Konstruktion



Şekil 2.5

Effektiver Erdbeschleunigungskoeffizient: $A_0 = 0,20$

Dementsprechend andere statische Parameterwerte für das Bauvorhaben :

Bedeutungsbeiwert: $I = 1,4$

Verhältnis des Bemessungswertes der Bodenbeschleunigung zur

Erdbeschleunigung: $C_0 = 0,06$

Bild 17: Berücksichtigung der seismischen Aktivitäten

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	Bauwerke mit geringer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit, mit geringem Personenverkehr (z. B. Scheunen, Kulturwachshäuser, usw.).	0,8
II	Bauwerke, die nicht zu den anderen Kategorien gehören	1,0
III	Bauwerke, von deren Versagen bei Erdbeben eine große Zahl von Personen betroffen ist (z. B. große Wohnanlagen, Schulen, Versammlungsräume, Kaufhäuser, usw.).	1,2
IV	Bauwerke, deren Funktionsfähigkeit nach einem Erdbeben von hoher Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist (z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes, der Feuerwehr und der Sicherheitskräfte, Kraftwerke usw.).	1,4

Bild 18: Bedeutungskategorie

In der Rückschau auf den gewählten Bemessungsansatz zur seismischen Beanspruchung war der v. g. Ansatz zutreffend, da das Erdbeben vom 06. Februar 2023 im Bereich der Ostanatolischen Verwerfung für den Göbekli Tepe ohne Schäden blieb.

10 Gründungskonzept Schutzdach 1 – archäologische Randbedingungen

Die Vorgaben zur Gründung innerhalb der Tempel an nur wenigen diskreten Punkten, die primär durch die punktuellen Grabungen von Prof. Klaus Peter Schmidt vorgegeben waren, ergaben als Gründungspunkte für insgesamt:

9/7 Stützen – als Tiefgründung - vorgesehene Punkte, als erster Planungsansatz

1 Stütze – als Flachgründung – im Bereich darunter liegender nicht ausgegrabener Tempel



Bild 19: Darstellung der Höhenschichtung der Tempelanlagen A bis D

Die Schnittzeichnung Bild 21 (Kapitel 11.) macht deutlich, dass bis auf eine Flachgründung die anderen Gründungspunkte tiefer liegend in der Felsüberlagerung aus noch nicht ausgegrabenen Tempelbereichen bestand. Damit waren ganz besondere geotechnische/ baubetriebliche Anforderungen an die Herstellung von Bohransatzpunkten, der Herstellung einer Tiefgründung mit kombinierten Pfählen unterschiedlicher Durchmesser der Anbringung der aufgehenden Tragkonstruktion verbunden.

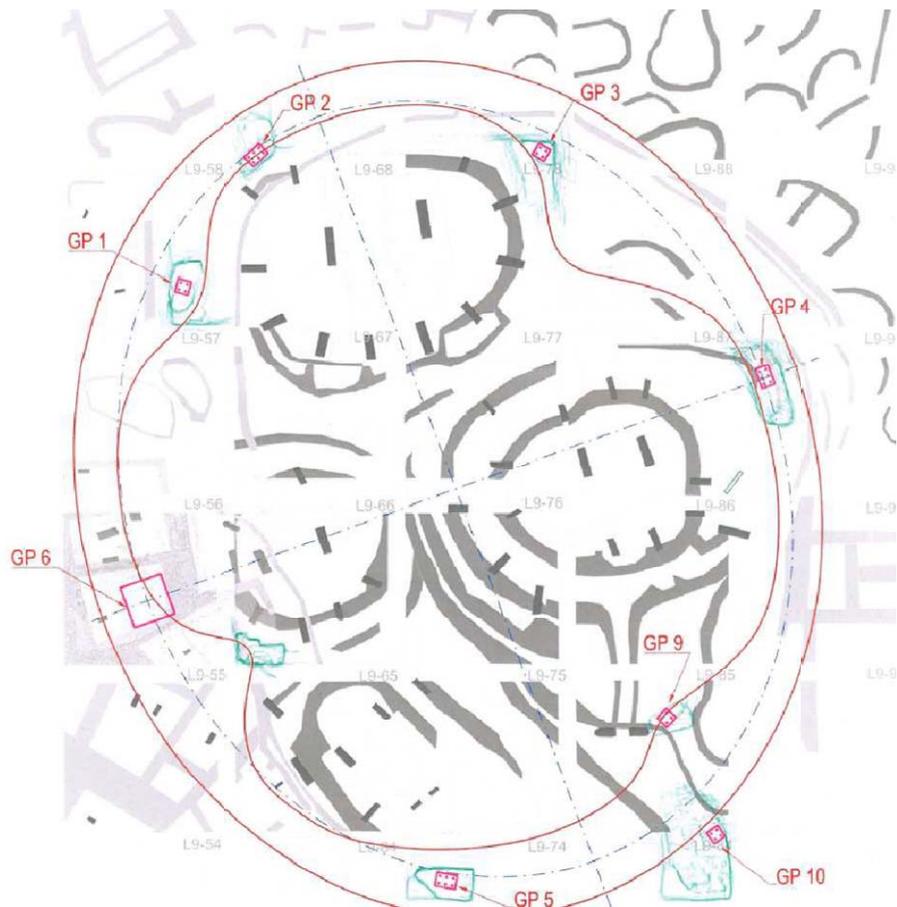


Bild 20: Darstellung der Gründungspunkte (GP Nr.)

11 Umsetzung des Gründungskonzepts – Randbedingungen Konstruktion

Das Gründungskonzeptes und die Errichtung des Schutzdaches 1 werden nachfolgend für die archäologischen und konstruktiv vorliegenden Randbedingungen vorgestellt.

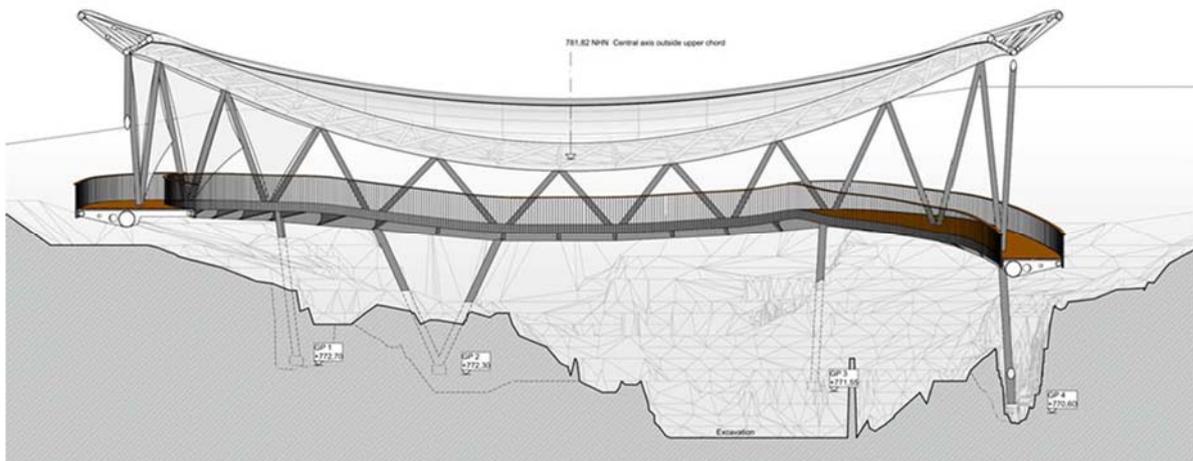


Bild 21: Darstellung des Schutzdaches mit Geländeprofil und Einbindung der Fundamente



Bild 22-27: Vorhandene archäologische Grabungen an den Gründungspunkten
- aus den Grabungen Prof. Klaus Peter Schmidt

)* *Anmerkung:*

Die sichere Zugänglichkeit war geotechnisch aus den Felduntersuchungen und in Verbindung mit räumlichen Standsicherheitsbetrachtungen nachgewiesen.

12 Umsetzung des Konzeptes für Schutzdach 1 - Gründung

12.1 Stufe I – 1

Zur Vorbereitung der Gründungsarbeiten zur Pfahlherstellung erfolgte die Erstellung einer Bohrebene mit Sicherung der vorhandenen Tempelbereiche im Gründungsbereich mit Flüssigboden, das aus abgeseibtem Material hergestellt wurde, da Fremdmaterial nicht infrage kam. Der Flüssigboden wurde mit Geotextil und Folien gegenüber den anstehenden Wänden der nicht ausgegrabenen Bereiche sicher abgegrenzt, Bild 28.

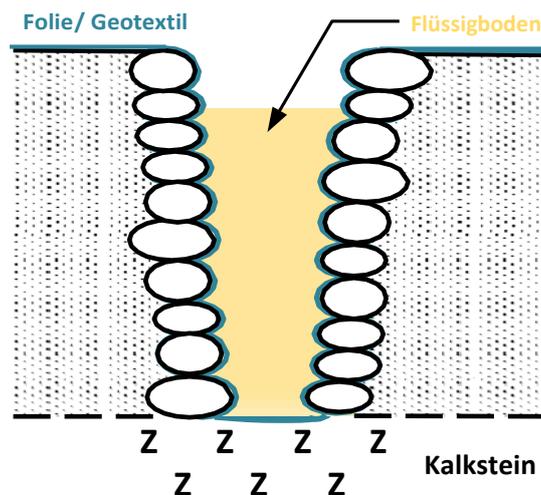


Bild 28: Stufe I – 1 – Verfüllung der aus den archäologischen Grabungen hergestellten Schürfen, Örtlichkeiten möglicher Gründungspunkte

12.2 Stufe I – 2

Die geschaffene Bohrebene wurde mit der Herstellung einer Bohrschablone aus Beton in einer Stärke $d = 0,15$ m zur Durchführung der Pfahlbohrungen vervollständigt, Bild 29.

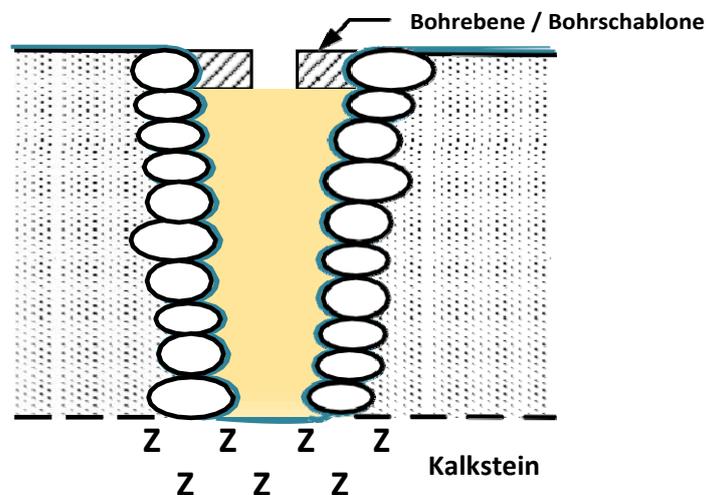


Bild 29: Stufe I – 2 – Bohrebene mit Bohrschablone

12.4 Stufe I – 4

In einer weiteren Stufe des Gründungskonzeptes war eine Pfahlschaftaufweitung im oberen Bereich der Pfähle nach **DIN EN 1536** auf $D_N \geq 650 - 750$ [mm] zur Abtragung der horizontalen Lasten erforderlich, -als horizontal gebettete Pfähle- im geotechnischen Design.

Die Pfahlschaftaufweitung war zur Aktivierung ausreichender horizontaler Pfahlwiderstände erforderlich, Bild 31.

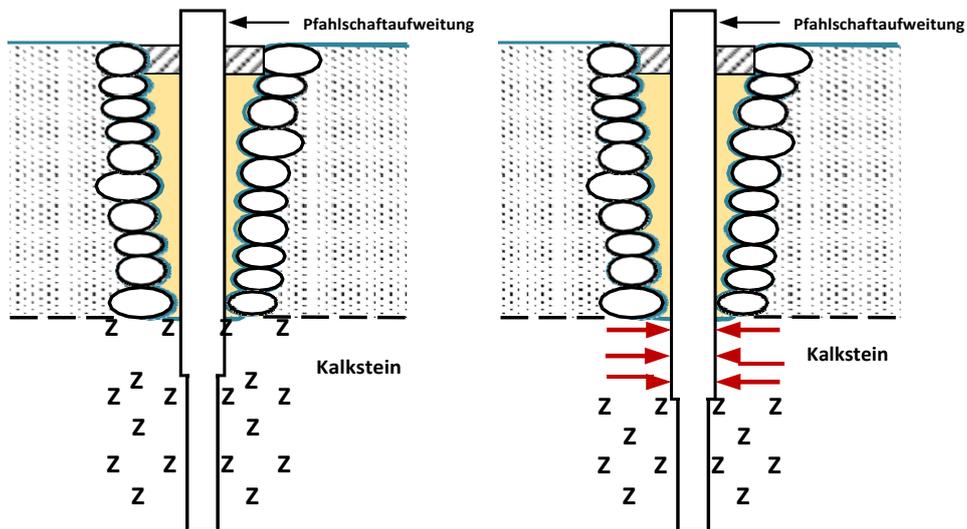


Bild 31: Stufe I – 4 – Herstellung einer Pfahlschaft-/ Durchmesser aufweitung zur Aktivierung höherer Bettungswiderstände

12.5 Stufe I – 5

In der nachfolgenden Stufe erfolgte das Einsetzen der mit den Anschlusselementen vorkonfektionierten Bewehrung in das Bohrloch, Bild 32.

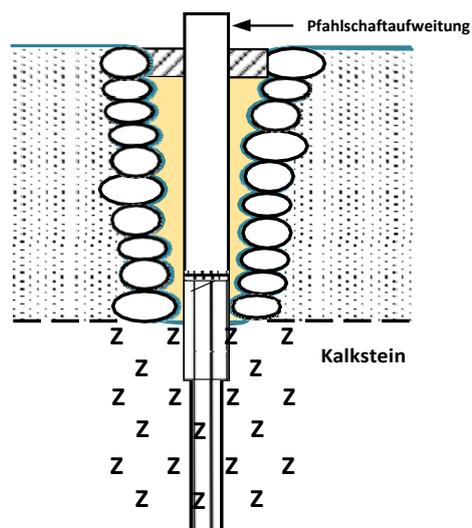


Bild 32: Stufe I – 5 – Einsetzen der gesamten Pfahlbewehrung, der tiefer reichenden Pfähle, der aufgeweiteten Pfähle und der Anschlusselemente für die Tragkonstruktion

13 Stufe II – 1. bis 6.

Die Stufe II umfasste die einzige Flachgründung, d.h. ein erforderliches Auflager- und damit Gründungspunkt für das Schutzdach 1, in einem Bereich unter dem sich archäologische, noch nicht aufgegrabene Tempel befinden. Damit waren Randbedingungen gegeben für die das nachfolgende Konzept II mit folgenden Vorgaben entwickelt wurde:

1. „temporäre“ Flachgründung, da hier noch nicht ausgegrabene Tempelbereiche vorliegen – besondere Anforderung an den Schutz der darunter liegenden noch nicht ausgegrabenen Tempelbereiche
2. Erstellung der ebenen Aufstandsfläche
3. Tragschichterstellung aus Flüssigboden ($d = 0,4 \text{ [m]}$)
4. QS Erdbau: $E_{v2} \geq 120 \text{ [MN[m}^2\text{]}; E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2 \text{ [-]}, \text{ZTV-E Stb}$
5. Aufbringung als Stahlfundamentkasten in winkelartiger Form zur hangseitigen Lasteinleitung auf Ausgleichschicht/ Tragschicht
6. Kontrolle und Nachjustierung der Auflagerkraft mittels Druckmessdose

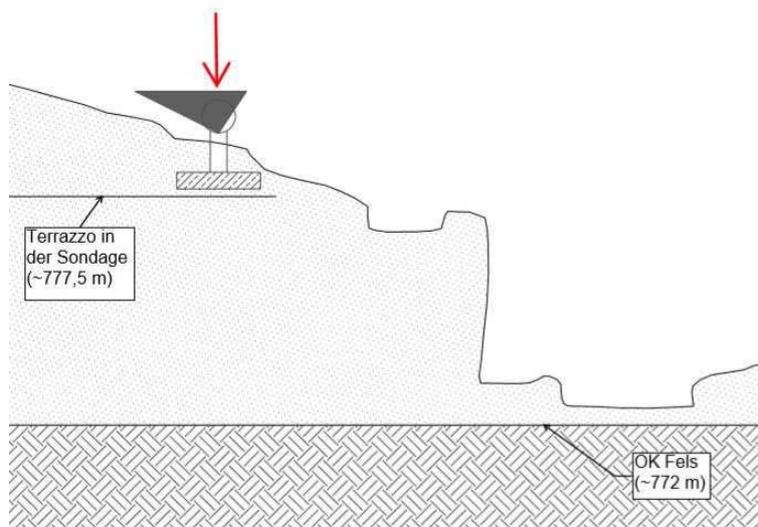


Bild 35: Umsetzung des Gründungskonzepts II – als Flachgründung

13.7 Stufe II – 7 Nachweisverfahren (Nummerierung)

Infolge der vorliegenden Randbedingungen, die mit den Nachweis nach DIN 4084 im ebenen Fall zu unzutreffenden Ergebnissen führt, erfolgte die Berechnung der Standsicherheit -zur Erfassung der räumlichen Gründungsbedingungen- mit der Kinematischen-Element-Methode (KEM) nach GUSSMANN. Dabei wurde das Nachweisverfahren pseudo-3D Verfahren 3 verwendet und die Standsicherheit nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054:12-2010 nachgewiesen mit dem Ansatz der Partialsicherheiten auf das Hauptspannungsverhältnis $\tan \varphi$ und $c=0$ und der Annahme einer über den Felshorizont auslaufenden Sickerlinie.

Die ermittelte Sicherheit wurde mit $0,9838 \leq 1,0$ nachgewiesen womit die Kinematische Element Methode nach GUSSMANN mit dem Verfahren pseudo-3D eine ausreichende Sicherheit ergab.

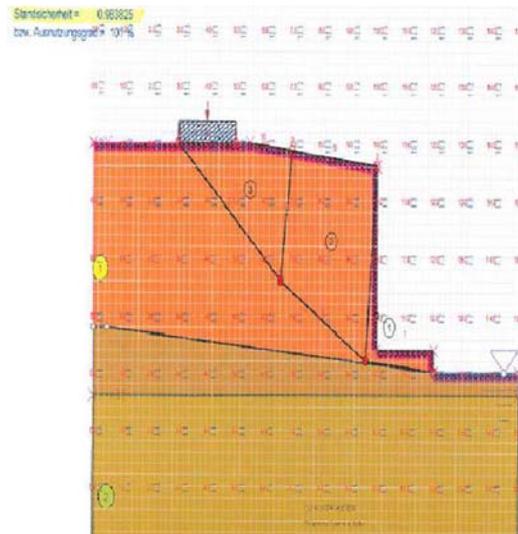


Bild 36: Umsetzung des Gründungskonzeptes II – Nachweis der Gesamtstandsicherheit

14 Umsetzung des Gründungskonzeptes mit Schutzdachkonstruktion

Die nachfolgenden Bilder geben einen bildhaften Einblick in die Umsetzung der Gründungskonzepte I (Pfehlgründung) und II (Flachgründung) in Verbindung mit der Schutzdachkonstruktion.



Bild 37-38: Umsetzung des Gründungskonzepts I – aufgehende Stahlkonstruktion

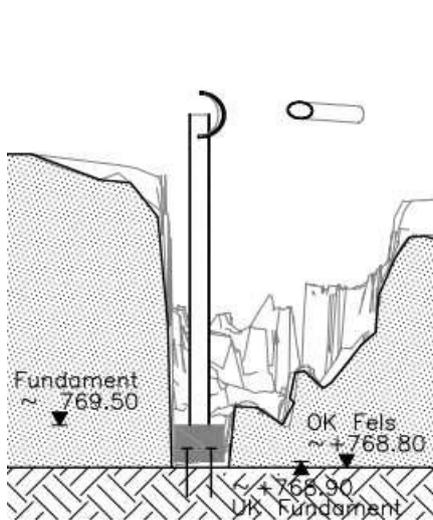


Bild 39-41: Umsetzung des Gründungskonzepts I. & II.

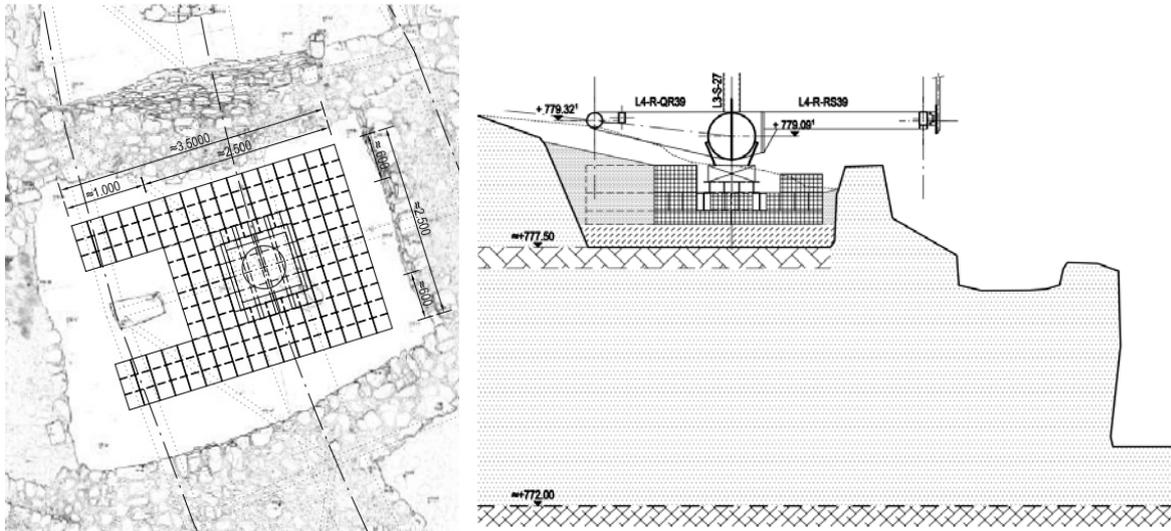


Bild 42-43: Umsetzung des Gründungskonzepts II

Die nachfolgenden Bilder 45 bis 50 geben einen bildhaften Einblick zur Herstellung und Montage der Dachkonstruktion am Schutzdach 1.

