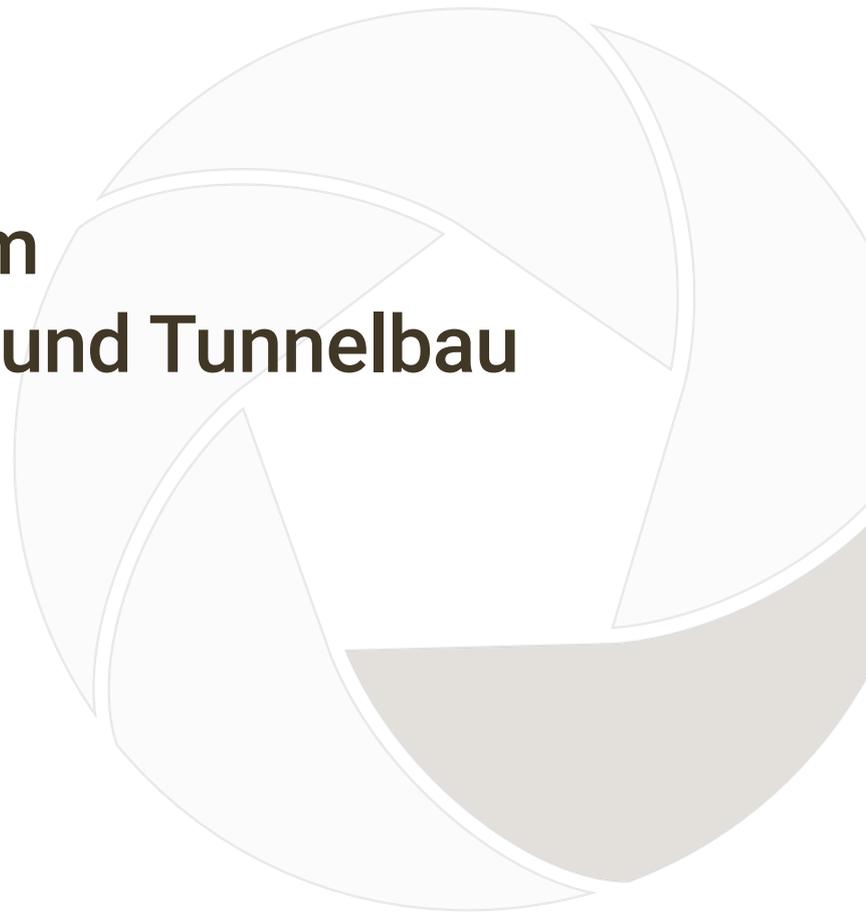




# **25. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau**





## 25. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau

<b>Großprojekte im Tunnel- und Felsbau</b>	<b>212</b>
<b>Konventioneller Tunnelbau unter sensibler Bebauung – Verformungsmonitoring am Parkhaus P14 beim Bau des Flughafenstunnels Stuttgart</b>	212
<i>Kalies, Jannick<sup>1</sup>; Wunderle, Maximilian<sup>1</sup></i> <i><sup>1</sup>Max Bögl Stiftung und Co. KG, München</i>	
<b>Bewährte und neue Konzepte zur Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes im Tunnelbau und in der Geotechnik – Vergleich verschiedener Verankerungskonzepte sowie Entwicklung neuer Konzepte</b>	218
<i>Schiller, Andreas<sup>1</sup></i> <i><sup>1</sup>Stahlwerk Annahütte Max Aicher GmbH &amp; Co. KG, Hammerau</i>	
<b>5th Waterline to Jerusalem – Geologische Herausforderungen beim TBM Vortrieb im Karstgebirge</b>	224
<i>Banjan, Ivo<sup>1</sup>; Niklasch, Christoph<sup>1</sup>; Makar, Ashraf<sup>2</sup></i> <i><sup>1</sup>Ed. Züblin AG, Stuttgart, <sup>2</sup>Strabag AG, Wien, Österreich</i>	
<b>Innovative dauerhafte Querschlags- und Schachtabfangung mit Tübbing TBM-Tunnel HS2</b>	230
<i>Hörrle, Dominik<sup>1</sup>; Acosta Urrea, Fernando<sup>1</sup></i> <i><sup>1</sup>Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	
<b>Setzungsverhalten bei innerstädtischem EPB-Vortrieb: Monitoring und Auswertung des Streckenabschnitts Startbaugrube – Güterplatz der U5-Erweiterung in Frankfurt am Main</b>	236
<i>Kreutzer, Frederik<sup>1</sup>; Weiner, Thorsten<sup>2</sup>; Henk, Andreas<sup>3</sup></i> <i><sup>1</sup>Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, München, <sup>2</sup>PORR GmbH &amp; Co. KGaA, Düsseldorf, <sup>3</sup>Technisch Universität Darmstadt</i>	
<b>EÜ Filstal - Herausforderungen bei der komplexen Widerlagerrückhängung mittels Felsanker</b>	242
<i>Hendler, Kai-Julian<sup>1</sup>; Meier, Claas<sup>1</sup>; Wilfing, Lisa<sup>1</sup>; Moslener, Michael<sup>2</sup></i> <i><sup>1</sup>Boley Geotechnik GmbH, München, <sup>2</sup>DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart</i>	