15 Errichtung des Schutzdaches

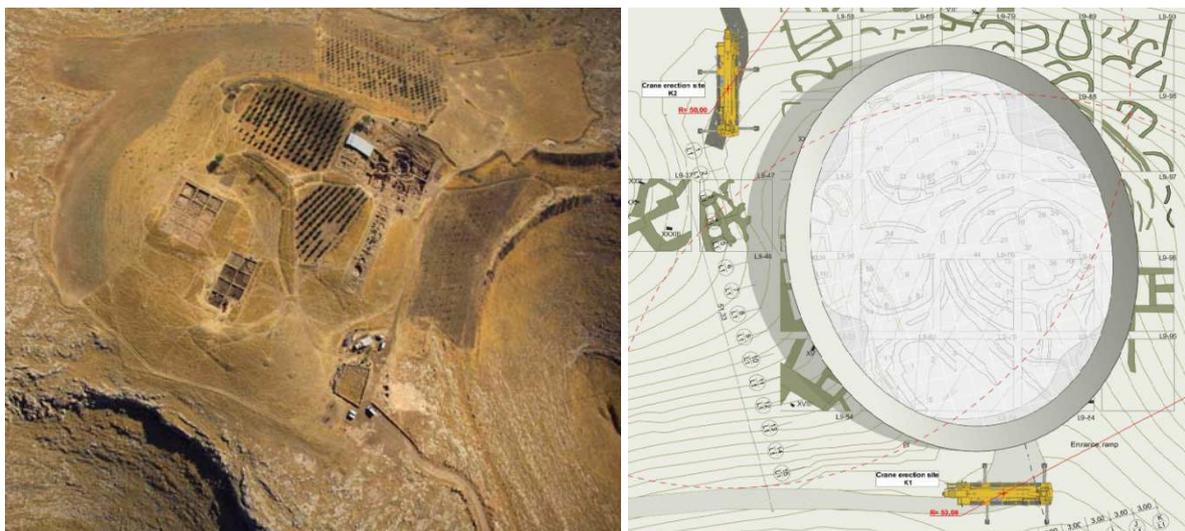


Bild 44-45: Errichtung des Schutzdaches - Luftbild und Lageplan der Tempelanlagen

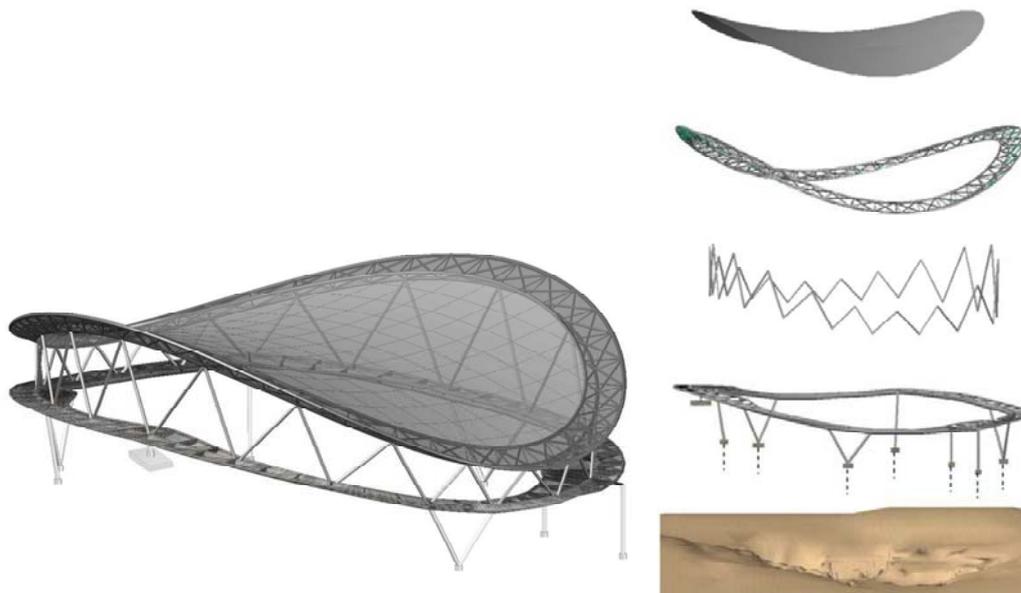


Bild 46: Schutzdach 1 – Konzept der Tragkonstruktion und Gründungspunkte



Bild 47-48: Vorfertigung und Montage Schutzdach 1



Bild 49-50: Montage Schutzdach 1

Die Idee und das Konzept des Schutzdaches 1 wurden von den Ingenieuren EiSat GmbH Berlin als Bewerbung zum Ulrich Finsterwalder Ingenieurbaupreis eingereicht. Nach der Auswahl von 25 exponierten Projekten wurde dies auf eine Short-Liste von 5 Projekten gesetzt und von diesen Projekten Schutzdach 1 des GT mit dem Finsterwalder Ingenieurbaupreis 2019 ausgezeichnet. Die Verleihung des Ulrich Finsterwalder Ingenieurbaupreis 2019 erfolgte für das Projekt: Schutzdach 1 am Göbekli Tepe im Ehrensaal des Deutschen Museums in München für die:

Auftraggeber: Deutsches Archäologisches Institut (DAI), Berlin
Ingenieure: EiSat GmbH, Berlin
Architekten: Ieyer.koblitz.letztl.freivogel Gesellschaft von Architekten mbH, Berlin
Geotechnik: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard A. Herrmann, Institut für Geotechnik, Lehrstuhl Geotechnik, Department Bauingenieurwesen, Fakultät IV, Universität Siegen, GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner

Begründung der Jury:

Nach dem Ergebnis der Jury erfüllt das Bauwerk in herausragender Weise die Summe der verschiedenen Bewertungskriterien wie Konstruktion, Innovation, Interdisziplinarität, Ästhetik und Nachhaltigkeit. Besonders beeindruckt die Jury der Umgang des Entwurfs mit der sensiblen Umgebung der Ausgrabungsstätte und dem Zusammenspiel der Dachform mit der Hügellandschaft. Die Gründungskonstruktion wurde aus den örtlichen Erfordernissen heraus auf ein Minimum reduziert.

In Verbindung mit dem erfolgreich realisierten Schutzdach 1 wurde das ebenfalls von der EU finanzierte Schutzdach 2 -das von der Konzeption über noch nicht archäologisch ausgegrabenen Bereichen vorgesehen ist- baulich umgesetzt, siehe Bild 50.

Die Ergebnisse der geotechnischen Erkundung und das Konzept der Gründung wurde analog zum Schutzdach 1 umgesetzt.



Bild 51-52: Dach 2 – Schutzdach für den Schutz von Grabungsarbeiten
- 3D Modell und Lageplan, im örtlichen Bezug zum Schutzdach 1

Im Beitrag werden die besonderen geotechnischen und denkmalpflegerischen Randbedingungen und Lösungen zur Gründung eines von der EU finanzierten und vom Deutschen Archäologischen Institut betreuten Schutzdaches vorgestellt.

Ein besonderer Dank gilt dem Deutschen Archäologischen Institut (DAI), Berlin für die konsistente Umsetzung des Gründungskonzeptes bei Planung und Ausführung.

16 Literatur

DIN EN 1997-1 Eurocode 7 – Entwurf und Berechnung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1: 2013

DIN EN 1997-2 Eurocode 7 – Entwurf und Berechnung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010.

DIN 1054-2010-12 Baugrund- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.

DIN EN 1998-1 Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlage, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009

DIN EN 1998-1 Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte Deutsche Fassung EN 1998-5:2004

DIN EN 1536 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau. Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010 + A1:2015

Gussmann, P. et.al. (1990): Beiträge und Anwendung der KEM. Erddruck, Grundbruch, Standsicherheit von Böschungen, Institut für Geotechnik Stuttgart Mitteilung 32, Eigenverlag des Instituts für Geotechnik, Stuttgart 83-96

Gussmann, P. (1986): Die Methode der Kinematischen Elemente, Mitteilung 25 des Baugrundinstitut Stuttgart

Herrmann, R. A. (2009): Geotechnische Untersuchungen und Untersuchungen zur Standsicherheit der Tempelanlage, Institut für Geotechnik, Lehrstuhl Geotechnik der Universität Siegen (unveröffentlicht)

Herrmann, R. A. (2009): Untersuchungen zu steinzeitlichem Bauen am GT: Gründung, Material, Bauverfahren u.a., Institut für Geotechnik, Lehrstuhl Geotechnik der Universität Siegen (unveröffentlicht)

Herrmann, R. A. Schmidt, K. (2012): Göbekli Tepe – Untersuchungen zur Gewinnung und Nutzung von Wasser im Bereich des steinzeitlichen Bergheiligtums, in: Klimscha, F. et.al. (Hrsg.), Wasserwirtschaftliche Innovationen im archäologischen Kontext. Studien aus den Forschungsclustern des DAI. Bd. 5. Forschungscluster 2. Innovationen, Rahden, 57-67.

Herrmann, R. A. (- 2019): Vorlesungsskripte: Bodenmechanik, Erdbau, Grundbau, Felsmechanik, Theoretische Bodenmechanik, Institut für Geotechnik, Lehrstuhl Geotechnik der Universität Siegen

Bildmaterial

Deutsches Archäologisches Institut (DAI), Berlin

EiSat Ingenieure, Berlin

leyer.koblitz.letzfel.freivogel Gesellschaft von Architekten mbH, Berlin

GEOTECHNIK GmbH Prof. Dr.-Ing. Herrmann & Partner

Universität Siegen Institut für Geotechnik, Lehrstuhl Geotechnik

Perspektiven der probabilistischen Baugrundmodellierung für BIM unter Berücksichtigung der Unsicherheiten im Baugrund

M.Sc. Andreas Witty, Dr.-Ing. Andrés Peña Olarte, Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani
Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau,
Technische Universität München

1 Allgemeines

Die Planung von Straßen, Tunneln oder großen Baugruben in BIM erfordert Baugrundmodelle mit Bodenschichten. Um die Baugrundsichten zu modellieren gibt es verschiedene Softwareanwendungen, die von BIM-Werkzeugen bis geologischer Spezialsoftware reichen. Ein sehr grundlegender Unterschied zwischen den Softwareanwendungen ist das verfügbare Interpolationsverfahren. Ein Interpolationsverfahren ist eine mathematische Funktion zur Konstruktion bzw. Darstellung von Schichtenverläufen zwischen Aufschlüssen (z.B. Bohrungen oder Sondierungen). Interpolationsverfahren können aber nur eine einzige mögliche, deterministische Variante liefern. Insbesondere dort wo eine größere Variabilität des Untergrunds zu erwarten ist, die den Bauprozess beeinflusst, ist es erforderlich die Unsicherheiten der Prognose zu quantifizieren. Im vorliegenden Beitrag werden geostatistische Simulationsverfahren anhand von einfachen Beispielen vorgestellt und mit Interpolationsverfahren verglichen. Am Ende wird ein 3D Modell aus dem Raum München gezeigt und die Perspektiven der probabilistischen Modellierung des Baugrunds skizziert.

2 Einleitung

Geologische Schichten verlaufen nicht zufällig im Raum, sondern sind durch einen geologischen Prozess entstanden. Sedimente und Sedimentgesteine sind die am häufigsten vorkommende Gesteinsgruppe nahe der Geländeoberfläche, diese Gesteine sind unter dem Einfluss von Umweltprozessen entstanden. Die wichtigsten Prozesse für die Entstehung einer sedimentären Gesteinsschicht sind Erosion, Transport und Ablagerung. Am häufigsten werden diese Prozesse durch Gletscher, Wasser, oder Wind angetrieben. Je nach Prozess und den spezifischen Umweltbedingungen entstehen andere Gesteine und Formen auf unterschiedlichen Skalen. Ändern sich die Umweltbedingungen oder der Prozess, entsteht eine Schichtgrenze. Ein Verständnis dieser Prozesse zu entwickeln ist die Aufgabe eines Ingenieurgeologen, der ein Baugrundmodell erstellt.

Im Zuge der Baugrunderkundung werden Sondierungen durchgeführt und Bohrungen abgeteuft, um die Lagerungsverhältnisse zu bestimmen. Da diese Erkundungsverfahren nur an wenigen Nadelstichen Informationen zum Baugrund liefern, muss zwischen den Aufschlüssen interpoliert werden. Räumliche Interpolationsverfahren werden verwendet, um Werte für Orte zu bestimmen, an denen keine Aufschlüsse verfügbar sind. Aus spärlich verteilten Punktinformationen sollen räumlich kontinuierliche Datensätze entstehen. Es werden unbekannte Werte anhand der vorhandenen Baugrundaufschlüsse für die nicht beprobten Orte geschätzt.

Es gibt viele verschiedene Interpolationsverfahren, sowohl deterministische als auch geostatistische Methoden. Die Qualität der interpolierten Ergebnisse hängt von der Anzahl und von der Verteilung der in die Berechnung eingehenden Punkte ab. Im Folgenden sollen stellvertretend für eine Vielzahl von Verfahren unterschiedliche populäre und in gängiger Software eingesetzte Verfahren vorgestellt und verglichen werden. In Revit™ wird z.B. lineare Interpolation eingesetzt, indem Bohrungen durch gerade Linien bzw. Dreiecksflächen verbunden werden. Eine besondere Stellung nimmt die Gruppe der Radialen Basis Funktionen (RBF) ein, die z.B. in Leapfrog™ eingesetzt werden.

Dass Fehleinschätzungen hinsichtlich des Baugrunds, die zu zeitlichen und finanziellen Konsequenzen führen, sind jedem Praktiker bewusst. Dass ein Baugrundmodell nicht die natürliche Variabilität des Untergrunds wiederspiegelt, sondern eben ein Modell ist, liegt nicht nur am Interpolationsverfahren, sondern insbesondere der deterministischen Eigenschaft der Verfahren. Grundkenntnisse der Verfahren sind für Anwender wie Modellierer oder Planer erforderlich, da sich Fehleinschätzungen massive Auswirkungen auf den Planungs- und Ausführungsprozess haben. Das Modell ist in jedem Punkt im Raum eindeutig definiert und lässt andere Interpretationen nicht zu. Die Auswahl des Interpolationsverfahrens beeinflusst z.B. die Massenermittlung, Designoptimierung und Risikobewertung. Die fortschreitende Verbreitung von Werkzeugen zur 3D Modellierung erfordert eine bessere Kenntnis von den zugrundeliegenden Verfahren und wirft die Frage nach der Eignung der Verfahren auf. Interpolationsverfahren führen zu einem deterministischen Ergebnis, während Unsicherheiten der Schichtverläufe unberücksichtigt bleiben. In diesem Beitrag sollen daher Simulationsmethoden vorgestellt werden, mit denen eine Vielzahl von plausiblen Modellen implizit erzeugt werden können. Von einer Vielzahl unterschiedlicher Modelle lassen sich dann Szenarien oder Unsicherheiten direkt ableiten. Dieses probabilistische Verfahren ermöglicht eine bessere Planung, Massenermittlung und Bemessung für Bauvorhaben.

3 Methodik

3.1 Interpolationsverfahren

Die lineare Interpolationsmethode, wie z.B. in Revit™ eingesetzt, basiert auf der direkten Verbindung zwischen den Bohrungen mit einer Linie in 2D bzw. Dreiecksfläche in 3D. Bei der linearen Interpolation werden die Bohrpunkte mit Dreiecken verknüpft (Triangulation). Mathematisch lässt sich das Verfahren als Gleichungssystem mit zwei Unbekannten beschreiben: Die Höhenkoten sind bekannt, Längsneigung und Querneigung sind gesucht, geologisch würde man von Streichen und Fallen sprechen. Anders als bei zu industriell gefertigten Bauteilen sind die Abweichungen zwischen Modell und Wirklichkeit hinsichtlich der Geometrie beim natürlich gewachsenen Boden oftmals erheblich.

Die Gruppe der Radialen Basis Funktionen (RBF) nimmt eine besondere Stellung unter den Interpolationsverfahren ein. Für die Konstruktion von Schichtflächen in Leapfrog™ werden diese Verfahren beispielsweise eingesetzt.

Wie bei vielen anderen Interpolationsverfahren werden bei RBF-Gewichte für die benachbarten Informationspunkte berechnet. Die Gewichte werden dann mit den Werten multipliziert, um eine Schätzung an einem beliebigen Punkt im Raum zu ermitteln.

3.2 Geostatistische Interpolation und Simulation

3.2.1 Allgemeines

Die Geostatistik ist eine statistische Methode zur Analyse und Modellierung von räumlichen Daten. Die räumliche Analyse der Daten ist der erste Schritt der Modellierung und wird als Variographie bezeichnet. Aus der Analyse kann die räumliche Korrelationslänge abgeleitet werden, die für die Modellierung verwendet wird. Zu geostatistischen Modellierungsverfahren zählen einerseits die Kriging Interpolation und andererseits die Simulationsverfahren. Die Kriging Interpolation ist zwar besser an die Daten angepasst als die RBF, aber ist auch ein Deterministisches Verfahren. Nur durch Simulationsverfahren kann die Unsicherheit der Schätzung bestimmt werden.

3.2.2 Variographie

Die geostatistischen Methoden erfordern Parameter, die an die verfügbaren Daten angepasst werden müssen. Die Auswahl geeigneter Parameter für geostatistische Methoden erfordert eine Analyse der vorhandenen Daten. Dieser Prozess wird als Variographie bezeichnet. Die Variographie besteht aus zwei Schritten. Zunächst werden die Daten auf ihre räumliche Korrelation untersucht, um ein sogenanntes experimentelles Variogramm zu berechnen. Im zweiten Schritt wird eine geeignete Funktion ausgewählt und an das experimentelle Variogramm angepasst. Für dieses sogenannte theoretische Variogramm werden häufig Exponential-, Gauß- oder sphärische Funktionen verwendet. Damit kann die Korrelationsstruktur der Daten in verschiedenen Raumrichtungen modelliert werden (Deutsch und Journel 1997).

3.2.3 Kriging

Beim Kriging werden die Daten mit Hilfe des Variogramms interpoliert und die Krigingvarianz berechnet. Vereinfacht ist das Verfahren beim einfachen Kriging wie folgt: Zunächst werden für einen gesuchten Punkt zwei Matrizen generiert, die erste enthält die Abstände zwischen den bekannten Datenpunkten. Die zweite Matrix enthält die Abstände der bekannten Datenpunkte zum gesuchten Punkt. Im nächsten Schritt werden für die Abstände mit dem Variogramm die Kovarianzen berechnet. Die so erzeugte Kovarianzmatrix wird nun invertiert und mit den Kovarianzen der Abstände zwischen gesuchtem Punkt und bekannten Datenpunkten multipliziert. Das Produkt ist ein Vektor mit den Gewichten, die dann mit den bekannten Datenwerten multipliziert werden (Pyrzcz and Deutsch 2014).

3.2.4 Simulation

Die Kriging-Schätzung liefert die beste lineare Schätzung, die dem wahren unbekanntem Wert so nahe wie möglich kommt. Beim Kriging beinhaltet die Minimierung der Varianz der Schätzung eine Glättung der wahren Variabilität. Die Glättung der Kriging-Schätzungen macht das Ergebnis ungeeignet für die Übertragung von Unsicherheiten auf berechnete Werte (z. B. bei der Strömungssimulation). Darüber hinaus liefert Kriging nur eine einzige Lösung und ist daher nicht in der Lage, die Unsicherheit zu quantifizieren. Simulationsverfahren sind eine Möglichkeit, um das Variogramm und das Histogramm zu reproduzieren und ein Modell der globalen Unsicherheit zu erstellen, das die korrekte räumliche Korrelation zwischen den simulierten Werten berücksichtigt. Dafür wird im Modell ein Knoten nach dem anderen (sequentiell) berechnet, indem die auf Basis der Kriging Schätzung mit den bekannten sowie bereits berechneten Knoten ein zufälliger Wert generiert wird (Pyrzcz and Deutsch 2014).

3.3 Maße für Unsicherheit

Um die Unsicherheit einer Prognose im Modell zu bewerten, können unterschiedliche Maßzahlen verwendet werden. Häufig verwendet werden Entropie nach Shannon und Variabilität. Die Shannon-Entropie (Shannon 1948) erreicht ihr Maximum, wenn alle Möglichkeiten also alle möglichen Schichten gleich wahrscheinlich sind. Dann ist die Unsicherheit am größten, welche Schicht tatsächlich auftritt. Die Variabilität entspricht der Wahrscheinlichkeit einer falschen Prognose. Eine hohe Variabilität deutet auf eine hohe Unsicherheit (Lindsay et al. 2012).

4 Modellierung von sedimentären Abfolgen

4.1 Schichtflächen

Sedimentäre Abfolgen entstehen durch Ablagerung und Erosion. Ändern sich die Ablagerungsbedingungen entsteht eine neue Schicht. Zunächst soll der Fall einer im Modellgebiet durchgehenden oder weitreichenden Schichtfläche betrachtet werden. Vereinfacht in 2D kann die Schichtgrenze mit einer Linie beschrieben werden. Die Linie trennt zwei Schichten in das Liegende unterhalb und das Hangende oberhalb. Der Höhenverlauf dieser Linie ist in der Regel nur an wenigen Punkten durch Bohrungen oder Sondierungen bekannt. Bei der Modellierung wird der Linienverlauf prognostiziert. Die Prognose ist mit Unsicherheiten behaftet, die im Folgenden beispielhaft mit Simulationsverfahren quantifiziert werden sollen. Dafür wird Sequentielle Gauss'sche Simulation (SGSIM) verwendet, die auf dem Kriging-Interpolationsverfahren basiert. Für die Analyse und Darstellung der Unsicherheiten wird dann gezeigt, wieso 2D Pixel bzw. 3D Volumenpixel (Voxel) vorteilhaft sind.

RBFs und Kriging sind Verfahren zur Interpolation, die in der Lage sind, Prognosen zu berechnen, wo keine Daten vorliegen. Diese Methoden weisen eine ähnliche mathematische Formulierung auf, unterscheiden sich jedoch in Bezug auf die Annahme räumlicher Trends, die Fehlerquantifizierung, die Berechnungseffizienz und die Wahl der Parameter. In den letzten Jahren wurden Varianten dieser Methoden entwickelt, die geologische Trends, Anisotropie und Unsicherheiten berücksichtigen können. Viele Softwareanwendungen verwenden diese Methoden für die implizite geologische Modellierung. Es ist jedoch notwendig, dass der geologische Modellierer manuell eingreift, um sicherzustellen, dass die resultierenden Modelle komplexe geologische Randbedingungen erfüllen, die nicht einfach implizit modelliert werden können (Sanchez und Deutsch 2022).

In Bild 1 sind Beispiele für die populärsten Interpolationsverfahren dargestellt, die Radiale Basis Funktion mit einer linearen und einer kubischen Funktion.

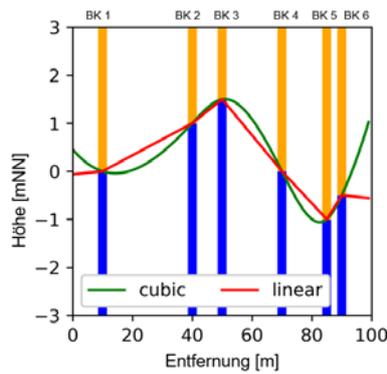


Bild 1: Mit RBF interpolierte Schichtgrenzen (kubisch und linear, verändert nach Wiegel et al. 2023).

Bild 2 zeigt Kriging und Simulation im Vergleich, links werden Kriginginterpolation, simulierte Höhenverläufe und deren mittlerer Höhenverlauf dargestellt. In der Mitte wird die Krigingvarianz mit der Varianz aus 500 simulierten Höhenverläufen verglichen. Es ist erkennbar, dass die Krigingvarianz immer geringer ist als die Varianz aus den Simulationen.

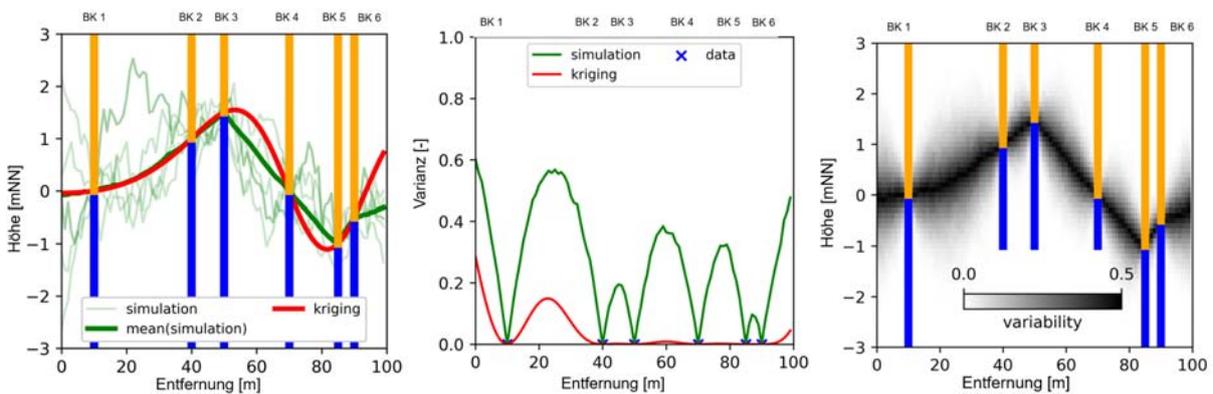


Bild 2: Vergleich von Kriging und Simulation links: 5 ausgewählte Simulationen, Mittelwert der Höhenverläufe von 500 Simulationen und Kriging; Mitte: Varianz berechnet aus 500 Simulationen und Krigingvarianz; rechts: Variabilität ($V = 1 - P(\text{prognostizierte Schicht})$) in Pixeln dargestellt (verändert nach Wiegel et al. 2023).

Rechts wird die räumliche Variabilität dargestellt, die mit den Simulationen berechnet wurde. In jedem Pixel kann die Variabilität angegeben werden und somit bestimmt werden, mit welcher Wahrscheinlichkeit die obere oder untere Schicht angetroffen wird. Unterhalb und oberhalb des dunklen Bereichs ist die Variabilität gering, das bedeutet, dass wahrscheinlich keine Erosionsrinne oder ein Rücken angetroffen wird.

4.2 Verzahnung und Linsen

Bei der gleichzeitigen Sedimentation von zwei unterschiedlichen Schichten, wo keine durchgehende Schichtgrenze im Modellgebiet verläuft, ist die manuelle Modellierung extrem aufwendig. Noch stärker als bei der Höhe einer Schichtgrenze ist die Geometrie einer Linse von

der Interpretation des Modellierers abhängig. Um Linsen und Verzahnungen implizit zu modellieren können Interpolationsverfahren eingesetzt werden.

Die RBF erfordert weniger Berechnungsschritte als Kriging und kann für große Modelle mit vielen Daten eingesetzt werden. Die Implementierung in Leapfrog™ wurde durch ARANTZ™ durchgeführt und ist numerisch besonders effizient (Cowan 2002). Sie erfordert keine geostatistische Analyse oder Festlegung der Reichweite der Korrelation, ist damit aber weniger flexibel und weniger an die geologische Situation angepasst. Kriging Schätzungen ähneln denen von RBF Interpolationen stark, aber obwohl sie besser an die geologische Situation angepasst werden können, ist Kriging ungeeignet für die Quantifizierung von Unsicherheiten. Die Krigingvarianz ist nur vom Abstand zu den nächsten Daten abhängig, welche Schicht in einer Bohrung angetroffen wurde ist für die Krigingvarianz irrelevant (vgl. Bild 3).

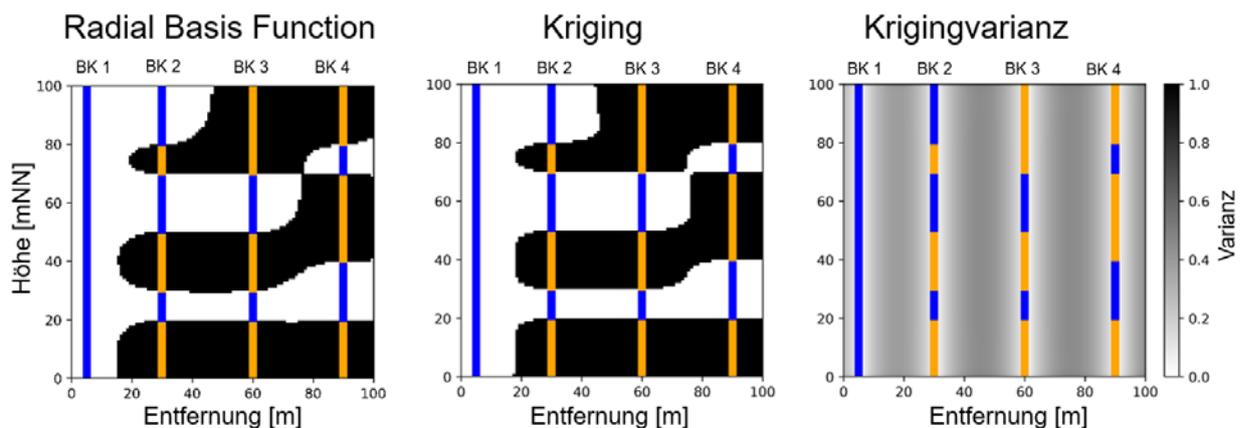


Bild 3: Fiktive Bohrprofile mit Darstellung von links: Radial Basis Interpolation (quintic), Mitte: Kriging Interpolation, rechts: Krigingvarianz, nur vom Abstand zur nächsten Bohrung abhängig (verändert nach Wiegel et al. 2023).

Bild 4 zeigt eine Simulation, den Mittelwert von 500 Simulationen (Erwartungswert) und die Variabilität. Die Simulation zeigt einen möglichen Schichtaufbau, der mit dem Sequentiellen Indikator Simulationsverfahren erzeugt wurde. Die Schichtgrenzen passen entlang der Bohrprofile perfekt zu den Daten, während in den Bereichen, in denen keine Informationen vorliegen, eine Zufallskomponente anhand der kleinräumigen Heterogenität erkennbar ist. Anhand von vielen Simulationen kann die relative Auftretenswahrscheinlichkeit oder die Variabilität einer bestimmten Schicht im Raum berechnet werden. Entlang der erwarteten Schichtgrenzen (rechts) ist die Unsicherheit hoch (hohe Variabilität).

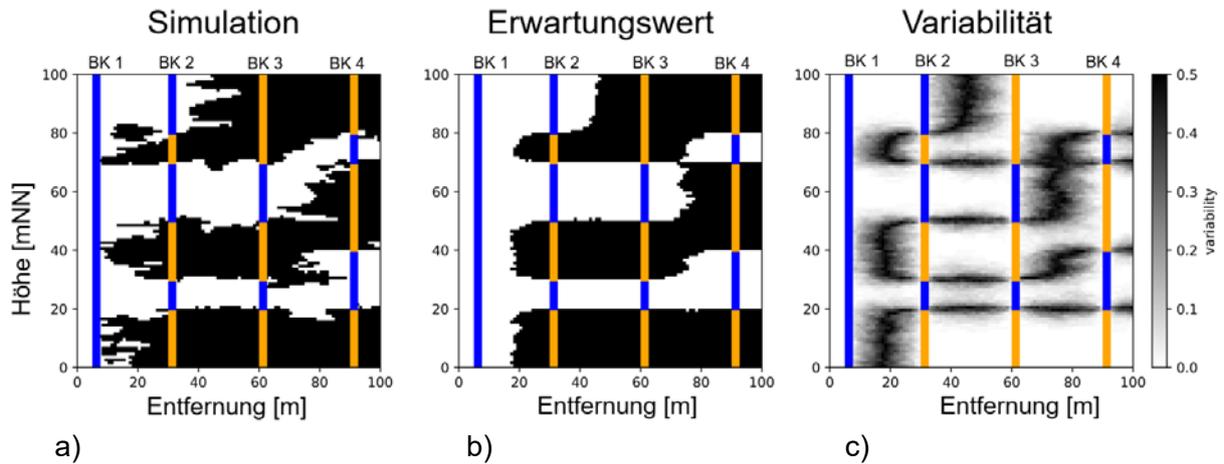


Bild 4: Fiktive Bohrprofile mit Darstellung von a) Simulation, b) Häufigster Wert (Simulation), c) Variabilität (verändert nach Wiegel et al. 2023).

Mit Interpolationsverfahren wie der Radial Basis Funktion oder Kriging können perfekte runde Formen erzeugt werden. Wie glatt der Erwartungswert aus den Simulationen am Ende aussieht, ist in erster Linie von der Anzahl der Simulationen abhängig.

4.3 Kombination von Simulationsverfahren

Bild 5 zeigt den Arbeitsablauf für die Erstellung eines probabilistischen Modells. Die koexistierende Sedimentation von Sanden und Tonen hat keine eindeutige geologische Geometrie, daher sind indikatorbasierte Interpolations- und Simulationsmethoden geeignet (Pyrz und Deutsch 2014). Das Indikatorscheema (SISIM) wird für die quartären Kiese nicht verwendet. SISIM ist ungeeignet, um Grenzflächen wie Verwerfungen oder Erosionsdiskordanzen zu simulieren, da der SISIM-Algorithmus Linsen oder beispielsweise die ältere Schicht innerhalb der jüngeren Schicht erzeugt (Deutsch und Journel 1998). Daher werden Erosionsgrenzen besser als eine Schicht modelliert, deren Grenzfläche eindeutig identifiziert werden kann. Eine 2,5D-SGSIM der Erosionsoberfläche wurde mit der SGSIM-Methode berechnet. Jede Simulation wird in 3D umgewandelt, indem das Gitter oberhalb und unterhalb der Erosionsfläche klassifiziert wird.

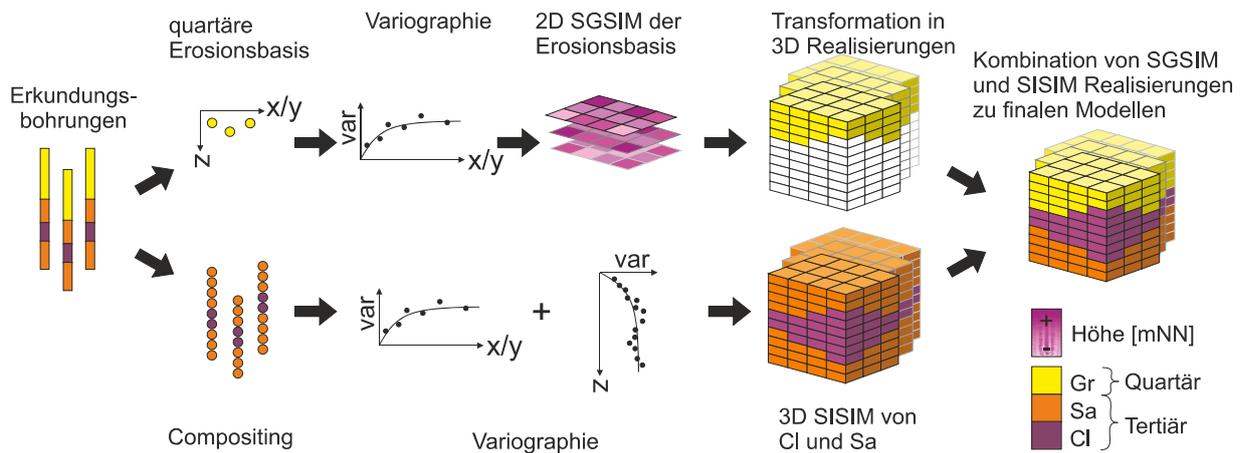


Bild 5: Kombination von SGSIM und SISIM (verändert nach Witty et al 2023a).

5 Ergebnis

Bild 6 zeigt zwei 3D-Visualisierungen eines Baugrundmodells aus München, die Bohrlöcher und die Baugrubenumschließung. Die linke Abbildung zeigt die wahrscheinlichste Bodenart und die rechte Abbildung die als Entropie dargestellte Unsicherheit für die Tonschichten. Am Standort und in der Nähe der Bohrlöcher ist die Entropie am niedrigsten (0 oder nahe 0) und entspricht einer geringen Unsicherheit der Modellvorhersage.

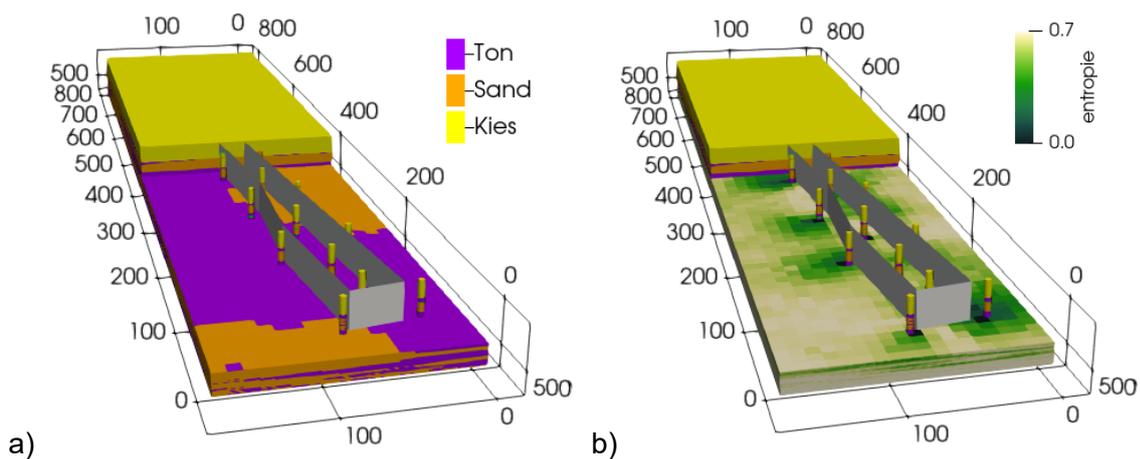


Bild 6: Beispiel eines probabilistischen Baugrundmodells mit Bohrungen und Baugrubenumschließung a) die wahrscheinlichste Bodenschicht und b) Entropie der Tonschicht (verändert nach Witty et al. 2023a).

Das Modell kann zur Optimierung der Planung der Bohrpfehlwand verwendet werden. Es ermöglicht die Erkennung z.B. von Lücken in der Tonschicht und die Bewertung des Risikos

eines Wassereintruchs in die Baugrube. Es hilft auch bei der Planung zusätzlicher Baugrunduntersuchungen, Massenermittlungen, statischer Nachweise und der Optimierung des Entwurfs (Witty et al 2023a).

6 Ausblick: Perspektiven der probabilistischen Baugrundmodellierung

In der Geotechnik ist es nicht üblich, die räumliche Unsicherheit des Untergrund- bzw. Baugrundmodells zu quantifizieren, was unter anderem an den hohen Kosten oder der Komplexität geologischer Software, mangelnder Ausbildung und dem Fehlen detaillierter Leitlinien liegt. Informationen über die Prognoseunsicherheit der Bodenschichten und seiner Eigenschaften sind ebenso wichtig wie die Vorhersagen selbst, wenn es um die Planung, den Entwurf und die Durchführung von Bauprojekten geht. Die herkömmliche Darstellung und Interpolation von Bodenschichten ist nicht ausreichend. Die räumlichen Unsicherheiten der Prognose müssen quantifiziert und dargestellt werden, um die Risikobewertung in einem Infrastrukturprojekt zu ermöglichen.

Die Digitalisierung von Daten aus der Baugrunderkundung macht es noch dringlicher, implizite Modellierungsmethoden zur Quantifizierung und Kommunikation von Unsicherheiten zu entwickeln und zu implementieren. Gängige geotechnische Software für die Bodenmodellierung bieten bisher keine Simulationstools wie z.B. SGSIM und SISIM, die zur Quantifizierung von Unsicherheiten erforderlich sind. Die Quantifizierung von Unsicherheit ist in der Öl- und Gasindustrie ein Standardverfahren und würde dazu beitragen, das Risiko von Infrastrukturprojekten wie Tunneln, großen Baugruben, Hangstabilitätsanalysen usw. zu verringern. In dieser Studie wurden Interpolationsmethoden und Methoden zur geostatistischen Simulation gegenübergestellt. Zur Bewertung verschiedener Aspekte der räumlichen Unsicherheit stehen mehrere Maße zur Verfügung, wie z. B. die Kriging-Varianz, die Variabilität und die Entropie. Die Kriging-Varianz hängt nur von der Entfernung zum nächsten Probenpunkt ab. Die Simulationen können zur räumlichen Berechnung der Simulationsvarianz, der Wahrscheinlichkeit einer Schicht und der Entropie verwendet werden.

Zukünftig werden weitere Fallstudien durchgeführt werden, um die Eignung der hier präsentierten Methoden zur Quantifizierung von Unsicherheiten in der Baugrundmodellierung zu überprüfen. Eine geeignete Validierungsmethode ist erforderlich, um die vorgestellte Methode zu verifizieren. Ein Beispiel hierfür ist die Kreuzvalidierung, bei der Teile des Datensatzes entfernt werden, um einen "Testdatensatz" zu erstellen. Die Simulation wird dann mit den verbleibenden Daten wiederholt und die neue Vorhersage anhand des "Testdatensatzes" überprüft (Witty et al 2023b). Darüber hinaus werden verschiedene Modellierungs- oder Simulationsmethoden hinsichtlich ihrer Vorhersagefähigkeit und Eignung zur Quantifizierung von Unsicherheiten verglichen. Die Methodik zur Quantifizierung von Unsicherheiten in Bodeneigenschaften und ihre Integration in das 3D-Baugrundmodell sind Gegenstand der aktuellen Forschung. Dabei werden flexible Analyse- und Visualisierungswerkzeuge für den praktischen Einsatz entwickelt.

7 Literatur

- Cowan, E. J., Beatson, R. K., Fright, W. R., McLennan, T. J., & Mitchell, T. J. (2002) Rapid geological modelling. Applied structural geology for mineral exploration and mining, international symposium. September 2002, 23-29.
- Deutsch und Journel 1997): GSLIB Geostatistical Software Library and User's Guide. Oxford University Press, New York.
- Lindsay, Mark D.; Aillères, Laurent; Jessell, Mark W.; Kemp, Eric A. de; Betts, Peter G. (2012): Locating and quantifying geological uncertainty in three-dimensional models: Analysis of the Gippsland Basin, southeastern Australia, Tectonophysics, 546-547.
- Pyrzcz and Deutsch (2014) Geostatistical reservoir modeling. Oxford University Press, New York.
- Sanchez, S., & Deutsch, C.V. (2022). Domain Delimitation with Radial Basis Functions. In J. L. Deutsch (Ed.), Geostatistics Lessons. Retrieved from <http://www.geostatisticslessons.com/lessons/implicitrbf>
- Shannon, C. E. (1948): A Mathematical Theory of Communication. Bell System Technical Journal, 379–423
- Wiegel A.; Peña Olarte A.; Cudmani R. (2023): Perspectives of 3D probabilistic subsoil modeling for BIM. Unveröffentlicht.
- Witty A.; Peña Olarte A.; Cudmani R. (2022): Probabilistische Baugrundmodellierung für BIM unter Berücksichtigung der Unsicherheiten im Baugrundaufbau und den Bodeneigenschaften - Konzept und Beispiele. 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels - Februar 2022, 51-59
- Witty A.; Peña Olarte A.; Cudmani R. (2023a): Application of Geostatistical Sequential Simulation Methods for Probabilistic 3D Subsoil Modelling and Uncertainty Quantification - Concept and Examples. Geo-Congress - March 2023.
- Witty A.; Peña Olarte A.; Cudmani R. (2023b): Comparison of Gaussian and Indicator based Sequential Simulation Methods for 3D spatial Uncertainty Quantification in Subsoil Modelling using Cone Penetration Tests. Geo-Risk - July 2023.

2. S-Bahn-Stammstrecke München – Die ersten fünf Baujahre im Großprojekt

Kai Kruschinski-Wüst, Emanuel Schworm
DB Netz AG, München

1. Die 2. Stammstrecke München

1.1 Hintergrund

Die Metropolregion München zählt zu den Wachstumszentren in Deutschland. Die direkte Verbindung der Städte und Umlandgemeinden mit der Münchner Innenstadt hat nicht zuletzt zur Dynamik der gesamten Region beigetragen. Bereits jetzt befördert die Münchner S-Bahn täglich rund 840.000 Fahrgäste und legt im Jahr über 20 Millionen Kilometer zurück. Sie ist damit eines der größten S-Bahn-Systeme in Deutschland. Nach über 50 Jahren stößt sie jedoch an ihre Kapazitätsgrenzen.

Mit weiterhin steigender Bevölkerungszahl wird auch die Anzahl der Fahrgäste im öffentlichen Personennahverkehr zunehmen. Derzeit fahren alle S-Bahn-Linien über die bestehende Stammstrecke. Sie ist damit das Nadelöhr im Münchner Nahverkehr. Mit der bestehenden Stammstrecke allein sind die wachsenden Pendlerströme und das damit einhergehende erhöhte Fahrgastaufkommen nicht zu bewältigen.