<b>Thermisches Potential der Drainagewässer im tiefliegenden Tunnelbau</b>	248
<i>Geisler, Thomas<sup>1</sup>; Marcher, Thomas<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Technische Universität Graz, Österreich</i>	
<b>Bemessung und Materialeigenschaften</b>	<b>254</b>
<b>Zur Bemessung von Ankern zur Sicherung von Bauwerken in und auf Fels</b>	254
<i>Alber, Michael<sup>1,2</sup>; Duda, Mandy<sup>1</sup>; Fränzer, Simon<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Ruhr-Universität Bochum, <sup>2</sup>Alber GeoMechanik, Dortmund</i>	
<b>Anisotropie – ein Stiefkind der Felsmechanik im Tunnelbau?</b>	260
<i>Marcher, Thomas<sup>1</sup>; Winkler, Manuel<sup>1</sup>; Metzler, Ines<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Technische Universität Graz, Österreich</i>	
<b>Empfehlung(en) „Verschleiß und Verklebung im Lockergestein“ – ein erster Ausblick</b>	268
<i>Feinendegen, Martin<sup>1</sup>; Babendererde, Tim<sup>2</sup>; Drucker, Petra<sup>3</sup>; Holzhäuser, Jörg<sup>4</sup>;</i>	
<i>Langmaack, Lars<sup>5</sup>; Richter, Annette<sup>6</sup></i>	
<i><sup>1</sup>RWTH Aachen University, <sup>2</sup>BabEng GmbH, Lübeck, <sup>3</sup>CDM Smith Consult GmbH, München, <sup>4</sup>HIC Holzhäuser Ingenieur Consult GmbH, Ettlingen, <sup>5</sup>MC-Bauchemie Müller GmbH &amp; Co. KG, Bottrop, <sup>6</sup>Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
<b>Empfehlungen und Empfehlungsarbeit des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.</b>	274
<i>Plinninger, Ralf<sup>1</sup>; Frühwirth, Thomas<sup>2</sup>; Mutschler, Thomas<sup>3</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Dr. Plinninger Geotechnik, Bernried, <sup>2</sup>Technische Universität Graz, Österreich, <sup>3</sup>ehem. Karlsruher Institut für Technologie, Pfinztal</i>	
<b>Digitalisierung und Monitoring</b>	<b>280</b>
<b>BIM im Tunnelbau – Neue Empfehlungen vom Deutschen Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. – DAUB</b>	280
<i>Frodl, Stephan<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	
<b>Fachmodell Baugrund und BIM – Möglichkeiten und derzeitige Grenzen am Beispiel von Infrastrukturprojekten</b>	286
<i>Hauger, Angela<sup>1</sup>; Wilfing, Lisa<sup>1</sup>; Sandner, Tilman<sup>1</sup>; Michael, Joachim<sup>2</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Boley Geotechnik GmbH, München, <sup>2</sup>Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt</i>	
<b>Chancen und Risiken bei Anwendung von ML-Techniken in der Geotechnik/Tunnelbau</b>	292
<i>Unterlass, Paul<sup>1</sup>; Sapronova, Alla<sup>1</sup>; Marcher, Thomas<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Universität Graz, Österreich</i>	
<b>Die permanente Überwachung gravitativer Massenbewegungen mittels terrestrischer Laserscanner – Echtzeitassistenz im Risikomanagement auf Basis von Machine Learning Algorithmen</b>	300
<i>Czerwonka-Schröder, Daniel<sup>1</sup></i>	
<i><sup>1</sup>DMT GmbH &amp; Co. KG, Essen</i>	
<b>Erstellung einer digitalen Baustellensite durch Anwendung von Photogrammetrie und Drohnenbefahrung im Rahmen des Forschungsprojekts DRAGON Ruhr</b>	306
<i>Kosmann, Benedikt<sup>1,2</sup>; Perau, Eugen<sup>1</sup>; Könnemann, Frank<sup>2</sup></i>	
<i><sup>1</sup>Universität Duisburg-Essen, <sup>2</sup>Technische Universität Dortmund</i>	