Mit der 2. S-Bahn-Stammstrecke schaffen wir eine neue starke Achse der Mobilität, die mit der Entwicklung der Metropolregion Schritt halten kann. Langfristig verdoppelt die neue Stammstrecke die Kapazitäten der S-Bahn und ermöglicht mit nur drei Stationen deutlich kürzere Fahrzeiten. Die Einführung eines Express-S-Bahn-Systems führt zu attraktiven Fahrzeiten zwischen Umland und Stadt.

1.2 Streckenverlauf

Um die bestehende Stammstrecke zu entlasten, wird auf rund zehn Kilometern zwischen den oberirdischen Bahnhöfen Laim im Westen und Leuchtenbergring im Osten eine zweite Stammstrecke gebaut. Kernstück ist ein sieben Kilometer langer Tunnel, der den Hauptbahnhof und den Ostbahnhof miteinander verbindet (Abbildung 1).

Die Gleise der 2. S-Bahnstammstrecke verschwinden von Laim kommend kurz vor der Donnersbergerbrücke im oben erwähnten Tunnel und tauchen zwischen Ostbahnhof und Leuchtenbergring wieder an der Oberfläche auf. Neben den beiden Bahnhöfen Laim und Leuchtenbergring, die unter fortlaufendem Betrieb umgebaut werden, werden am Hauptbahnhof, Marienhof und Ostbahnhof drei komplett neue unterirdische Haltepunkte gebaut. Im Zuge des Baus des neuen Haltepunkts Hauptbahnhof wird umfangreich in den bestehenden Hauptbahnhof München eingegriffen.



Abbildung 1. Streckenplan 2. Stammstrecke [DB]

Bei der Tunnelplanung sind neben der 1. Stammstrecke zahlreiche Zwangspunkte zu berücksichtigen. Diese bestehen u. a. aus zahlreichen Versorgungsleitungen für Fernwärme und -kälte, Strom und die Kanalisation. Zudem muss die Strecke die bestehenden U-Bahnlinien U1/U2 am Haltepunkt Hauptbahnhof, die Linien U4/U5 am Karlsplatz und die Linien U3/U6 am Haltepunkt Marienhof queren. Dies bedeutet für den Bau der 2. Stammstrecke, dass die Tunnel in sicherem Abstand zu den vorhandenen Röhren, was an den neuen Haltepunkten einer Tiefe von circa 35 bis 40 Metern entspricht, gebaut werden müssen.

1.3 Projekthistorie und Stand der Arbeiten

Die Projekthistorie ist lang – von der vom Freistaat Bayern in Auftrag gegebenen Studie bis zur Unterzeichnung der Finanzierungsvereinbarung im Jahr 2016. Der Spatenstich für das Projekt erfolgte am 5. April 2017 auf dem Marienhof. Start der Hauptbaumaßnahmen in den Planfeststellungsabschnitten eins und zwei war Ende 2019.

In Laim entsteht eine moderne Station mit zwei neuen Bahnsteigen mitten im Gleisbett im laufenden Betrieb. Der erste neue Bahnsteig und das neue Gleis 1 sind bereits fertiggestellt und sollen im Sommer 2023 in Betrieb gehen. Ebenfalls ist bereits der 100 Meter lange und in offener Bauweise hergestellte nördliche Teil der sogenannten Umweltverbundröhre (UVR), einer neuen Stadteilverbindung für Fußgänger:innen, Radfahrer:innen, und den öffentlichen Nahverkehr, hergestellt. Die Arbeiten für den südlichen Teil, welcher unter den Fernverkehrsgleisen verläuft, konnten im letzten Jahr mit dem Einbau der Hilfsbrücken begonnen werden. Der Aushub unter den Hilfsbrücken ist erfolgt und derzeit läuft die Betonage der Wiederlagerwände (Abbildung 3).



Abbildung 3. Aushub und Herstellung Widerlagerwände für UVR-Süd unter Hilfsbrücken [DB/ARGE VE10]

Auf der freien Strecke Richtung Donnersbergerbrücke befinden sich die Überwerfungsbauwerke Nord (ca. 95 Meter lang) und Süd (ca. 146 Meter lang) in Fertigstellung. Die neue Stabbogenbrücke (95 Meter lang und ca. 1350 Tonnen schwer), welche die Gleise der neuen Stammstrecke über den Südring führen wird, ist bereits im Sommer 2021 an ihre finale Position geschoben worden.

Der Bau des Tunnelportals an der Donnersbergerbrücke erfolgt in offener Bauweise. Die Baugrubenumschließung wurde dabei als überschnittene Bohrpfehlwand aus 861 Bohrpfehlen mit Längen von bis zu 35 Meter hergestellt. Die ersten drei Blöcke des Tunnels in offener Bauweise konnten bereits fertiggestellt werden (Abbildung 4). Bis Ende 2023 laufen noch die Aushubarbeiten und es werden insgesamt 1320 benötigte Ankerbohrungen mit Längen von bis zu 38 Meter abgeteuft.

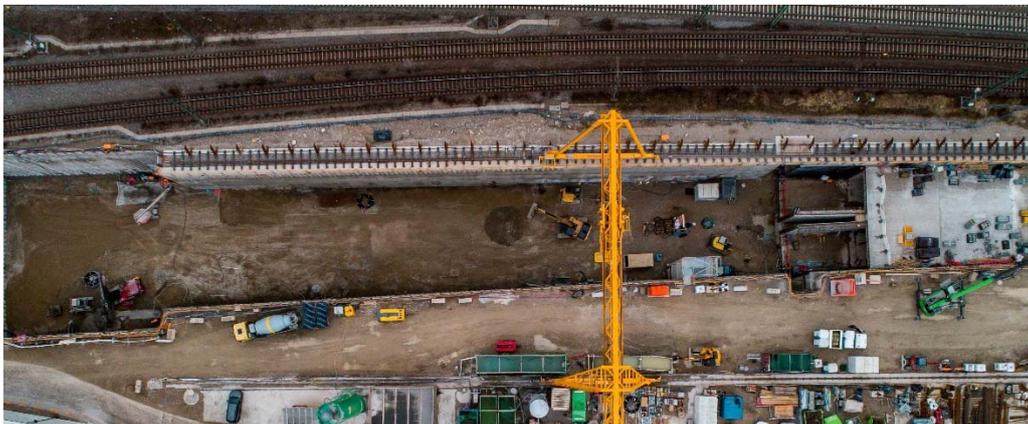


Abbildung 4. Herstellung Tunnelportal West – Donnersberger Brücke [DB/panterra.tv]

Am Hauptbahnhof München laufen die Arbeiten für den neuen zentralen Aufgang für die 2. Stammstrecke. Die Spezialtiefbauarbeiten konnten bereits 2021 mit Herstellung der Schlitzwand (96 Lamellen, 3,00 Meter lang, 1,50 Meter dick, bis zu 55 Meter Frästiefe) sowie der Primärstützen (60 Stützen aus Hohlkasten-Stahlprofilen mit bis zu 70 Meter Frästiefe) fertiggestellt werden. Zeitgleich begannen die Arbeiten für die Bauwasserhaltung in und um das Baufeld sowie auf den Bahnsteigen am Hauptbahnhof. Mit Beginn des Aushubs unter Decke Ebene – 2 wird 2023 die Bauwasserhaltung in Betrieb gehen. Bisher ist die Ebene -1

ausgehoben und die Decke der Ebene -2 betoniert. Die Decke über Ebene -1 wurde Ostern 2023 fertiggestellt (Abbildung 5).



Abbildung 5. Drohnenaufnahme Baufeld Zentraler Aufgang Hauptbahnhof München – Herstellung Decke über Ebene -1 [DB/panterra.tv]

Ein weiteres wichtiges Ziel für das Jahr 2023 ist der Rückbau des Querbahnsteigdaches. Im Jahr 2024 soll mit dem Bau des ersten Teils der neuen Stationsbox für die U9 begonnen werden.

Am Marienhof konnten die Spezialtiefbauarbeiten Ende 2020 abgeschlossen werden. Hier entstand 17.200 m² Schlitzwandfläche aus 110 Lamellen (je 3,20 m lang, 1,50 m dick, mit bis zu 56 m Frästiefe). Parallel dazu wurden 50 Primärstützen aus Hohlkasten-Stahlprofilen hergestellt. Die Herstellung des Deckels über Ebene -1 erfolgte im Jahr 2021. Anfang 2022 konnte mit dem Aushub begonnen werden. Die Ebenen -1 und -2 sind bereits fertiggestellt. Pro Ebene müssen ca. 30.000 m³ Erde bewegt werden. Derzeit läuft die Herstellung der Decke über Ebene -3. Der Aushub der Ebene -3 soll im Sommer 2023 beginnen. Zudem wurde auf Ebene -1, oberhalb der Bereiche der später bergmännisch aufzufahrenden Bahnsteigröhren, bereits mit der Herstellung des großflächigen Hebungsinjektionsschirms mit Bohrungen von bis zu 105 Metern begonnen (Abbildung 6).

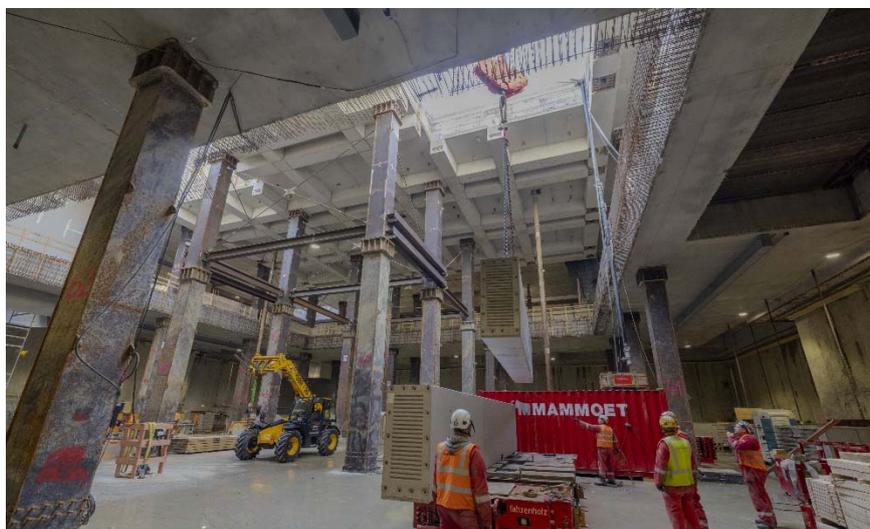


Abbildung 6. Station Marienhof Herstellung Decke über Ebene -3 [DB/ARGE Marienhof]

Im Ostabschnitt ist die Einwendungsfrist abgelaufen und Ende 2022 erfolgten die Erörterungstermine. Der Planfeststellungsbeschluss wird für Ende 2023 erwartet. Derzeit wird mit Hochdruck an den Ausschreibungsunterlagen gearbeitet.

2. Bauwasserhaltung am Marienhof

2.1 Bauwasserhaltung – Baugrube und bergmännische Vortriebe

Zur Herstellung der Schlitzwandbaugrube (Aushub) und der bergmännischen Vortriebe sind umfangreiche Bauwasserhaltungsmaßnahmen erforderlich. Dabei werden die Grundwasserleiter der Aquifere TI, TII und TIV sowie der Sandzwischenlagen zwischen TIV und TV abgesenkt bzw. entspannt. Hierfür werden ca. 115 Brunnen eingesetzt (Abbildung 7), welche primär gravitativ fördern, bei Bedarf aber auch mit Vakuum beaufschlagt werden können. Die Lage der Filterstrecke ist pro Brunnen jeweils nur einem Aquifer zugeordnet.

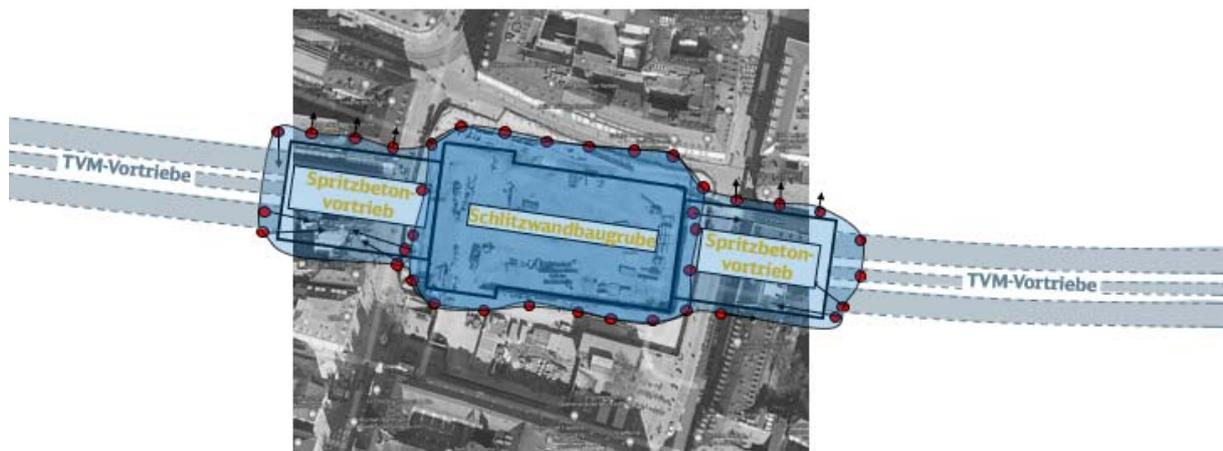


Abbildung 7. Bauwasserhaltung Station Marienhof - hier exemplarisch Brunnen verfiltert im zweiten tertiären Aquifer [DB]

Die Aquifere sind sandige Schichten, welche durch stauende, tonig-schluffige-Schichten voneinander abgetrennt vorliegen. Die Druckpotentiale all dieser Aquifere liegen nur knapp unterhalb der Geländeoberkante. Die Brunnen wurden perlenschnurartig bzw. ringförmig um die Baugrube hergestellt und sorgen vorerst für die Bauwasserhaltung der Schlitzwandbaugrube. Im späteren Bauverlauf wird dieser Ring um die bergmännischen Vortriebe erweitert, an deren Enden die Tunnelvortriebsmaschinen einfahren. Größere Abstände zwischen den Brunnen sind der vorhandenen Bebauung geschuldet. Deshalb wurden zahlreiche Schrägbrunnen hergestellt, um die Lage der Filterstrecken in den entsprechenden Bereichen unterhalb der Bebauung sicherzustellen.

Die Bauwasserhaltung und die entsprechenden Absenktziele resultieren ausfolgenden Gesichtspunkten:

- a. Statische Berechnungen der Schlitzwand (Wasserdruckansatz)
- b. Geohydraulische Nachweise (Aufschwimmen, hyd. Grundbruch etc.)

- c. Für die Herstellung der Tunnelvortriebe in Spritzbetonbauweise unter Druckluft sollen die Restwasserdrücke weitestmöglich reduziert werden.

Der Nachweis zur Machbarkeit der Absenkziele wurde von Seiten des Ingenieurbüros Aquasoil am hydraulischen Modell geführt und mittels Pumpversuchen belegt. Der Nachweis im Feld bzw. der Soll-Ist-Abgleich erfolgt mit Hilfe von Grundwassermessstellen im nahen Umgebungsbereich.

2.2 Absenkung und Entspannungsziele im Zuge des Bauaushubs

In Abbildung 8 ist exemplarisch die fortschreitende Absenkung bzw. Entspannung der beiden Aquifere TII und TIV im Zuge des Bauaushubs dargestellt. Die orangenen Bereiche stellen die Tiefenlage der Aquifere TII und TIV dar. Der TII mit der Unterkante ca. 30 m unter Gelände muss in den ersten beiden Aushubzuständen lediglich entspannt, in den späteren Aushubzuständen dann bis auf 4 m Restwassersäule abgesenkt werden. Der TIV mit der Unterkante mit über 50 m unter Gelände muss ab dem dritten Aushubzustand um ca. 2 bar und ab dem vierten Aushubzustand um bis zu 4 bar entspannt werden.

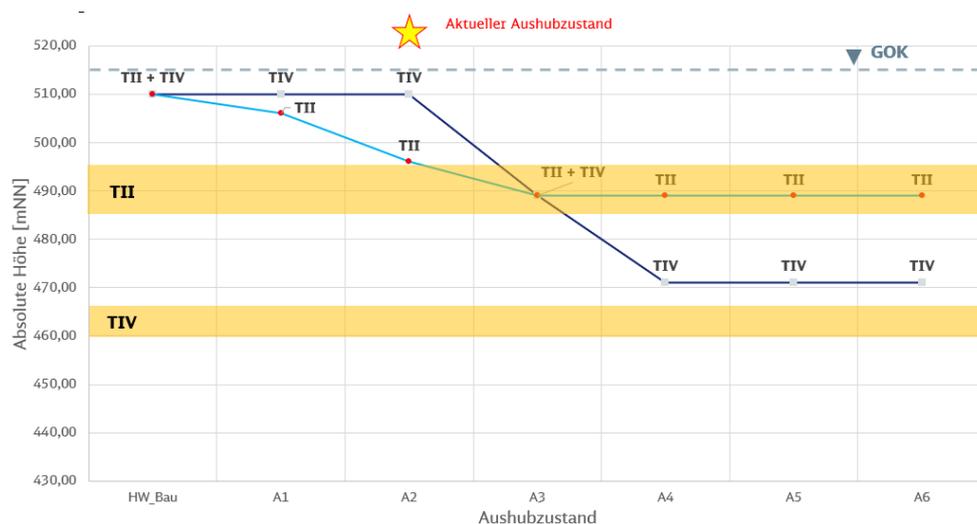


Abbildung 8. Bauwasserhaltung Station Marienhof – fortschreitende Absenkung bzw. Entspannung TII und TIV [DB]

Die Situation vor dem Aushub mit abgeschlossenem Spezialtiefbau, also nach Fertigstellung der Schlitzwände und Primärstützen sowie des Deckels, ist in Abbildung 9 dargestellt.

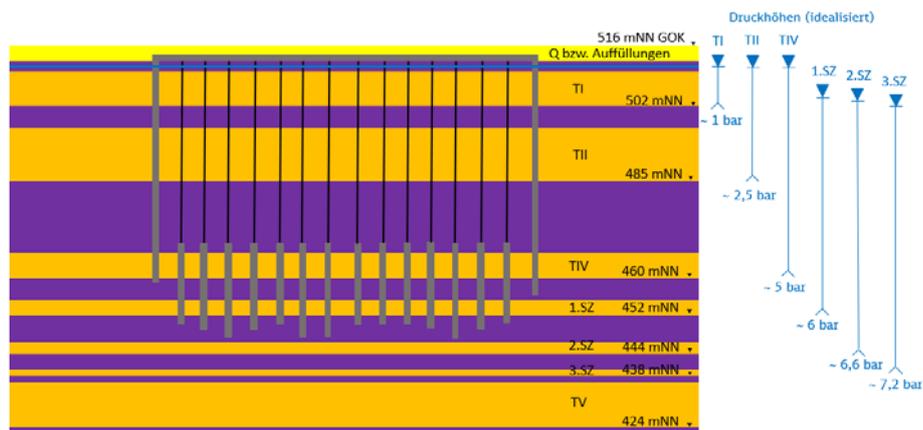


Abbildung 9. Bauwasserhaltung Station Marienhof – vor Beginn Aushub [DB]

Die orangen Schichten zeigen erneut die sandigen Grundwasserleiter, in lila kann man die tonig-schluffigen Grundwasserstauer erkennen. In den Aquiferen TI, TII, TIV und den drei darunter befindlichen Sandzwischenlagen zwischen den Aquiferen TIV und TV befindet sich der Wasserdruckspiegel nur geringfügig unter der Geländeoberkante. Bezogen auf den statisch berücksichtigten Bemessungswasserstand HW_{Bau} , also den bauzeitlichen Wasserstand ohne Bauwasserhaltung, haben die tiefliegenden Schichten ein Druckpotential von ca. 7 bar bzw. 70 m Wassersäule.

Zum aktuellen Zeitpunkt des Bauvorhabens wurden bereits die ersten beiden von sechs Ebenen ausgehoben. Derzeit wird auf der Aushubsohle der Ebene –2 die zweite Aussteifungsebene hergestellt. Für diesen Aushub musste entsprechend des Wasserdruckansatzes der erste tertiäre Aquifer um ca. 0,4 bar abgesenkt und der zweite tertiäre Aquifer um ca. 1,4 bar entspannt werden (Abbildung 10).

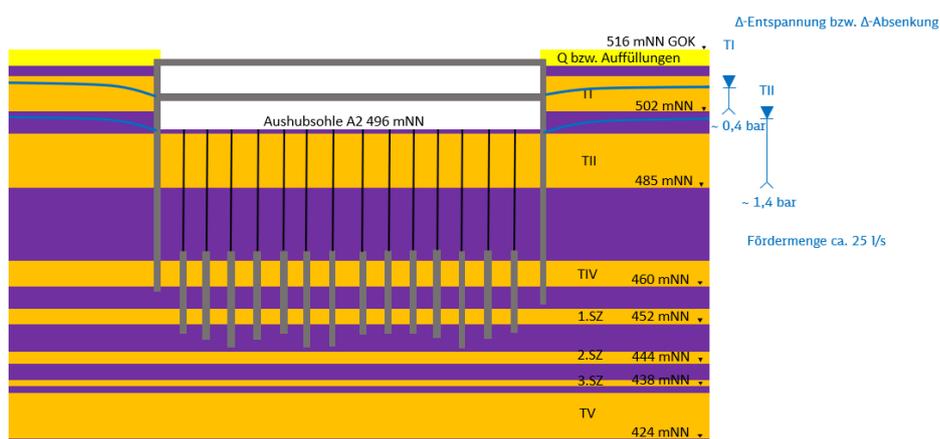


Abbildung 10. Entspannung bzw. Absenkung– Aushub A2 496mNN [DB]

Für das Erreichen dieser Restwasserdrücke laufen ca. 30 Brunnen, wobei nur ein geringfügiger Teil im TI verfiltert ist. Aufgrund der geogenen und anthropogenen Verbindungen zwischen dem ersten und zweiten tertiären Aquifer, wirkt sich die TII-Wasserhaltung positiv auf die TI-Wasserhaltung aus. Die Gesamtfördermenge in diesem Aushubzustand beträgt ca. 25 l/s.

Die Absenkungs- und Entspannungsziele in den einzelnen Aquiferen, welche für den vollständigen Aushub der Baugrube erforderlich werden, sind Abbildung 11 zu entnehmen.