# Konventioneller Tunnelbau unter sensibler Bebauung - Verformungsmonitoring am Parkhaus P14 beim Bau des Flughafentunnels Stuttgart

J. Kalies, Max Bögl Tunnelbau – Geotechnik & Umwelt, München  
M. Wunderle, Max Bögl Tunnelbau – Geotechnik & Umwelt, München

*Beim Bau des Flughafentunnels in Stuttgart wurden beim konventionellen Vortrieb mehrere, zum Teil sensible Bauwerke der Flughafeninfrastruktur direkt unterfahren. Um die Verformungen an diesen Bauwerken zu überwachen, kamen automatische Geomonitoringsysteme zum Einsatz. Unterhalb des Parkhaus P14 wurden zwei trompetenförmige Aufweitungsbauwerke aufgeföhren. Ein kombiniertes System aus automatischen Tachymetern und Neigungssensoren sowie händischen Nivellement-Messungen ermöglichten eine detaillierte Überwachung der Verformungen des sich in Betrieb befindenden, 6-stöckigen Parkhauses. Auf Basis der Messergebnisse konnte der Vortrieb zur Reduzierung von Setzungen optimiert und Schäden am Bestandsbauwerk vermieden werden. Die effektivste Maßnahme zur Reduktion (obertägiger) Verformungen stellt aus den bis-herigen Vortriebserföhren im Tonstein eine Reduktion der Vortriebsgeschwindigkeit dar.*

## 1 Einleitung

Die Arbeitsgemeinschaft Flughafentunnel, bestehend aus den Firmen Ed. Züblin AG und Max Bögl Stiftung und Co. KG, wurde durch die DB Projekt Stuttgart-Ulm mit dem Bau des Flughafentunnels beauftragt. Der Flughafentunnel bindet das Messegelände sowie den Stuttgarter Flughafen an die Neubaustrecke zwischen Stuttgart und Ulm an.

Neben zwei eingleisigen, ca. 1,7 km langen, im konventionellen Vortrieb herzustellenden Tunnelröhren werden mehrere Schachtbauwerke, sowie ein trompetenförmiges Aufweitungsbauwerk für die spätere Anbindung des Pfaffensteigtunnels hergestellt.

Der Flughafentunnel unterquert verschiedenste sensible Infrastruktur der Autobahn und Bebauung der Messe und des Flughafens. Von Westen beginnend wurde kurz nach Vortriebsbeginn die BAB A8, ein Brückenwiderlager, mehrere Messhallen und -gebäude sowie Hotels, Parkhäuser und Versorgungskanäle unterfahren.

Zur Überwachung der obertägigen Verformungen und zum Nachweis der Einhaltung von bauwerksspezifischen Grenzwerten wurden verschiedene Geomonitoringsysteme installiert und betrieben.

Im Folgenden wird auf die geotechnische Überwachung des Parkhauses P14 während der Unterföhren mit dem Vortrieb der trompetenförmigen Aufweitungsbauwerke des Flughafentunnels eingegangen.

### 1.1 Flughafentunnel

Die Anbindung des Messe- und Flughafengeländes durch den Flughafentunnel erfolgt mittels zweier parallel verlaufender Tunnelröhren, die durch mehrere

Verbindungs- und Schachtbauwerke miteinander verbunden sind und konventionell aufgeföhren werden.

Direkt unter dem Messegelände wird der unterirdische Bahnhof (Station Stuttgart Flughafen Fernbahnhof) auf einer Länge von knapp 430 m hergestellt.

Die Zulaufrohren zum unterirdischen Bahnhof im Westen und Osten des Bahnhofs werden im Kreisquerschnitt hergestellt, der zentrale Bereich des unterirdischen Bahnhofs im Maulprofil.

Östlich an den unterirdischen Bahnhof schließen sich zuerst das Schwallbauwerk Ost und weiter die trompetenförmigen Aufweitungsbauwerke inklusive der beiden Verzweigungsbauwerke an.

Diese beiden Bauwerke stellen die Option der späteren Anbindung des Pfaffensteigtunnels an den Flughafen sicher.



Abbildung 1: Übersichtslageplan Flughafen- und Pfaffensteigtunnel (Quelle: DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH).

Die Ausbruchflächen variieren aufgrund der verschiedenen Querschnitte. Während das Kreisprofil eine Fläche von ca. 70 m<sup>2</sup> einnimmt, weist das Maulprofil eine Querschnittsfläche von ca. 130 m<sup>2</sup> auf.