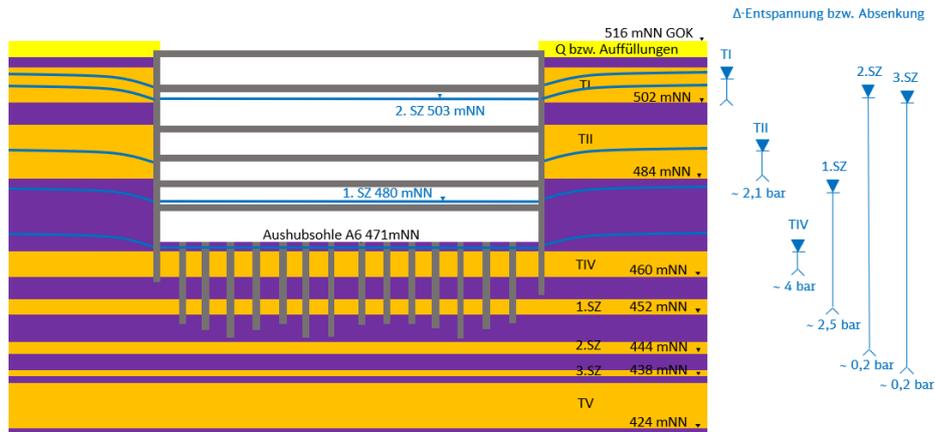


Abbildung 11. Entspannung bzw. Absenkung – Aushub A6 – 471mNN [DB]

Der größte Anspruch an die Bauwasserhaltung ist hierbei die Absenkung des TII auf 4 m über Unterkante des Aquifers sowie die erforderliche TIV-Entspannung um ca. 4 bar. In letzterem, einem so tiefliegenden Aquifer hat man in München noch keine Erfahrungen mit Bauwasserhaltungen machen können. Die aus dem Nachweis "Aufschwimmen der Baugrubensohle" resultierenden Entspannungen der Sandzwischenlage sind im Vergleich dazu einfacher zu bewerkstelligen.

2.3 Verformungen durch Bauwasserhaltung

Die Absenkung bzw. Entspannung der Aquifere resultiert in einem weitreichendem Absenktrichter mit einem Radius im Kilometerbereich. Deshalb wird ein Streckennivellement von der Universität bis zum Südfriedhof durchgeführt (Abbildung 12).

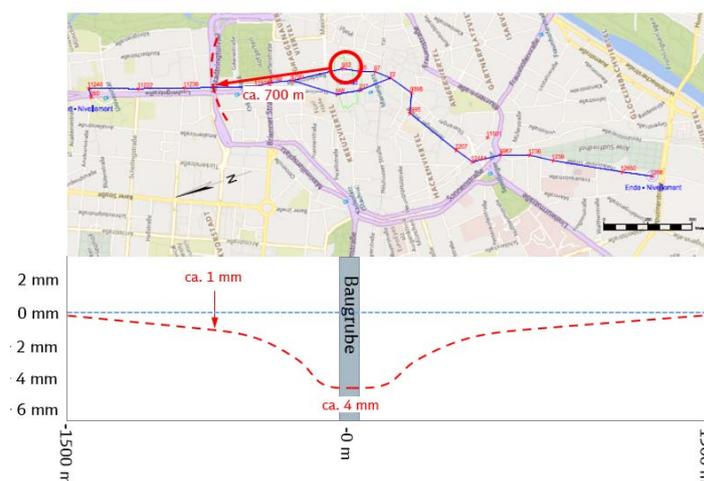


Abbildung 12. Verformungen aus der Bauwasserhaltung [DB]

Die bis zum Aushub E-2 aus der Wasserhaltung resultierenden Verformungen im Bereich der Baugrube entsprechen ca. 4 mm. Im Abstand von ca. 700 m zum Scheitelpunkt verbleibt noch ca. 1 mm Verformung. An den äußersten Punkten des Streckennivellements sind keine Verformungen aus der Bauwasserhaltung erkennbar.

Vollständige CO₂-Bilanz im Spezialtiefbau

Dr.-Ing. Stephan Buddenberg
Dr.-Ing. Björn Böhle
Keller Grundbau GmbH, Offenbach/Bochum
Dipl.-Ing. Paul Pandrea
Keller Holding GmbH, Offenbach

1 Einleitung

Der Klimawandel, hervorgerufen durch anthropogen emittierte Treibhausgase, führt unter anderem zu Extremwetterereignisse, die unsere Lebensgrundlagen bedrohen. Diese Treibhausgase – im Kyotoprotokoll¹ sind die Gase *Kohlendioxid (CO₂)*, *Methan (CH₄)*, *Lachgas (N₂O)*, *Teilhaletenisierte Fluorkohlenwasserstoffe (H-FKW/HFC)*, *Perfluorierte Kohlenwasserstoffe (FKW/PFC)* sowie *Schwefelhexafluorid (SF₆)* aufgeführt – gilt es, zu minimieren, um den Klimawandel und dessen Auswirkungen abzuschwächen. Aus dieser Motivation heraus wurden auf internationaler, europäischer und nationaler Ebene zahlreiche Normen, Verordnungen und Gesetze erarbeitet und erlassen.

Der Bausektor – und damit eben auch der Spezialtiefbau – ist durch die Verwendung von in der Herstellung energieintensiven Rohstoffen wie Zement und Stahl sowie energieintensiver Verfahren und großer, stark motorisierter Maschinen ein nicht unerheblicher Emittent von Treibhausgasen. Um Lösungen, Produkte und Verfahren mit weniger CO₂e²-Emissionen zu identifizieren und damit am Markt zu bestehen, ist eine projektspezifische gesamtheitliche Bilanzierung der CO₂e-Emissionen sinnvoll. Den folgenden Ausführungen ist das Vorgehen gemäß des europäischen Verbands der Spezialtiefbauer (European Federation of Foundation Contractors, EFFC) und des amerikanischen Deep Foundation Instituts (DFI)³ zu Grunde gelegt. Das Vorgehen ist spezifisch für den Spezialtiefbau und wird innerhalb der Keller Group angewandt. Die Anwendung derselben Systematik und der gleichen Emissionsfaktoren bei seriösen Bilanzierungen verschiedener Akteure ist grundlegend, da nur so Vergleichbarkeit und Klarheit bei der Bilanzierung entstehen kann. Da es keine staatlichen Stellen gibt, die allgemeingültige Emissionsfaktoren für Bau- und Betriebsstoffe festlegen, haben sich die Spezialtiefbauunternehmen weltweit über EFFC und DFI eigenständig für die meisten Ihrer Produkte abgestimmt. Abweichungen können im Einzelfall oder national Sinn ergeben wie beispielsweise bei Strom und Transporten.

Im Folgenden wird zunächst auf einige gesetzliche Rahmenbedingungen eingegangen und grundsätzliche Begrifflichkeiten und Randbedingungen zur CO₂e-Bilanzierung erläutert.

¹ Das Protokoll von Kyoto zum Rahmenübereinkommen der Vereinten Nationen über Klimaänderungen, 1997. [1]

² CO₂-equivalents (dt. CO₂-Äquivalente, siehe Abschnitt 3.1)

³ <https://www.geotechnicalcarboncalculator.com/>

Anschließend wird das projektspezifische Vorgehen zur CO₂e-Bilanzierung im Spezialtiefbau dargestellt und in einem Beispiel konkret angewandt.

2 Gesetzliche Regelungen, Zertifizierungen, Normen

2.1 Gesetzliche Regelungen

Auf EU-Ebene existiert seit 2005 das Europäische Emissionshandelssystem (EU-ETS). Der Flugverkehr, die Energiewirtschaft sowie energieintensive Industriezweige wie die Zement- und Stahlindustrie⁴ müssen für die Emission von CO₂e Zertifikate in diesem System erwerben. Die Gesamtmenge der mit den Zertifikaten abgedeckten CO₂e-Emissionen wird für einen bestimmten Zeitraum festgelegt und sinkt aktuell jährlich um 2,2%. Ziel ist eine Reduktion der CO₂e-Emissionen von mindestens 40% gegenüber 1990 bis zum Jahr 2030 bzw. 43% gegenüber 2005 und Klimaneutralität bis 2050. Ein Teil der Zertifikate wird kostenfrei zugewiesen, der Rest wird versteigert. Anschließend können die Zertifikate frei gehandelt werden.⁵

Nach in der Startphase sehr geringen Preisen von unter 10 € liegt der Preis mittlerweile über 90 € (Stand März 2023 bezogen auf *European Union Allowances Futures*, siehe Bild 1). Das bedeutet einen in Zukunft erhöhten Kosten- und Innovationsdruck auf Zement- und Stahlhersteller und auf Bauherren sowie ausführende Unternehmen. Ein ähnliches System soll bald auf den Straßenverkehr und den Gebäudesektor angewandt werden.

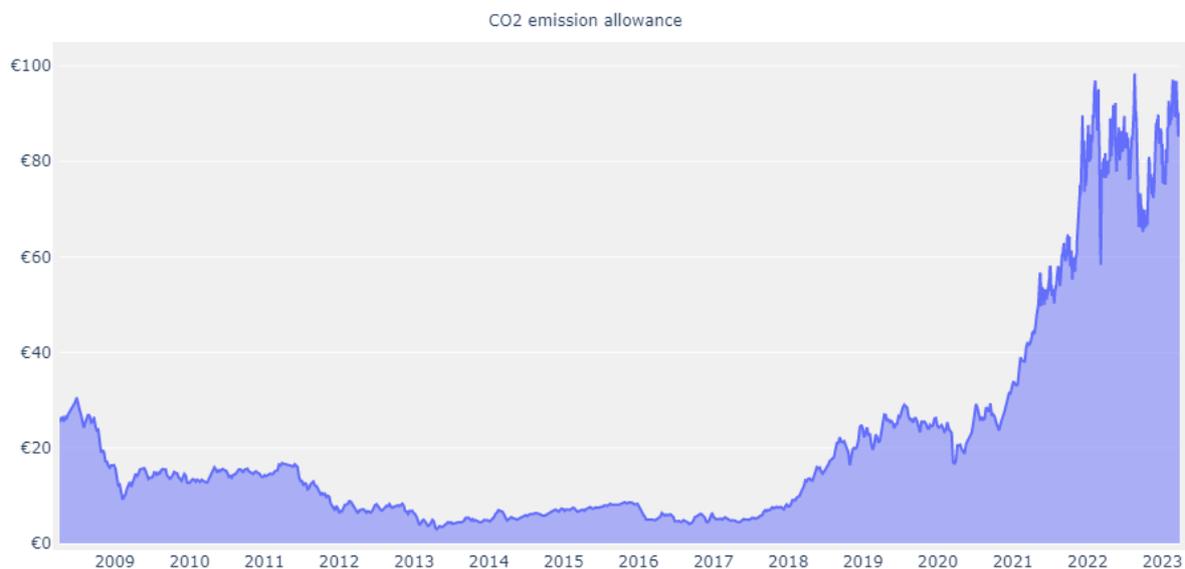


Bild 1: Preisentwicklung von Terminkontrakten (*Futures*) für europäische CO₂e-Emissionszertifikate (*European Union Allowances, EUA*)⁶

⁴ Treibhausgas-Emissionshandelsgesetz (TEHG) [2]

⁵ Richtlinie (EU) 2018/410 des Europäischen Parlaments und des Rates [3]

⁶ <https://sandbag.be/index.php/carbon-price-viewer/>, zuletzt abgerufen am 28.03.2023

National ist in Deutschland neben der Mineralölsteuer auf Kraftstoffe ein CO₂e-Preis von zur Zeit 30€/t_{CO₂e} auf fossile Brennstoffe zu entrichten – es sei denn, es wurden bereits CO₂e-Emissionszertifikate im EU-ETS für den fossilen Brennstoff erworben⁷. Damit wird national die Lücke für Emissionen bei der Wärmeerzeugung und Verkehr geschlossen.

Neben den „harten“ Maßnahmen, die nicht nur finanziell unmittelbar auf der Baustelle spürbar sind und in Zukunft noch spürbarer für uns sein werden, setzt die EU Kommission auf Kennzeichnungs- und Berichtspflichten. Zum einen in der EU Taxonomy, auf deren Grundlage Finanzprodukte als nachhaltig gekennzeichnet werden (oder eben nicht) und damit Finanzströme in nachhaltige Industriezweige lenken sollen.⁸ Zum anderen wurde festgelegt, dass Unternehmen einer bestimmten Größe⁹ ihre CO₂e-Emissionen im nicht-finanziellen Berichtswesen angeben müssen (Corporate Sustainability Reporting Directive, CSRD).¹⁰

Neben dem allgemeinen Ziel der Dekarbonisierung für den Klimaschutz resultiert insbesondere aus diesen Regelungen die Notwendigkeit, Treibhausgasemissionen soweit wie möglich zu verringern.

2.2 Begrifflichkeiten und Bilanzierungsgrundlagen

Die CO₂e-Bilanzierung beinhaltet Teile einer Lebenszyklusanalyse eines Produktes. In einer Lebenszyklusanalyse gibt es drei wesentliche Begriffe:

- *Cradle to gate / von der Wiege zum Werkstor*: Die Bilanzierung umfasst den Abbau der Rohstoffe, Transporte und Veredelung bis zum Werkstor – für den Fall der Baustelle ist das Werkstor gleichbedeutend mit dem Verlassen der Baustelle.
- *Cradle to grave / von der Wiege zum Grab*: Es werden der weitere Transport und die Veredelung, der Betrieb, die Wartung, der Energieverbrauch des Produktes, der Rückbau und die Entsorgung zusätzlich berücksichtigt.
- *Cradle to cradle / von der Wiege zur Wiege*: Dieser Ansatz spiegelt einen geschlossenen Kreislauf wider, der bei Stoffkreisläufen Anwendung finden kann. In diesem Fall werden die Stoffe aufbereitet und wiederverwendet. Bei der CO₂e-Bilanzierung wird dieser Teil in der Regel nicht berücksichtigt, sondern lediglich ein Recyclingpotential angegeben. Das Recyclingpotential wird erst bei der weiteren Nutzung des Materials berücksichtigt.

Es gibt eine Vielzahl von Normen und Richtlinien zur Bilanzierung von CO₂e-Emissionen¹¹. In erster Linie ist jedoch das Greenhouse Gas Protocol¹² zu nennen. Das GHG Protocol ist eine Organisation zur Festlegung von Standards im Berichtswesen über Treibhausgasemissionen von Unternehmen. Die Emissionen werden vom GHG in drei Bereiche, die „Scopes“, eingeordnet und umfassen den Lebenszyklus, der durch das jeweilige Unternehmen abgedeckt wird. Bei einem Spezialtiefbauunternehmen entspricht dies in der Regel dem Abschnitt *Wiege bis Werkstor bzw. Wiege bis Baustelle*. Scope 1 entspricht allen direkten

⁷ Brennstoffemissionshandelsgesetz (BEHG) [4]

⁸ Verordnung (EU) 2020/852 des Europäischen Parlaments und des Rates [5]

⁹ Mehr als 250 Mitarbeiter, mehr als 40 Mio. € Umsatz oder mehr als 20 Mio. € in der Bilanzsumme

¹⁰ Richtlinie (EU) 2022/2464 des Europäischen Parlaments und des Rates [6]

¹¹ Unter anderen DIN EN ISO 14026, 14040, 14044 und 14067

¹² Gegründet durch die US-Stiftung *World Resources Institute* und dem internationalen Verband *World Business Council for Sustainable Development* (WBCSD)

Treibhausgasemissionen. Scope 2 sind die durch den genutzten Strom und Scope 3 durch alles andere (Materialien, Transporte) indirekt erzeugten Treibhausgasemissionen (siehe Bild 2). Diese Scopes sind auch Grundlage der nicht-finanziellen Berichterstattung nach CSRD. Bei der Keller Group plc (global) lagen über 80% der Treibhausgasemissionen in Scope 3 bei Materialien.

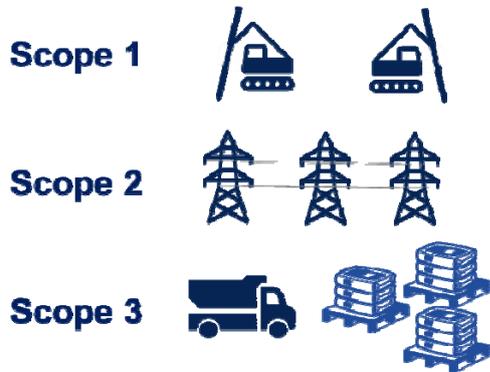


Bild 2: Einteilung der Emissionen in Bereiche (Scopes) nach GHG Protocol

Für die Bilanzierung im Bauwesen ist die DIN EN 15804¹³ von besonderer Bedeutung. Diese Norm gilt für Bauprodukte und beinhaltet eine Vorgehensweise zur CO₂e-Bilanzierung über den gesamten Lebenszyklus eines Produkts – also von der Wiege bis zur Wiege, wobei der Abschnitt von Grab zu Wiege lediglich informativ als Recyclingpotenzial aufgeführt wird. Sie dient vor allem als Grundlage zur Erstellung von Bilanzierungen für Bauprodukte spezifischer Hersteller im Rahmen der Umweltproduktdeklaration (European Product Declaration, EPD).

Die Bilanzierung erfolgt über die Module A1 bis C4:

- A1-A3: *Herstellungsphase (Rohstoffgewinnung, -verarbeitung, Transport, Herstellung)*
- A4-A5: *Transport zur Baustelle und Einbau*
- B1-B5: *Nutzung (Wartung, Reparatur, Austausch, Modernisierung)*
- B6-B7: *Energie- und Wassereinsatz zum Betrieb*
- C1-C4: *Rückbau, Transport zur Abfallbehandlung, Recycling, Beseitigung*
- D: *Außerhalb der Systemgrenze - Recyclingpotenziale*

Seriöse Zertifizierungen, welche die CO₂e-Emissionen bei der Herstellung von Gebäuden bedeutend berücksichtigen, gibt es derzeit nur eingeschränkt. Die in Deutschland weit verbreiteten gebäudebezogenen Nachhaltigkeitszertifikate der Deutschen Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen (DGNB) sowie LEED zielen bezüglich der CO₂e-Emissionen im Wesentlichen auf den Betrieb und die Konstruktion der Gebäude. Das DGNB-Siegel berücksichtigt die CO₂e-Emissionen aus der Konstruktion im Abschnitt Env1.1 sowie für die Ökobilanz klimaneutraler Gebäude. Die Baugrubenumschließung ist nicht unbedingt Teil der Konstruktion und findet damit eher keine Berücksichtigung. Im Bereich Zertifizierung für eine CO₂e-arme Baugrubenherstellung besteht also noch Entwicklungspotential.

¹³ Aktuelle Fassung: DIN EN 15804:2012+A2:2019+AC:2021. [7]

3 Systematik der CO₂-Bilanzierung im Spezialtiefbau

3.1 Emissionsfaktoren

Um eine vollständige CO₂e-Bilanzierung durchführen zu können, muss unter anderem bekannt sein, wie viele Emissionen bei der Verwendung bestimmter Mengen von Material vor der Lieferung auf die Baustelle entstehen. Da dies nicht von jedem Akteur für jede Branche aufgrund mangelhafter Informationslage individuell ermittelt werden kann, sind für diesen Lebenszyklusabschnitt sogenannte Emissionsfaktoren notwendig, die alle notwendigen Annahmen und Berechnungen bereits enthalten. Emissionsfaktoren entsprechen also Bilanzierungsergebnissen von Lebenszyklusabschnitten eines verwendeten Produktes. Der einfachste Emissionsfaktor bezieht sich auf fossile Brennstoffe in Scope 1, da ausschließlich die Menge emittierter Treibhausgase beim Verbrennen ermittelt werden muss. Komplizierter wird es bei der zusätzlichen Berücksichtigung des Abbaus, der Raffinierung und der Transporte bis zur Tankstelle bzw. Baustelle für eine ganzheitliche Betrachtung.

Emissionsfaktoren beziehen sich immer auf CO₂-Äquivalente (CO₂e). Neben CO₂ sind die eingangs erwähnten Treibhausgase zu berücksichtigen. Um für alle Treibhausgase eine belastbare Zahl ausgeben zu können, werden diese auf ihr Treibhauspotenzial relativ zu CO₂ für einen gewählten Zeitraum bewertet. Für gewöhnlich wird ein Zeitraum von 100 Jahren betrachtet. Dies wird als Global Warming Potential 100 (GWP 100) bezeichnet. Für Methan wird beispielsweise gemäß des Weltklimarates¹⁴ ein Faktor von 28 angesetzt (1 t Methan entspricht der Klimaschädlichkeit von 28 t CO₂). Der DIN EN 15804 sind die Faktoren des Weltklimarates von 2014 zugrunde gelegt.

Emissionsfaktoren für Bauprodukte werden auf Basis der DIN EN 15804 ermittelt und sind auf Masse- oder Volumeneinheiten bezogen. Neben Umweltproduktdeklarationen von Produkten spezifischer Hersteller oder Verbänden gibt es öffentlich verfügbare Datenbanken, in denen von Dritten berechnete Emissionsfaktoren auf Basis der DIN EN 15804 zur Verfügung stehen. Für Deutschland sei hierbei auf oekobaudat.de verwiesen. Dort sind Bilanzierungsergebnisse gewöhnlich auf branchenspezifische Durchschnittswerte bezogen. Sie sind gut geeignet für Schätzungen der CO₂e-Bilanz eines Bauprojektes. Allerdings sind die genauen Randbedingungen nicht immer aufgeführt, wodurch die Anwendbarkeit eines Emissionsfaktors aus der Ökobaudat nicht zwangsweise für einen Baustoff eines bestimmten Projektes gegeben ist. Beispielsweise gibt es Emissionsfaktoren für Betone verschiedener Festigkeiten ohne jedoch eine genaue Beschreibung der Zusammensetzung des Frischbetons.

Neben Emissionsfaktoren für Baustoffe sind weitere Faktoren notwendig: Transport, Wasser, Strom, Herstellung von Maschinen und so weiter. Diese müssen im Einzelfall auf verschiedenen Plattformen recherchiert werden. Emissionsfaktoren für verschiedene LKW-

¹⁴ Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. [8]

Klassen bezogen auf Kilometer gefahrene Strecke gibt es beispielsweise im Handbuch für Emissionsfaktoren (HBEFA)¹⁵.

Um eine Vergleichbarkeit von Bilanzierungen verschiedener Bieter zu gewährleisten, müssen für die Bilanzierung eines Spezialtiefbauprojektes jedoch von allen Beteiligten dieselben Emissionsfaktoren verwendet werden bzw. projektspezifische Abweichungen von festgelegten Emissionsfaktoren dargelegt, begründet und innerhalb eines Projektes konsequent verwendet werden.

3.2 Vorgehen im Spezialtiefbau

Der europäische Verband der Spezialtiefbauer (European Federation of Foundation Contractors) hat zusammen mit dem amerikanischen Deep Foundation Institute (DFI) ein Vorgehen zur Bilanzierung im Spezialtiefbau entwickelt. Hierzu existiert ein Carbon-Calculator auf Excel-Basis sowie eine Dokumentation der Methodik¹⁶. Diese Methodik wird bei Keller angewandt. Der Carbon-Calculator basiert auf ehemals verschiedenen Berechnungsmethoden der Verbandsmitglieder, welche in diesem Rechner vereinheitlicht wurden. Zudem wurden verschiedene Datenbanken für Emissionsfaktoren durchsucht, die Ergebnisse zusammengefasst und Unsicherheiten abgeschätzt.

Da Betrieb, Wartung und Rückbau im Spezialtiefbau überwiegend keine Rolle spielen, wurde der Wiege zu Werkstor-Ansatz gewählt. Das Werkstor entspricht dem Verlassen der Baustelle. Für Materialien wird derselbe Ansatz gewählt, da ab dem Werkstor des Herstellers eine eigene Bilanzierung der Transportwege durchgeführt werden kann. Nach DIN EN 15804 ermittelte Emissionsfaktoren sind damit lediglich aus den Modulen A1-A3 anzusetzen. Die CO₂e-Emissionen von zum recyceln genutzten Rohstoffen werden dem ersten Lebenszyklus zugeschrieben, sodass der Emissionsfaktor für Bewehrung, die mit Altstahl hergestellt wurde, deutlich geringer ist als für Bewehrungsstahl, welcher aus Erz hergestellt wurde.

Bei Materialien werden bei einem Projekt vereinfacht keine Emissionen in der Bilanz berücksichtigt, wenn diese – z.B. bei Spundwänden oder Holz bei Trägerbohlwänden – ausgebaut und bei einem späteren Projekt wiederverwendet werden. Es wird davon ausgegangen, dass die Emissionen verteilt auf alle Projekte sehr gering werden.

Im Einzelnen sind folgende Emissions-Abschnitte innerhalb eines Spezialtiefbauprojektes zu berücksichtigen:

- 1) *Herstellung der Materialien,*
- 2) *Transport der Materialien,*
- 3) *Transport der Baumaschinen und des Personals,*
- 4) *Energie durch Verarbeitung und Einbau (Betrieb der Maschinen),*
- 5) *Transport durch Entsorgung (Erdaushub, anfallender Müll z.B. DSV Rücklauf, Kappung, ..)*
- 6) *Herstellung der Geräte*

¹⁵ <https://www.hbefa.net/d/>

¹⁶ EFFC DFI Carbon Calculator Methodological [12]

Die Herstellung der Materialien wird über Emissionsfaktoren je Masse oder Volumeneinheit berücksichtigt. Neben den Mengen für das Primärprodukt (Bohrpfahl, Rüttelstopfverdichtung) müssen auch zusätzliche Mengen für Zusatzarbeiten wie Ausgleichsschichten oder veränderte Fundamentgeometrien berücksichtigt werden, um eine Vergleichbarkeit von Produkten zu erzielen. Dies ist im Vorgehen nach EFFC-DFI nicht explizit genannt, ergibt sich aber zwangsläufig aus der Systematik.

Die Transportentfernungen müssen in der Angebotsphase eines Projektes geschätzt werden. Je nach LKW-Art werden unterschiedliche Emissionsfaktoren für den Transport angesetzt. Die Herstellung der auf einer Baustelle verwendeten Maschinen wird über einen pauschalen Faktor je Tonne Maschinenmasse berücksichtigt.

4 Die größten Emissionsanteile: Zement, Stahl und Kraftstoff auf der Baustelle

Bei der Produktion von Zement und Stahl werden große Mengen CO₂ freigesetzt. Bei Zement entsteht CO₂ zum Einen direkt durch das Verbrennen von fossilen Energieträgern zum Entsäuern des Kalksteins und Sinterns des Rohmaterials (ca. 1/3) und zum Anderen durch das Lösen von CO₂ aus dem Kalkstein bei der Entsäuerung selbst (ca. 2/3)¹⁷. Für CEM I mit 90% Portlandzementklinker wird nach einer Umweltproduktdeklaration des Vereins Deutscher Zementwerke e.V.¹⁸ ein Emissionsfaktor von 665 kgCO₂e/t angegeben, wobei zusätzliche 210 kgCO₂e/t auf das Verbrennen von Abfall entfallen. Die Summe entspricht etwa dem im EFFC-DFI-Rechner verwendeten Faktor von 860 kg CO₂e/t. Da der Abfall zum größten Teil fossil ist, sind daraus resultierende Treibhausgase zu berücksichtigen.

Stahl wird entweder aus Eisenerz mit Kohle unter hohem Energieeinsatz oder im Elektroofen (Elektrolichtbogenofen) mit geringerem Energieeinsatz aus Stahlschrott hergestellt. In Deutschland hergestellter Bewehrungsstahl kann bis zu 100% aus Schrott hergestellt sein¹⁹.

Die hohen Emissionen bei der Herstellung der Baustoffe Zement und Stahl sind die größten Treiber der Gesamtemissionen eines Spezialtieftbauprojektes. Bei Keller entfielen global im Jahr 2020 über 80% der Emissionen auf Materialien. Beim direkten Vergleich zwischen den materialbedingten Emissionen von Bohrpfählen und Rüttelstopfverdichtungen entstehen bei etwa gleichen Durchmessern ungefähr 50 mal mehr Emissionen²⁰ pro Meter Bohrfahl bzw. Rüttelstopfsäule – 117 kgCO₂e/m²¹ vs. 2,4 kgCO₂e/m²². Legt man den häufig bemühten Vergleich der Fahrtstrecke mit dem Auto zugrunde, entspricht dies einer Strecke von 600 km (München – Berlin) vs. 16 km (Frankfurt Flughafen – Keller Offenbach)²³. Mit Zementsorten,

¹⁷ Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien, VDZ, 2020. [9]

¹⁸ EPD-VDZ-20220153-IAG1-DE [10]

¹⁹ Siehe Ökobaudat "Bewehrungsstahl" sowie Feralpi Stahl: Umwelterklärung 2021 [11].

²⁰ Je nach Emissionsfaktor für Kies: 4 kgCO₂e/t_{Kies} nach EFFC-DFI-Rechner (Datenbank: Base carbone v18.1) oder bspw. 2,85 kgCO₂e/t_{Kies} nach Ökobaudat

²¹ D = 62 cm, CEM I, w/z = 0,45, 72 M.-% Zuschlagsstoffe, 860 kgCO₂e/t_{CEM I}, 4 kgCO₂e/t_{Kies}

²² D = 60 cm, ρ_{Kies,verdichtet} = 2,1 t/m³, 4 kgCO₂e/t_{Kies}

²³ Well to Wheel (3,24 kgCO₂e/l Diesel), Verbrauch 6,5 l/km

die Zusatzstoffe wie Hüttensand, Flugasche oder Kalksteinmehl enthalten, sinken die herstellungsbedingten CO₂e-Emissionen jedoch erheblich (siehe Bild 3).

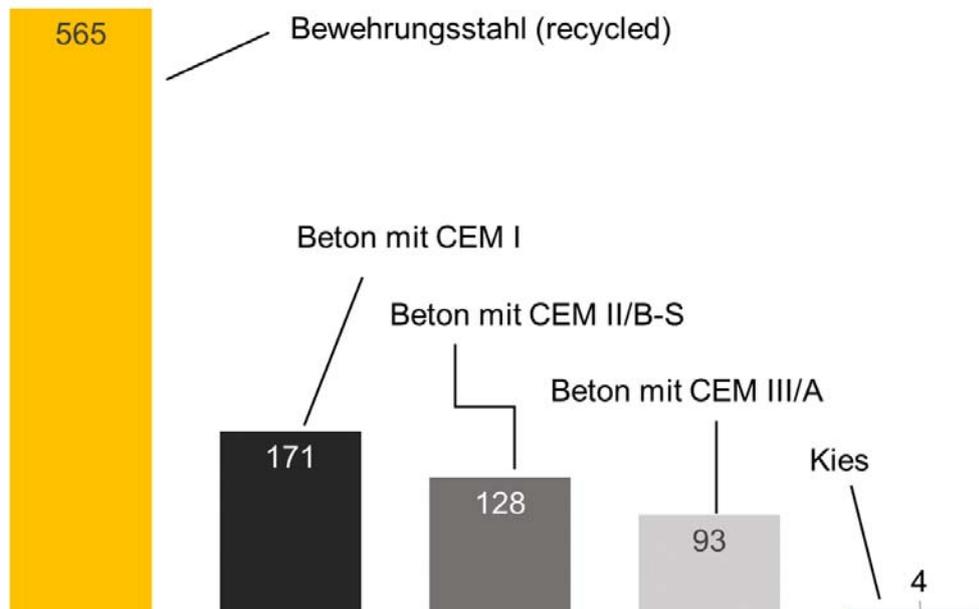


Bild 3: Herstellungsbedingte CO₂e-Emissionen verschiedener Baustoffe und Betone in kgCO₂e/t⁴

Daraus folgt, dass der Klinker- sowie Stahlanteil soweit wie möglich reduziert werden muss, um signifikante Mengen CO₂ einsparen zu können. Der zweitgrößte Anteil an CO₂e-Emissionen entfällt auf den Kraftstoffverbrauch der Geräte. Dieser beträgt im Verhältnis zum Material bei Zementprodukten etwa 25%, bei zementfreien Produkten in etwa 50%²⁵. Einsparungen von CO₂e-Emissionen können direkt durch das Ersetzen von mineralischem Diesel durch Strom oder Biodiesel bzw. hydrierte Pflanzenöle (Hydrotreated Vegetable Oil, HVO) erzielt werden. Letztere können die Emissionen in der Bilanz um 90% senken. Nach dem britischen Ministerium für Umwelt (Department for Environment, Food & Rural Affairs, DEFRA) ist für HVO für die Summe von Scope 1 und Scope 3 (well to wheel) ein Faktor von 0,35 kgCO₂e/l ansetzbar gegenüber einem Faktor von 3,29 kgCO₂e/l für fossilen Diesel²⁶.

²⁴ Module A1-A3 nach DIN EN 15804, CEM II/B-S mit 28 % Hüttensand, CEM III/A mit 51 % Hüttensand, Emissionsfaktoren entsprechend des EFFC-DFI-Carbon Calculator sowie w/z = 0,45 und 72 M.-% Zuschlagsstoffe (80% Kies, 20% Sand)

²⁵ EFFC DFI Carbon Calculator Methodological [12]

²⁶ <https://www.gov.uk/government/publications/greenhouse-gas-reporting-conversion-factors-2022>, zuletzt abgerufen am 11.04.2023.

5 Beispielbilanzierung für ein fiktives Projekt

Für ein Spezialtiefbauprojekt sollen 20 mindestbewehrte Bohrpfähle zur Tiefgründung mit einem Durchmesser von 1,50 m á 18 m Länge (Gesamtvolumen des Betons = 636 m³) mit dem Kelly-Verfahren hergestellt werden. Hierzu ist neben dem Bohrgerät mit etwa 350 kW Leistung ein Radlader zum Abfahren des Bohrgutes mit 120 kW Leistung notwendig. Das Gesamtgewicht beträgt 145 Tonnen. Es werden Emissionsfaktoren gemäß Tabelle 1 verwendet.

Tabelle 1: Verwendete Emissionsfaktoren

Bezeichnung	Bezugseinheit	Emissionsfaktor in kgCO ₂ e/Einheit
CEM I	t	860
Bewehrungsstahl (recycled)	t	565
Kies	t	4
Sand	t	6
Flugasche	t	0,1
Hüttensand	t	79,6
Straße – Auflieger > 33t	km	0,94
Straße – LKW-Zug > 17t	km	0,98
Elektrizität	kWh	0,401
Trinkwasser	t	0,128
Diesel	l	3,24
Maschinen	t	3666,67
PKW	km	0,21

1) Material

Für den Beton kommt ein CEM III/A zum Einsatz. Da vom Hersteller keine genauen Angaben zur Zusammensetzung vorliegen, wird für den Hüttensandanteil ein mittlerer Wert von 51% angenommen. Neben 275 kg/m³ Klinker (CEM I) werden 125 kg/m³ Flugasche und 1700 kg/m³ Zuschlagsstoffe (80% Kies, 20% Sand) sowie 190 kg/m³ Wasser hinzugefügt. Das ergibt einen Emissionsfaktor von etwa 134,6 kgCO₂e/m³. Es wird Mindestbewehrung eingelegt deren Masse insgesamt 30,6 t beträgt. Der Betonstahl wird aus Deutschland stammen und wurde aus 100% Stahlschrott im Elektrolichtbogenverfahren hergestellt.

Daraus folgen:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Beton	636 m ³ x 134,6 kgCO ₂ e/m ³	85,606
Betonstahl	30,6 t x 565 kgCO ₂ e/t	17,289
Gesamt		102,895

2) Transport des Materials

Für das Gesamtvolumen des Betons von 636 m³ sind bei einem Transportvolumen von ca. 8 m³ insgesamt etwa 80 Fahrten hin (voll) und zurück (leer) notwendig. Für das Betonwerk wird angenommen, dass es im Umkreis der Baustelle liegt und etwa 17 km von der Baustelle entfernt ist. Daraus ergeben sich $80 \times 17 \text{ km} \times 2 = 2.720 \text{ km}$. Die Entfernung von Zementwerk und Kiesabbaugebiet zum Betonwerk wird in dieser Schätzung vernachlässigt. Der Transport erfolgt mit einem starren Zug-LKW.

Es wird geschätzt, dass der Stahl zunächst aus einem Stahlproduktionswerk 300 km per LKW in einen Stahlverarbeitungsbetrieb transportiert wird und von dort aus die Lieferung auf die Baustelle über 225 km erfolgt. Die Lademenge zum Stahlverarbeitungsbetrieb kann voll ausgenutzt werden (25 t) während auf der Baustelle nur je 5 Körbe (8,5 t) angeliefert werden können. Daraus ergeben sich 2 Fahrten hin und zurück zum Stahlverarbeitungsbetrieb ($2 \times 300 \text{ km} \times 2 = 1.200 \text{ km}$) sowie 4 Fahrten hin und zurück auf die Baustelle ($4 \times 225 \text{ km} \times 2 = 1.800 \text{ km}$).

Es ergeben sich:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Transport Beton	2.720 km x 0,98 kgCO ₂ e/km	2,666
Transport Stahl	(1200 + 1800) km x 0,94 kgCO ₂ e/k	2,820
<u>Gesamt</u>		<u>5,486</u>

3) Emissionen durch Energie aus der Produktion

Die Dauer der Produktion beträgt im schlechtesten Fall 2 Wochen bzw. 10 AT. Pro Arbeitstag werden etwa 400 Liter Diesel benötigt. Die Baustelleneinrichtung ist mit einer Leistung von 28 kW angeschlossen, sodass sich ein Gesamtverbrauch von $28 \text{ kW} \times 8 \text{ h/AT} \times 10 \text{ AT} = 2.240 \text{ kWh}$ ergibt.

Es ergeben sich:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Diesel	4.000 l x 3,24 kgCO ₂ e/l	12,960
Elektrizität	2.240 kWh x 0,401 k kgCO ₂ e/kWh	0,898
<u>Gesamt</u>		<u>13,858</u>

4) Geräte- und Personaltransport

Es sind zwei Schwertransporte für die Geräte sowie weitere 4 Transporte für die Baustelleneinrichtung notwendig. Die Entfernung zum Bauhof beträgt 150 km.

Zusätzlich pendelt das Personal, bestehend auf 5 Personen, wöchentlich im eigenen PKW 200 km.

Es ergeben sich:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Schwertransporte	150 km x 2 x 12 x 0,94 kgCO ₂ e/km	3,384
Personal	5 x 200 km x 2 x 2 Wo x 0,21 kgCO ₂ e/km	0,840
<u>Gesamt</u>		<u>4,224</u>

5) Entsorgung

Bei einer in-situ Wichte von 19 kN/m³ beträgt die zu transportierende Masse des Bohrgutes etwa 1,231 t mit einem starren Zug-LKW. Es wird vereinfacht angenommen, dass es sich um nur eine Entsorgungsklasse handelt. Hierfür wird eine Fahrt zur Deponie fällig. Die Entfernung beträgt 50 km.

Es ergeben sich:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Transport Bohrgut	50 km x 2 x 0,94 kgCO ₂ e/km	0,094
<u>Gesamt</u>		<u>0,094</u>

6) Geräte

Annahme: Die Geräte werden 10 Jahre über 150 Tage im Jahr genutzt. Bei einer Dauer von zwei Wochen entfällt auf die Baustelle ein Anteil von 10 Tagen / (10 Jahre x 150 Tage) = 0,967 %.

Es ergeben sich:

Bezeichnung	Berechnung	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Maschinen	0,0067 x 145 t x 3666,67 kgCO ₂ e/t	3,544
<u>Gesamt</u>		<u>3,544</u>

Insgesamt folgen daraus:

Kategorie	CO ₂ e-Emissionen in tCO ₂ e
Material	102,895
Transport des Materials	5,486
Energie aus Produktion	13,858
Maschinen- und Personaltransport	4,224
Entsorgung	0,094
Geräte	3,544
<u>Gesamt</u>	<u>130,101</u>

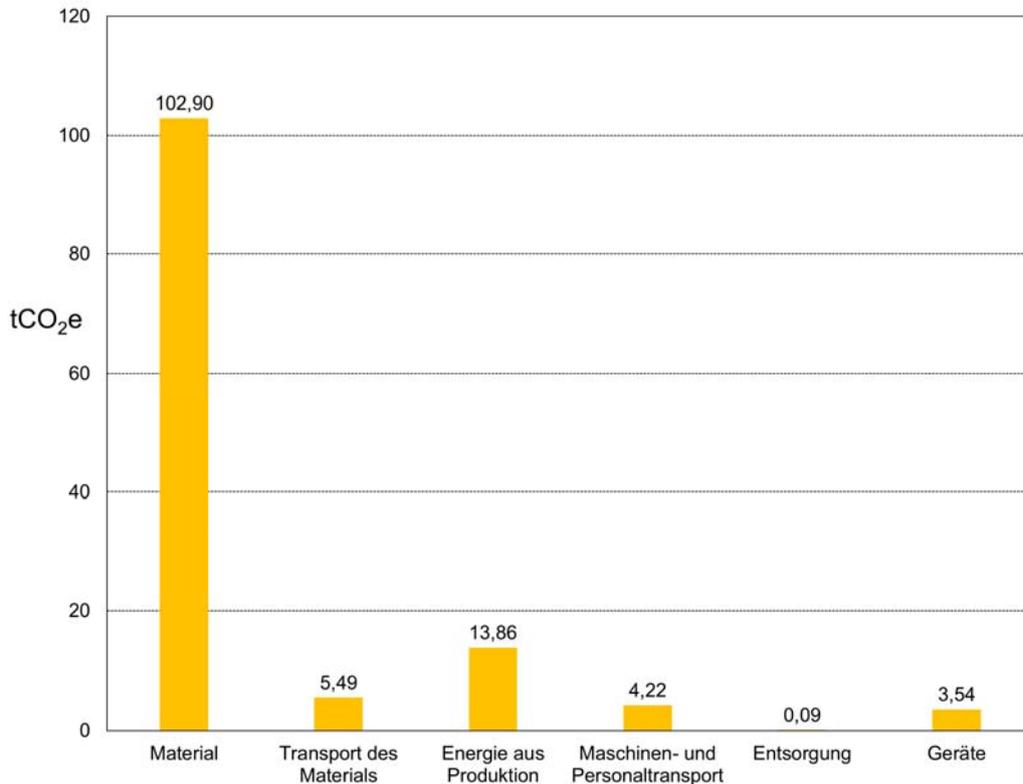


Bild 4: Emissionen nach Kategorien für ein fiktives Projekt mit Bohrpfählen in tCO₂e

Die Gesamtemissionen entsprechen in etwa den Emissionen von 1.000 Autofahrten von München nach Berlin oder den Emissionen durch Stromnutzung von 100 Haushalten im Jahr.

6 Schlussfolgerung

Eine Vergleichbarkeit von CO₂e-Bilanzierungen ist nur gegeben, wenn die Datenbasis in Form von Emissionsfaktoren harmonisiert, die berücksichtigten Entfernungen bekannt und die Systematik der Berechnung einheitlich ist. Im Idealfall werden Emissionsfaktoren vom Auftraggeber innerhalb eines Projektes für alle Bieter vorgegeben. Für einzelne Emissionsfaktoren ergibt es durchaus Sinn, national spezifische Werte zu definieren, um eine falsche Fokussierung zur Reduktion von CO₂e-Emissionen zu vermeiden. Hierzu gehören beispielsweise Emissionsfaktoren entsprechend des nationalen Strommixes oder für Transporte. Darüber hinaus sollten – jedoch in einem Projekt einheitlich – entsprechende Recyclingquoten wie beispielsweise von Betonstahl berücksichtigt werden. In jedem Fall muss demselben Bilanzierungsschema gefolgt werden – optimaler Weise dem von EFFC-DFI definierten Schema. Werden vom Auftraggeber keine einheitlichen Emissionsfaktoren vorgegeben, sollte im Sinne der Vergleichbarkeit nicht von den von EFFC-DFI definierten Emissionsfaktoren abgewichen werden.

Wird die Bilanzierung für die Ausführung fortgeschrieben mit dem Ziel, die tatsächlichen CO₂e-Emissionen möglichst genau zu ermitteln, sind, sofern vorhanden, Werte aus Umweltproduktdeklarationen und nationalen Datenbanken zu entnehmen.

Die dargestellten Beispiele zeigen, dass das größte Einsparpotenzial im Bereich der Materialien liegt. Es gilt also, den Klinker- und Stahlanteil soweit wie möglich zu reduzieren. Zweitgrößter Anteil an den CO₂e-Emissionen haben die Energieverbräuche auf der Baustelle. Durch den Einsatz alternativer Kraftstoffe wie hydrierte Pflanzenöle (HVO) oder eine Elektrifizierung kann die CO₂e-Bilanz deutlich gesenkt werden. Perspektivisch kann gegebenenfalls auch die Verwendung von Wasserstoff einen Beitrag leisten.