Das trompetenförmige Aufweitungsbauwerk zur späteren Anbindung des Pfaffensteigtunnels weitet sich sukzessive auf und besitzt Querschnittsflächen von bis zu ca. 250 m<sup>2</sup>.

## 1.2 Geologie

Beim Vortrieb des Flughafentunnels werden größtenteils die sählig lagernden Ton(schluff)steine der Angulaten- und Psilonotenschichten (Hettangium 2 & 1) des schwarzen Jura ausgebrochen. Diese unverwitterten, dünnbankigen, mäßig geklüfteten Tonsteine wurden aufgrund ihrer vergleichbaren geotechnischen Eigenschaften für die Vortriebsarbeiten zu einem Homogenbereich zusammengefasst und konnten rein mechanisch mittels Tunnelbagger gelöst werden.

Unterhalb des Parkhauses P14 findet der Vortrieb maßgebend in diesem Homogenbereich statt.

Im Bereich der beiden Zulaufstrecken stehen darüber hinaus eine Wechsellagerung aus Kalk- und Tonmergelsteinen (Arietenschichten, Sinemurium 1), eine Wechsellagerung aus Sand- und Tonmergelsteinen (Angulatschichten, Hettangium 2) sowie die Sandsteine des Rät (oberer Keuper) an. Diese konnten durch hydraulisches Meißeln mittels Tunnelbagger gelöst werden.

## 1.3 Parkhaus P14

Das sechsstöckige Parkhaus P14 wurde 2016 als Stahlverbund-Stahlbetonkonstruktion erstellt. In der Ebene 2 (Erdgeschoss) befindet sich der Stuttgart Airport Busterminal, die übrigen Ebenen sind Parkdecks.

Der Lastabtrag erfolgt über im Abstand unterschiedlich angeordnete Stahlstützen und ca. 5,20 m lange Bohrpfähle mit 1,20 m Durchmesser in den Baugrund. Eine Besonderheit stellen die beiden Windverbände an der nördlichen und östlichen Fassade dar, da diese auf jeweils vier ca. 12,20 m langen Bohrpfählen gegründet sind.

Die trompetenförmigen Aufweitungsbauwerke befinden sich unter dem Parkhaus P14, wobei die südliche Röhre direkt unter dem Parkhaus P14 zu liegen kommt und die nördliche Röhre lediglich den nördlichen Bereich des Parkhauses unterquert.

Der lichte Abstand zwischen Tunnelfirste und den Bohrpfählen des Windverbands beträgt ca. 3 - 4 m. Diese Vortriebs- und Parkhausbereiche sind daher intensiv zu beobachten.

Die Stützen des Parkhauses P14 sind in folgendem Schema benannt: Die nördliche Stützenreihe ist mit A benannt, die mittlere mit B und die südliche mit C. Von Ost nach West sind die Stützen aufsteigend von 1 bis 20 nummeriert.

Die Stützen A11 und A12 bilden den nördlichen Windverband, die Stützen C1 und BC1 den östlichen Windverband.

Die mittleren Stützen B2 bis B6 im Osten des Parkhauses sind mit Hebemaßnahmen (Pressen) ausgestattet.

## 2 Geomonitoring & Hebungsmaßnahmen

### 2.1 Planung

In der Planungsphase wurde eine Setzungsprognose für die Vortriebsarbeiten im Bereich des Parkhauses P14 erstellt. Aufgrund der darin prognostizierten Setzungen im Bereich der Grenzwerte des Parkhauses wurde sowohl ein umfangreiches Monitoringkonzept als auch Präventivmaßnahmen zum Setzungsausgleich geplant.

Das Konzept zur Verformungsüberwachung am Parkhaus P14 besteht aus mehreren Messsystemen. In der Ebene 2 (Erdgeschoss) sowie der Ebene 3 (1. Obergeschoss) sind jeweils 52 Messpunkte für das automatische Monitoring mittels Tachymeter an den Parkhausstützen vorgesehen.

Ergänzend hierzu sollen in beiden Ebenen Nivellierung-Messpunkte installiert werden.

Die sensibel auf Verformung reagierenden Windverbände im nördlichen und östlichen Bereich des Parkhauses sollen zusätzlich mit je einem Neigungssensor ausgestattet werden.

Basierend auf den erarbeiteten Setzungsprognosen für charakteristische und untere Gebirgskennwerte wurden neben den zu überwachenden Parkhausstützen auch die Verformungsgrenzwerte festgelegt.

Die mittels