7 Literatur

- [1] Das Protokoll von Kyoto zum Rahmenübereinkommen der Vereinten Nationen über Klimaänderungen, 1997.
- [2] Treibhausgas-Emissionshandelsgesetz (TEHG) – Gesetz über den Handel mit Berechtigungen zur Emission von Treibhausgasen, BGBl. I S.3436/1475, 2021.
- [3] Richtlinie (EU) 2018/410 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 14. März 2018, 2018.
- [4] Brennstoffemissionshandelsgesetz (BEHG) – Gesetz über einen nationalen Zertifikatehandel für Brennstoffemissionen, BGBl. I S. 2728/2006, 2022.
- [5] Verordnung (EU) 2020/852 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 18. Juni 2020, 2020.
- [6] Richtlinie (EU) 2022/2464 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 14. Dezember 2022, 2022
- [7] DIN EN 15804:2012+A2:2019+AC:2021 – Nachhaltigkeit von Bauwerken – Umweltproduktdeklarationen – Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte
- [8] Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC, Genf, Schweiz, 2014.
- [9] Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien, Verein Deutscher Zementwerke e.V., 2020. Online verfügbar unter <https://www.vdz-online.de/dekarbonisierung>
- [10] EPD-VDZ-20220153-IAG1-DE, Verein Deutscher Zementwerke e.V., 2022. Online verfügbar unter <https://www.vdz-online.de/wissensportal/publikationen/umweltproduktdeklaration-epd-portlandzement-cem-i-nach-iso-14025-und-en-15804-a2>
- [11] Feralpi Stahl: Umwelterklärung 2022, ESF Elbe-Stahlwerke Feralpi GmbH, 2022. Online verfügbar unter <https://feralpi-stahl.com/sites/default/files/media/documents/2022-10/EMAS%20-%20Umweltdeklarationen%202022.pdf>
- [12] EFFC DFI Carbon Calculator Methodological & User Guide V2.2, EFFC, 2014. Online verfügbar unter <https://www.ffc.org/about-ffc/working-groups/carbon-calculator/>

Bemessungskonzept für nachhaltige Dichtwände aus hochverformbaren Dichtwandmassen

Dr. Karsten Beckhaus
BAUER Spezialtiefbau GmbH
Dr. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau
Dr. Frank Kleist
SKI GmbH + Co.KG
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Quarg-Vonscheidt
Hochschule Koblenz
David Alós Shepherd
Karlsruher Institut für Technologie

Abstract

Aktuell arbeitet eine gemeinsame 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) an Empfehlungen für ein neues Bemessungskonzept für nachhaltige Dichtwände aus „hochverformbaren Dichtwandmassen“. Der Fokus liegt im Wesentlichen auf einer höheren Ausnutzung des viskoelastischen und auch plastischen Verformungsvermögens zementgebundener Dichtwandbaustoffe geringer Festigkeit. Diese erlaubt eine geringeren erforderlichen Zementgehalt und bietet damit einen nachhaltigen Vorteil, da der äquivalente CO₂-Fußabdruck signifikant geringer ist. Im Vergleich zum klassischen Bemessungsverfahren soll eine geringere Festigkeit erlaubt werden. Diese soll so hoch sein, dass sie die Erosionssicherheit gewährleistet, mit einem möglichst geringen Verformungsmodul aber gleichzeitig Verformung erlaubt, ohne dass die zulässigen Druck- und Zugspannungen überschritten werden und dann Risse entstehen. Im Beitrag wird vorgestellt, wie dieses hohe Verformungsvermögen in der Bemessung angewendet werden kann und damit wirtschaftlichere und ressourcenschonendere Dichtwände geplant werden können.

1 Motivation und Anwendungsbereich

In Vorbereitung auf die Auswirkungen von Klimaveränderungen sind insbesondere Betreiber von Stauhaltungsbauwerken in der Pflicht, vorsorgliche Maßnahmen an bestehenden Anlagen in Angriff zu nehmen oder auch neue Anlagen nach dem heutigen Stand der Technik zu planen.

In der Wasserwirtschaft werden folglich auch an die vertikalen Damm-, Deich- und Untergrundabdichtungen (im Folgenden: „Dichtwände“) sehr hohe Anforderungen gestellt; vor allem an deren Dichtigkeit über die gesamte Nutzungsdauer der wasserbaulichen Anlage unter den gegebenen und zukünftig zu erwartenden Einwirkungen.

Im Rahmen der Planung einer Erhaltungs-, Ertüchtigungs- oder Neubaumaßnahme sind unter anderem die baustofftechnischen Eigenschaften der Dichtwandmassen festzulegen. Werden als vertikale Dichtungselemente hydraulisch gebundene Dichtwandmassen eingesetzt, wie sie etwa im Merkblatt DWA-M 512-1 „Dichtungssysteme im Wasserbau, Erdbauwerke“ als

selbsterhärtende Suspension beschrieben sind, sind damit auch spezifische technische Abhängigkeiten der Verformungseigenschaften und der hydraulischen Parameter von der baustofflichen Zusammensetzung verbunden. Nach derzeitigen Erfahrungen fließt das viskoelastische und sogar ausgeprägt plastische Verformungsvermögen von hydraulischen Dichtwandmassen niedriger Festigkeit nicht ausreichend in die Bewertung ein, sondern wird neben der Anforderung an eine maximale Wasserdurchlässigkeit oft zusätzlich nur eine Mindestfestigkeit zur Sicherstellung eines ausreichenden Erosionswiderstands gefordert. Die „vertragliche“ Forderung einer Mindestfestigkeit führt in der Konsequenz – nach Zugabe eines Vorhaltemaßes in der Ausführung – aber zu einer für den eigentlichen Zweck zu hohen Festigkeit und damit auch zu einem weniger duktilen Bauteilverhalten. Für die o.g. prinzipiell erforderliche Dichtigkeit – unter den üblichen Nutzungsbedingungen – muss aber die Dichtwandmasse gerade auch hochverformbar sein.

Die Herausforderung wurde darin erkannt, objektive Kriterien für hochverformbare Dichtwandmassen zu etablieren, die schon in der Planungsphase und Ausschreibung definiert werden.

Die Lösungsstrategie kann zumindest teilweise anhand eines Praxisbeispiels aus Bayern erarbeitet werden. Am Sylvensteinspeicher (zuständiges Wasserwirtschaftsamt Weilheim) waren Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich, für die u.a. eine tiefe Dichtwand erstellt wurde. Im Zuge der Ausschreibung und Festlegung der Qualitätskriterien wurde neben anderen Kenngrößen kein Mindestwert, sondern ein „Zielwert“ für die einaxiale Druckfestigkeit der Dichtwandmasse festgelegt. Gleichzeitig wurden für die wesentlichen Eigenschaften Durchlässigkeit und Verformbarkeit direkte Prüfkriterien definiert.

Die Relevanz der baustofflichen Parameter auf die Funktion der geplanten Dichtwand muss präzisiert werden. Entsprechend muss eine hohe Verformbarkeit einer Dichtwandmasse in der Bemessung von Dichtwänden berücksichtigt werden. Darüber hinaus sollte im Rahmen einer gesamtgesellschaftlichen Verantwortung auch der Einfluss solcher hochverformbaren Dichtwandmassen auf die bauliche Nachhaltigkeit im Sinne des Klimaschutzes aufgezeigt werden. Konkret sind durch eine Reduzierung des Zementgehalts (bei im Mittel geringerer Festigkeitsanforderung) Einsparungen bei der Emission von Treibhausgasen fast in gleicher Größenordnung zu erwarten.

Die Lösung wird in einer Formulierung von konkreten Bemessungsregeln und Empfehlungen für die Planung und Ausführung gesehen, die im Wesentlichen auf die Baustofftechnologie und deren Bedeutung für die Robustheit bzw. Resilienz von Dichtwänden und damit für die effektive Dauerhaftigkeit von Wasserbauwerken aufbauen. Dafür hat die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA) mit der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) eine gemeinsame Arbeitsgruppe „Hochverformbare Dichtwandmassen“ (Nr.: WW 6.6) eingerichtet, die sich im gleichen Rahmen der möglichen zu verbessernden Nachhaltigkeit in der Wasserwirtschaft durch einen ressourcenschonenderen Einsatz von hydraulischen Bindemitteln annimmt. Die neuen Empfehlungen werden sich auf zementgebundene Dichtwandmassen unterschiedlicher Zusammensetzung beziehen und sind als Ergänzung zum bestehenden Merkblatt DWA-M 512-1 zu verstehen. Der Stand der Bearbeitung wird hier in wesentlichen Punkten vorgestellt und die Autoren als Mitglieder der Arbeitsgruppe freuen sich auf eine fachtechnische Diskussion, Kritik und Anregungen.

2 Hinweise zur Bemessung

2.1 Anforderungen an Dichtungselemente

Innen- und Untergrundabdichtungen in Erdbauwerken müssen verschiedene Anforderungen erfüllen:

Durchlässigkeit: Das Dichtungselement muss die Abdichtungsanforderungen an das Bauwerk erfüllen. Hier ist die Permittivität des Dichtungselements der maßgebliche Parameter. Beispielsweise kann eine 1,0 m dicke Schlitzwand bei gleicher Permittivität eine höhere Durchlässigkeit aufweisen als eine 0,1 m dünne Schmalwand.

Erosionsstabilität: Die Erosionsstabilität bestimmt die Dauerhaftigkeit. Hier spielt der Feststoffgehalt der Dichtwandmasse und die erreichte Endfestigkeit die wesentliche Rolle zur Beurteilung. Bei feststoffreichen Dichtwandmassen (Dichte $\rho > 1,2 \text{ t/m}^3$) reicht oft eine Festigkeit von $q_u > 0,3 \text{ MN/m}^2$ zur Erzielung eines dauerhaft erosionsstabilen Dichtungselements bei hohen hydraulischen Gradienten von bis zu $i = 100$ (s. DWA-M 512-1).

Festigkeit: Häufig wird an die Dichtwandmasse eine Festigkeitsanforderung gestellt, die irrtümlich darauf beruht, dass dem Dichtungselement eine Tragfunktion im Erdbauwerk oder Untergrund zugeordnet wird, die tatsächlich nicht vom Dichtungselement übernommen wird oder werden muss. Betrachtet man einen Erddamm oder einen Deich wird man feststellen, dass– außer im Fall von statisch wirksamen Dichtungen – eine schadhafte „Mitverformung“ des Dichtungselementes mit den Verformungen des Erdbauwerks gewünscht ist und große konstruktive Vorteile mit sich bringen kann.

Steifigkeit: Sind die Verformungen im abzudichtenden Erdbauwerk erheblich, werden durch steife Bauteile „Spannungen angezogen“. Im Bereich von kritischen Verformungspunkten kommt es dann sehr schnell zu einer Überschreitung der zulässigen Festigkeiten des Dichtungselements. Solche kritischen Verformungspunkte können beispielsweise an Felseinbindungen liegen. Bei der Planung von Dichtungselementen ist es also Ziel, geringe Steifigkeiten des Dichtungselements zu erzeugen.

Steifigkeit und Festigkeit einer Dichtwandmasse sind i.d.R. fast proportional korreliert, so dass es beim Entwurf des Dichtungselements zu einem Zielkonflikt kommen kann, wenn zu hohe Festigkeitsanforderungen die Steifigkeit des Bauteils ebenfalls nach oben treiben. Gewünscht ist ein flexibles Dichtungselement, das die auftretenden Verformungen schadlos aufnehmen kann, ohne dabei die geforderte dauerhafte Dichtwirkung zu verlieren.

Das *hochverformbare* Dichtungselement übernimmt planmäßig keine Tragwirkung, verformt sich mit seiner Umgebung und darf dabei die geforderte Dichtwirkung nicht verlieren.

2.2 „Klassisches“ Bemessungsverfahren

Verformungen in Dichtungselementen im Wasserbau können planmäßig aus Setzungen des umgebenden Baugrunds oder Dammkörpers sowie aus betrieblichen Beanspruchungen (Stauspiegelveränderungen, Verkehrs- und Nutzlasten) entstehen. Daraus ergeben sich Beanspruchungen, die Bemessungsgrundlage für die Planung hochverformbarer Dichtungselemente sind.

In vielen Fällen können die o.g. Beanspruchungen planmäßig durch das elastische Verformungsvermögen der Dichtwandmasse aufgenommen werden. Für statische Nachweise

wird im Allgemeinen der in DIN 18136 beschriebene „Modul des einaxialen Druckversuchs“ (E_u) herangezogen, entsprechende der Wendepunkt tangente im Druckspannungs-Stauchungsdiagramm, Bild 1.

Wegen der weitgehend proportionalen Abhängigkeit von Spannungen und Stauchungen im elastischen Bereich ($E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon$) steigt mit der aufgezwungenen Verformung gleichermaßen die resultierende Druckspannung, die bei entsprechend begrenzter Stauchung deutlich unterhalb der Druckfestigkeit bleibt.

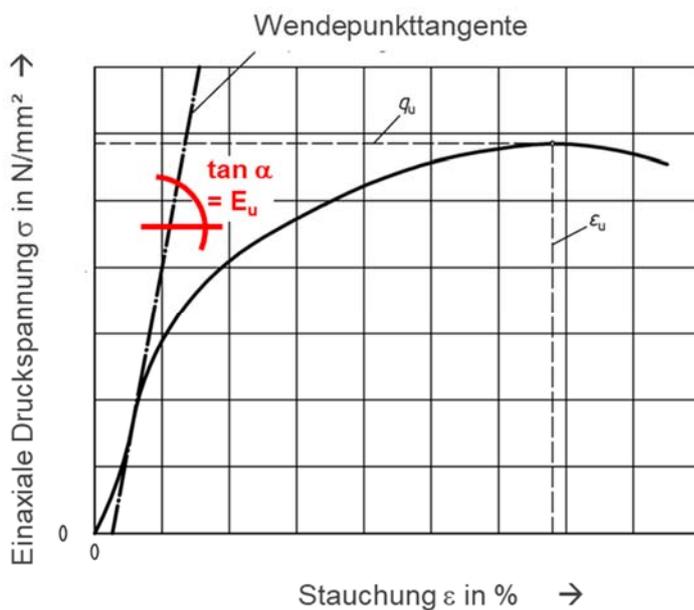


Bild 1: Spannungs-Stauchungsdiagramm (qualitativ) mit dem durch die Steigung der Wendepunkt tangente definierten Verformungsmodul E_u für ein ideal-elastisches Baustoffverhalten

Eine Biegebeanspruchung ist i.d.R. nur durch eine „Überdrückung“ von sonst resultierenden Biegezugspannungen nachweisbar. Bei differenzierten Nachweisen mit Hauptzugspannungen können in Anlehnung an DIN 4093:2015 (s. Bild 1 aus DIN 4093:2015, Abschnitt 4.4.4 (3)) vereinfachend Zugspannungen bis zu 5% der dem Entwurf zugrunde gelegten charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{m,k}$ zugelassen werden, ohne eine Rissbildung annehmen zu müssen. Bei höheren Zugspannungen ist sinngemäß anzunehmen, dass die Wand aufreißen kann. In diesem Fall wird empfohlen, den Nachweis der hydraulischen und mechanischen Funktionstüchtigkeit am ungerissenen Restquerschnitt zu führen.

2.3 Bemessungskonzept für hochverformbare Dichtwände

2.3.1 Abgrenzung zum klassischen Bemessungsverfahren

Die wesentlichen Einwirkungen auf Dichtwände sind Verformungen aus dem System Dichtelement und umgebender Baugrund, Dammmaterial oder Bauwerk. Grundlage der Bemessung ist eine Berechnung der Spannungen und Verformungen im Bauwerk, ggf. mit entsprechenden Tragwiderstandsbedingungen nach DIN 19700. Deren Ergebnisse sind die Eingangswerte für die Bemessung der Dichtwand und zeigen die Integrität der gesamten Konstruktion. Aufgrund der häufig komplexen Randbedingungen an Dämmen und Deichen bieten sich Berechnungen nach der Finite Element Method (FEM) an.

Aus den Verformungen werden Beanspruchungen als Spannungen oder Spannungsänderungen in der Dichtwand induziert, die bei einer elastischen Betrachtung direkt mit der Steifigkeit der Dichtwand korrelieren. Um die Spannungsänderungen aus Verformungen möglichst gering zu halten, soll die Dichtwand in der Regel eine möglichst geringe Steifigkeit aufweisen und damit die Verformungen des Gesamtsystems nicht wesentlich beeinflussen.

Gegenüber dem klassischen Bemessungsverfahren unter Berücksichtigung ausschließlich elastischer Verformungen (s. Bild 1) wird zur Berücksichtigung der Eigenschaften hochverformbarer Dichtungselemente die Duktilität über den oben genannten elastischen Bereich hinaus planmäßig genutzt.

Als wesentliche Bemessungsgröße wird dafür ein reduzierter Verformungsmodul E_u^* eingeführt: zur Ermittlung von E_u^* eignet sich der verformungsgesteuerte einaxiale Druckversuch in Anlehnung an DIN 18136. Die Verformungsgeschwindigkeit bei der Versuchsdurchführung sollte in Abhängigkeit der Wasserdurchlässigkeit des Materials gewählt werden und abweichend von DIN 18136 einen Wert von 0,1% der Probenanfangshöhe in der Minute grundsätzlich nicht überschreiten. Der Verformungsmodul ergibt sich aus dem Tangens der Sekante zwischen dem Nullpunkt der im elastischen Bereich gebildeten Wendepunkt-Tangente (zur Bestimmung von E_u) und dem Hochpunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve (bei q_u , s. Bild 2).

2.3.2 Baustofftechnische Charakterisierung hochverformbarer Dichtwandmassen

Hochverformbare Dichtwandmassen zeichnen sich gegenüber spröderen Baustoffen durch ihr ausgeprägtes plastisches Verformungsvermögen aus. Damit die Materialsteifigkeit dieser hochverformbaren Baustoffe bei der Berechnung realitätsnah erfasst werden kann, darf sich die der Materialsteifigkeit, abweichend von den konventionellen Berechnungs- und Bemessungsverfahren, nicht auf die Betrachtung eines linear-elastischen Bereichs beschränken. Das plastische Spannungs-Stauchungsverhalten ist bei dem Bemessungskonzept Hochverformbarer Dichtwandmassen miteinzubeziehen. Durch eine Reduzierung des Verformungsmoduls von E_u auf E_u^* , infolge zugelassener Plastifizierung des Dichtungselements, werden Spannungen im Material bei aufgeprägter Verformung verringert.

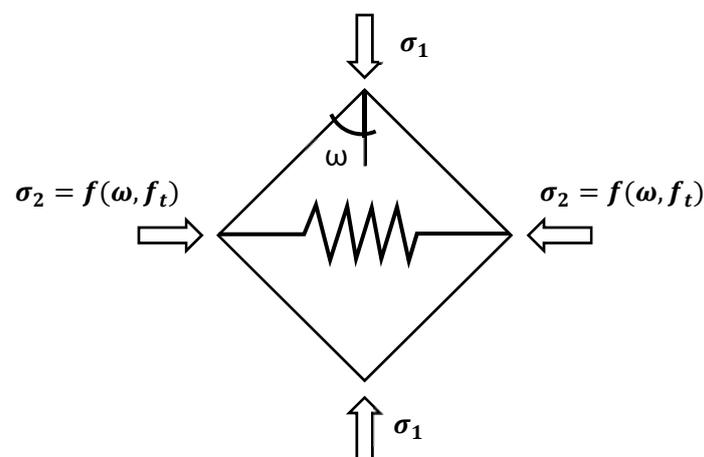


Bild 2: Element des Modells der inneren Struktur

Die in Bild 2 dargestellten Größen und Parameter seien:

σ_1 bzw. $\sigma_{2/3}$	Hauptspannungen	[Pa]
ω	Winkel der inneren Struktur	[°]
f_t	Innere Zugfestigkeit des Materials	[Pa]

Das Last-Verformungsverhalten wird im Folgenden über das „Modell der inneren Struktur“ (vgl. Bild 2) für einen druckbeanspruchten Körper beschrieben. Das Modell ermöglicht über die Definition der beiden Parameter ‚Winkel der inneren Struktur‘ und ‚Innere Zugfestigkeit‘ das Hauptspannungsverhältnis in einem zementgebundenen Material zu beschreiben. Die innere Zugfestigkeit beschreibt hierbei den kohäsiven Widerstand des Gefüges, der Winkel der inneren Struktur gibt an, in welchem Maße eine Kraft im Material weitergeleitet wird. In einem ideal strukturierten Material erfolgt die Kraftweiterleitung ausschließlich in Belastungsrichtung ($\omega = 0$). Bei einer Abweichung von dieser idealen Kraftweiterleitung ist der Winkel der inneren Struktur ungleich Null und es entstehen Zugspannungen. Das Zusammenwirken von innerer Struktur und kohäsivem Widerstand und die daraus entstehenden kritischen Hauptspannungsverhältnisse sind am Beispiel von Asphalt dichtungen in [Tynior et al., 2020] beschrieben.

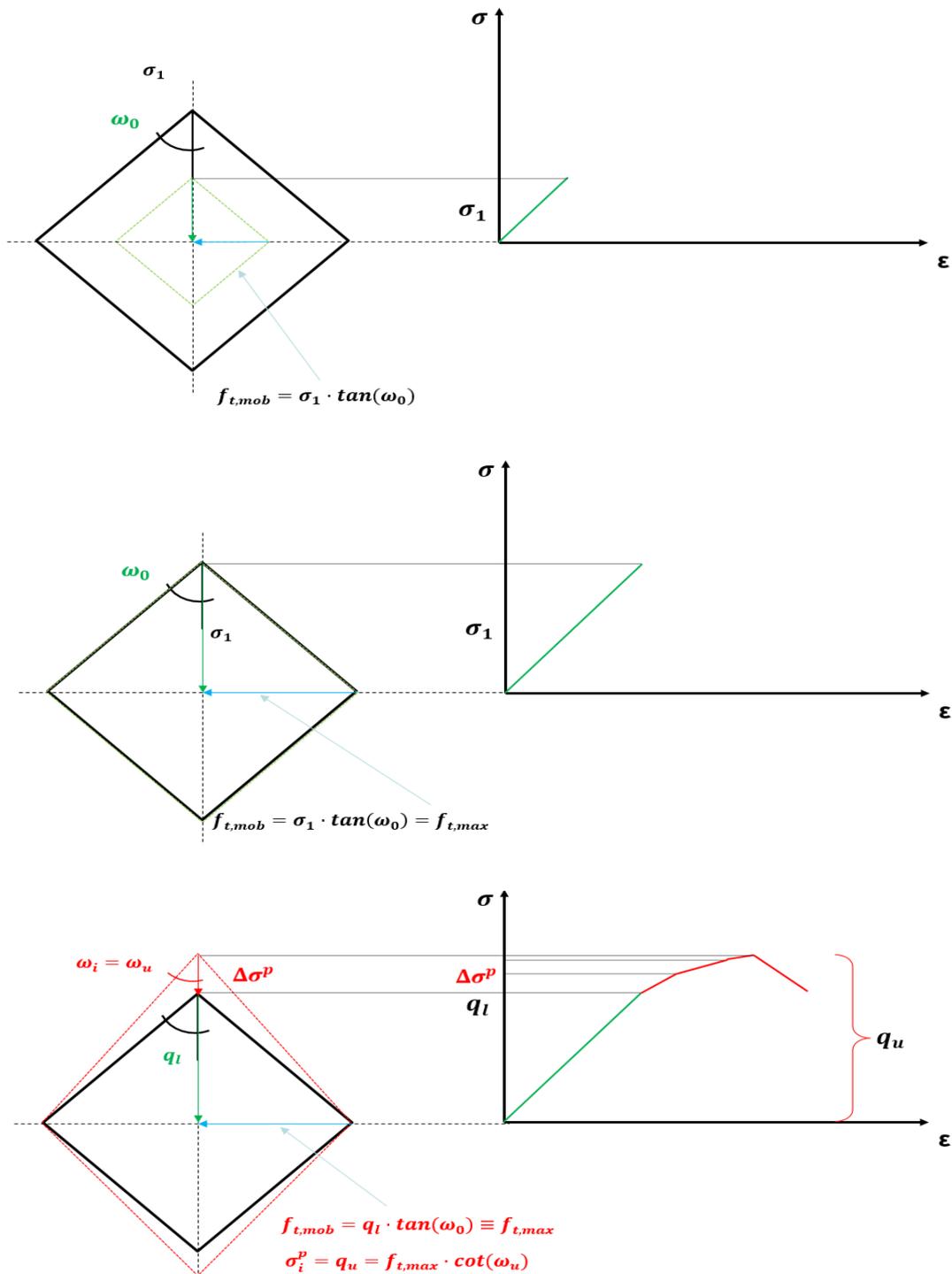


Bild 3: Last-Stauchungsverhalten im Modell der inneren Struktur

Für das in Bild 3 gezeigte Modell wird unterstellt, dass eine Zugspannung durch lastinduzierte Verformung mobilisiert wird (oben) und am Ende des elastischen Verformungsbereichs ihren Maximalwert, also die Zugfestigkeit erreicht (Mitte). Der elastische Bereich ist dadurch gekennzeichnet, dass der Winkel der inneren Struktur bei Verformung konstant bleibt. Mit darüberhinausgehender Verformung verändert sich der Winkel bei gleichbleibender Zugspannung, was insgesamt zu einer erhöhten Belastbarkeit der inneren Struktur führt (unten).

Ein plastisches Materialverhalten lässt sich also auf ein entsprechend großes Potenzial der Strukturänderung zurückführen und durch die Materialparameter ω_0 und ω_u beschreiben. Spröde Materialien besitzen i. A. kein nennenswertes Änderungspotenzial, die innere Struktur wird, wie z. B. bei Betonen, von einer steifen Zementmatrix bestimmt. Nach vollständiger Mobilisierung der inneren Zugfestigkeit ist keine weitere Lastaufbringung ($\omega_u = \omega_0$) möglich, der Probekörper versagt damit spontan und ohne weitere Vorankündigung. Hierbei wird die innere Energie, welche in der elastischen Mobilisierung der Zugfestigkeit als potentielle Energie gespeichert ist, schlagartig als kinetische Energie freigesetzt. Hat das untersuchte Material hingegen ein entsprechendes Änderungspotential (wie eine hochverformbare Dichtwandmasse), orientiert sich die Lastweiterleitung im Material zunehmend in Belastungsrichtung und erhöht die Belastbarkeit der inneren Struktur des Materials. Bei zusätzlicher Lastaufbringung über ω_u hinaus wird die Zugfestigkeit überschritten und es kommt zu einem instabilen Risswachstum.

Für die Ausnutzung eines plastischen Übergangsbereiches bei hochverformbaren Dichtwandmassen muss sichergestellt sein, dass die Dichtwirkung erhalten bleibt. Dafür darf es nach dem oben gezeigten Modell der inneren Struktur nicht zu einer Überschreitung der „inneren Zugfestigkeit“ kommen, die wiederum bis zum Erreichen der Druckfestigkeit q_u nicht überschritten wird.

2.3.3 Festlegungen für die Druckfestigkeit und die Steifigkeit der Dichtwandmasse

Ziel des vorgeschlagenen Bemessungskonzepts ist es, die Materialanforderungen für eine Dichtwand festzulegen. Aus der Bemessung des Gesamtbauwerks ergeben sich Verformungen, die die Verformung der Dichtwand vorgeben (siehe 2.1), und für die Funktionstüchtigkeit der Dichtwand ist der maximale Dehnungszustand in der Wand maßgebend. Dieses charakteristische Verformungsbild kann beispielsweise mit der Finiten-Element-Methode (FEM) berechnet werden.

Der für die Bemessung zu verwendende charakteristische Wert der Dehnung $\varepsilon_{k,DWM}$ ist die maximale Dehnung (ggf. Zug und Druck) aus allen untersuchten Lastfällen. Weiterer Eingangswert ist die Zieldruckfestigkeit des Dichtwandbaustoffs. Die Basis für die Festlegung ist die erforderliche Mindestdruckfestigkeit q_{erf} der Dichtwand, die sich unabhängig von der mechanischen Beanspruchung in der Regel aus geohydraulischen Anforderungen (z.B. Erosion) ergibt. Das zu wählende Vorhaltemaß V zur Ermittlung der Zieldruckfestigkeit ist über die zu erwartenden Streuungen baustoffabhängig. Für eine Ersteinschätzung soll das Vorhaltemaß zu 50% von q_{erf} , jedoch mindestens zu 0,2 MPa gewählt werden können:

$$q_{ziel} = \max [1,5 q_{erf}, q_{erf} + 0,2] \quad (1)$$

Für die weitere Bemessung wird aus dem Quotienten von q_{ziel} und $\varepsilon_{k,DWM}$ ein Verformungsmodul $E_{u,oben}^*$ errechnet, der damit die obere Grenze der verträglichen Steifigkeit des Dichtwandbaustoffs markiert.

$$E_{u,oben}^* = q_{ziel} / \varepsilon_{k,DWM} \quad (2)$$

Die Dichtwand ist entsprechend mit folgenden charakteristischen Werten zu planen:

$$q_k \geq q_{erf} \quad (3)$$

$$E_{u,k}^* \leq E_{u,oben}^* \quad (4)$$

2.3.4 Spannungsnachweis

Für die oben genannte Bemessung des Gesamtbauwerks ist für Dichtwand selber eine „angemessene“ Verformbarkeit der Dichtwand anzunehmen, definiert durch den charakteristischen Verformungsmodul $E_{u,k}$. Damit ergeben sich charakteristische Spannungen $\sigma_{k,DWM}$, die nachzuweisen sind.

Die charakteristische Spannung $\sigma_{k,DWM}$ ist mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_G auf den Bemessungswert $\sigma_{d,DWM}$ zu erhöhen.

$$\sigma_{d,DWM} = \gamma_G \times \sigma_{k,DWM}. \quad (5)$$

mit $\gamma_G =$ Teilsicherheitsbeiwert auf Beanspruchungen = 1,35 (BS-P), vgl. Tab. A 2.1, DIN 1054.

Falls in der gewählten Konstruktion zusätzlich (kleinere) Zugdehnungen auftreten, wird vorgeschlagen, die Verträglichkeit in Anlehnung an DIN 4093 nachzuweisen. Abgeleitet von der Druckfestigkeit $q_{ud,DWM}$ soll in dem Fall folgende Zugfestigkeit als Widerstand des Materials angesetzt werden:

$$f_{t,d,DWM} \leq 0,05 \times q_{ud,DWM} \quad (6)$$

mit $q_{ud,DWM} = q_{erf}$

In einem nachlaufenden Bemessungsschritt ist der maßgebende Querschnitt wie folgt nachzuweisen:

$$\sigma_{d,DWM} \leq q_{ud,DWM} \quad (7) \text{ für Druckspannungen}$$

$$\sigma_{d,DWM} \leq f_{t,d,DWM} \quad (8) \text{ für Zugspannungen}$$

Eine lokale Überschreitung der Zugfestigkeit oder Druckfestigkeit in der Dichtwand sollte nach Auffassung der Arbeitsgruppe zugelassen werden können, wenn der Spannungsnachweis und die geohydraulische Sicherheit für 80% des Dichtquerschnitts erfüllt ist.

3 Hochverformbare Dichtwandmassen

3.1 Allgemeines

Die folgenden Dichtwandmassen können bei entsprechender Zusammensetzung eine hohe Verformbarkeit, d.h. wesentliche nutzbare plastische Verformungsanteile über den elastischen Bereich hinaus, erreichen. Sie können in überschnittenen Bohrpfahlwänden, Schlitzwänden und auch in Wänden aus sich übergreifenden Bodenmischelementen eingesetzt werden. Diese Bauarten sind in den Ausführungsnormen DIN EN 1536, DIN EN 1538 und DIN EN 14679 geregelt.

- (1) Dichtwandmasse aus selbsterhärtender Suspension, im Anwendungsbereich von Schlitzwänden auch als „Einphasendichtwandmasse“ bekannt.
- (2) Dichtwandmasse aus plastischem Beton, im Sprachgebrauch auch „Plastic Concrete“ oder „Tonbeton“ bekannt.
- (3) Dichtwandmasse aus tiefreichender Bodenvermörtelung, auch im Nass- oder Trockenmischverfahren hergestellter „Bodenmörtel“.

Welche Art Dichtwandmasse für ein konkretes Projekt zum Einsatz kommt, hängt wesentlich auch von der zum Einsatz kommenden Bauart zusammen. Sehr tiefe Dichtwände erfordern z.B. ein Zweiphasenverfahren, so dass aus obiger Auswahl nur eine Dichtwandmasse aus plastischem Beton in Frage kommt.

Für alle o.g. Baustoffe werden für den Anwendungsbereich als hochverformbare Dichtwandmassen Zielfestigkeiten im folgenden Bereich und mit einer maximalen Durchlässigkeit vorgeschlagen, die abhängig von verfügbaren Baustoffen und anderen Randbedingungen projektspezifisch zu überprüfen bzw. anzupassen sind:

- $q_u = 0,5$ bis $2,5$ MPa
- $k \leq 10^{-8}$ m/s

3.2 Dichtwandmasse aus selbsterhärtender Suspension

Bei Dichtwandmassen aus selbsterhärtender Suspension, im Anwendungsbereich von Schlitzwänden auch als „Einphasendichtwandmasse (EDW)“ bekannt, dienen als Stützflüssigkeit während des Aushubs und bilden, zusammen mit Feinanteilen aus dem natürlichen Boden, das endgültige erhärtete Dichtwandbaustoff. Hierdurch ist das Verarbeitungsfenster wie auch die Dichtwandtiefe begrenzt.

Bei einer EDW-Masse handelt es sich um eine Suspension, die Zement, Wasser und zusätzliche Stoffe (z.B. Bentonit oder anderes Tonmineral) als Stabilisator enthält. Zudem können ebenfalls weitere Zusatzstoffe und Zusatzmittel enthalten sein. Gesteinskörnungen werden in der Regel nicht zugegeben. Häufig werden auch Fertigtrockenmischungen verwendet, die herstellerseitig im Werk gemischt werden auf der Baustelle nur noch mit Wasser angemischt werden müssen.

3.3 Dichtwandmasse aus plastischem Beton (Plastic Concrete)

Dichtwandmassen aus plastischem Beton (auch Plastic Concrete oder Tonbeton genannt) werden üblicherweise in einem Betonmischwerk hergestellt und im Zwei-Phasen-Verfahren bzw. Kontraktorverfahren in einem zuvor ausgehobenen Schlitz eingebaut.

Plastic Concrete besteht hierbei aus Zement, Wasser und Bentonit (analog einer EDW-Masse) und einem hohen Anteil an Gesteinskörnung (Sand und Feinkies). Zusatzmittel sowie Zusatzstoffe können ebenfalls zugegeben werden. Aufgrund der Zusammensetzung ähnelt Plastic Concrete am ehesten einem Normalbeton nach EN 206, besitzt aber einen deutlich höheren w/z-Wert sowie niedrigere Zementgehalte.

Die Betonrezeptur wird hierbei an die Anforderungen an Festigkeit, Verformbarkeit und Dichtigkeit angepasst und im Rahmen der Erstprüfung überprüft. Durch den kontrollierten Einbau im Zwei-Phasen-Verfahren (Kontraktorverfahren) werden die mechanischen Eigenschaften der erhärteten Dichtwandmasse im Wesentlichen durch die Betonrezeptur bestimmt.

Weitere Informationen zu den Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie zum Mischungsentwurf von Plastic Concrete können [Alós Shepherd et al, 2020] entnommen werden.

3.4 Dichtwandmasse aus tiefreichender Bodenvermörtelung

Dichtwandmasse aus tiefreichender Bodenvermörtelung entsteht durch das mechanische Zerlegen durch rotierende Mischwerkzeuge und das Vermischen mit Zementsuspension oder Zement, ohne die Stützung des seitlich anstehenden Bodens aufzuheben. Diese Dichtwandmasse kann aufgrund ihrer Zusammensetzung vereinfacht auch als Bodenmörtel bezeichnet werden.

Zur Steuerung der Eigenschaften im frischen und erhärteten Zustand können Bentonit oder anderes Tonmineral, weitere Zusatzstoffe und (chemische) Zusatzmittel zugegeben werden. Die Art und Menge des verbleibenden Bodens sowie auch dessen natürlicher Wassergehalt bestimmen die mechanischen Eigenschaften der erhärteten Dichtwandmasse wesentlich mit.

Bodenmörtel als Dichtwandmasse kann bzgl. seiner technischen Eigenschaften zwischen EDW und Plastic Concrete eingeordnet werden. Ist der eingemischte natürliche Boden z.B. ein Kiessand, sind Eigenschaften nahe am Plastic Concrete zu erreichen. Je feinkörniger der eingemischte Boden, desto näher sind die erzielbaren Eigenschaften an denen einer EDW.

4 Nachhaltigkeit

Die Nachhaltigkeit von Bauwerken und verwendeten Bauprodukten steht mehr und mehr im Fokus, spätestens seitdem die Weltgemeinschaft 2015 die Agenda 2030 verabschiedet hat. Die 17 Ziele für nachhaltige Entwicklung sind politische Zielsetzungen der Vereinten Nationen, die weltweit der Sicherung einer nachhaltigen Entwicklung auf ökonomischer, sozialer sowie ökologischer Ebene dienen sollen [Nachhaltigkeitspolitik der Bundesrepublik Deutschland]. Per Definition ist die Nachhaltigkeit damit nicht auf den Klimaschutz oder den Schutz natürlicher Ressourcen beschränkt.

In Bezug auf dieses Merkblatt und die Erstellung von Dichtwänden aus hochverformbaren Dichtwandbaustoffen soll aber im Fokus stehen, die Belastung für die Umwelt durch Auswahl der Ausgangsstoffe und die Mischungszusammensetzung so weit zu reduzieren, wie es technisch möglich ist, um die Funktion der Dichtwand zu gewährleisten. Das in Abschnitt 2.3 vorgeschlagene Konzept für die Bemessung hochverformbarer Dichtwände führt gegenüber der „klassischen Bemessung“ insbesondere zu einer Reduzierung des Zementgehalts und damit in Summe zu einer Reduzierung der Emission klimaschädlicher Gase für die Erfüllung der gestellten Bauaufgabe.

Durch die Verwendung des Bodens als Baustoff im „Bodenmörtel“ wird neben der Reduktion des Zementgehalts darüber hinaus das Potenzial der Reduktion der Transporte genutzt, u.a. für die Abfuhr von Aushub und die Anlieferung von Zement. Eine besondere Herausforderung stellt die im Vergleich zu werksmäßig hergestellten Dichtwandbaustoffen größere zu erwartende Streuung der Materialeigenschaften von Bodenmischmörtel dar. Um nicht neu in den Zielkonflikt einer geringen erforderlichen Festigkeit für eine hohe Verformbarkeit zu geraten, muss die Qualitätssicherung projektspezifisch angenähert werden.

Der relevante ökologische Fußabdruck, der für die Planung, die Erstellung und den Erhalt einer Dichtwand entsteht, kann berechnet werden. Um die Reduzierung der Umweltbelastung durch Verwendung und Ausnutzung eines hochverformbaren Dichtwandbaustoffs in Zahlen sichtbar zu machen, können sich Vergleichsberechnungen auf die Bauphase beschränken. Und wenn sonst keine wesentlichen Änderungen in der Zusammensetzung des Dichtwandbaustoffs oder im Bauablauf zu erwarten sind, reicht für die Beurteilung des Effekts zu wissen, um welchen Anteil der Zement reduziert ist.

Bild 4 zeigt beispielhaft das Ergebnis einer Vergleichsberechnung für die Herstellung einer Zwei-Phasen-Dichtwand von 1 km Länge, bei 100 cm Dicke und einer Tiefe von 100 m. Variiert wurde lediglich die Mischungszusammensetzung der Dichtwandbetone (Plastic Concrete PC 1 und PC 2) zur Erzielung einer unterschiedlichen Festigkeit. Wenn der Zementgehalt von 200 auf 100 kg/m³, also um 50 % reduziert werden kann, wird in Summe eine Reduzierung der

Emission von CO_{2eq} um rund 25 % erreicht. Die Zielfestigkeit wird ebenfalls reduziert, rechnerisch von ca. 3 MPa auf ca. 1 MPa (Bauer).

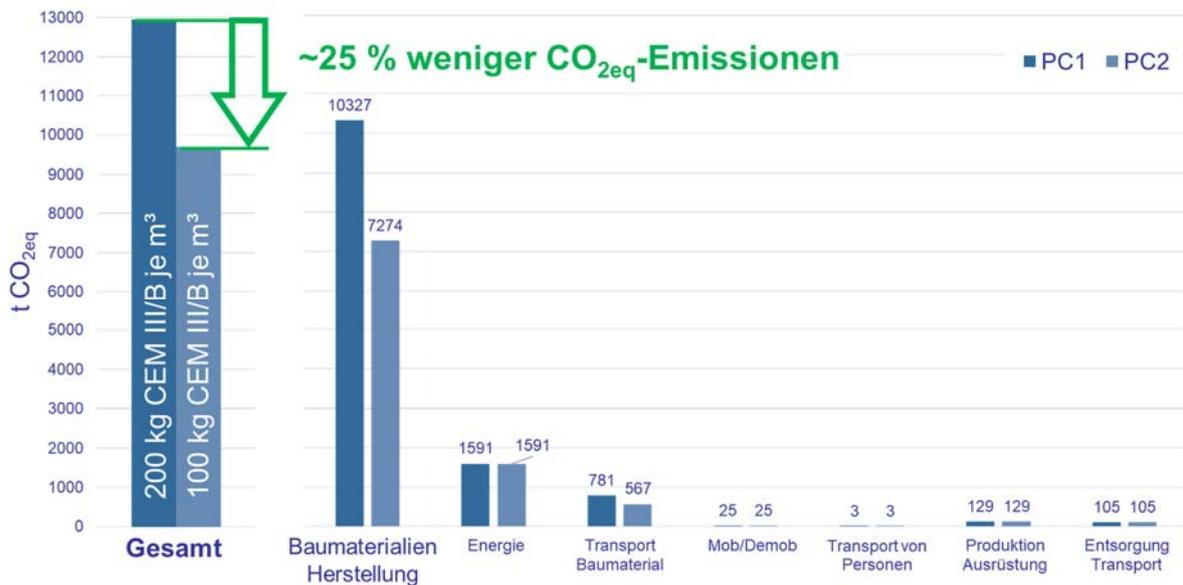


Bild 4: Ergebnis einer Vergleichsberechnung der äquivalenten CO₂-Emissionen für eine tiefe Dichtwand (Berechnung mit dem EFFC Carbon Calculator durch Fa. Bauer)

Referenzen

- DWA Merkblatt 512-1 (2012): Dichtungselemente im Wasserbau, Teil 1 Erdbauwerke, Hennef.
- DIN 18136:2003-11: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Einaxialer Druckversuch.
- DIN 4093:2015-11: Bemessung von verfestigten Bodenkörpern – Hergestellt mit Düsenstrahl-, Deep-Mixing- oder Injektions-Verfahren.
- DIN 1054:2021-04: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- David Alós Shepherd, Engin Kotan, Frank Dehn, Plastic concrete for cut-off walls: A review, Construction and Building Materials, Volume 255, 2020, 119248, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119248>.
- Tynior, R., Meier, T. and von Wolffersdorff, P.-A. (2020), Neuartiger Nachweis für die Gebrauchstauglichkeit von Asphaltinnendichtungen in Staudämmen. geotechnik, 43: 224-236, <https://doi.org/10.1002/gete.202000012>.

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

Zentrum Geotechnik

Schriftenreihe

Heft 66		Beiträge zum 19. Geotechnik-Tag in München (2023), Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2024
Heft 65		Beiträge zum 18. Geotechnik-Tag in München (2019), Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2020
Heft 64		Beiträge zum 17. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2018
Heft 63	Henzinger, C.	Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt	2017
Heft 62	Vogt, S.	Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle	2017
Heft 61		Beiträge zum 16. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2017
Heft 60	Bagherpour, I.	Long-Term Volume Change Behaviour of an Unsaturated Compacted Organic Soil under Oedometric Conditions	2017
Heft 59		Beiträge zum 15. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2016
Heft 58		Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität	2016
Heft 57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014
Heft 56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft 55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft 54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013

Heft 53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft 52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012
Heft 51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft 50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft 49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft 48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft 47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 41	Irgartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003

Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002
Heft 32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft 31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft 30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft 29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft 28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft 27	Nimmegern, M.	Untersuchungen über das Spannungs-Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft 26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft 25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft 24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft 23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft 22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft 21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss)	1995
Heft 20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft 19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft 18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993

Heft 17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990
Heft 16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990
Heft 15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft 14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft 13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft 12	Baumann, H.-J.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft 11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft 10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft 9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft 8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft 7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft 6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft 5	Gruber, N., Koreck, H.-W., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft 4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft 3	Kempfert, H.-G., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft 2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft 1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen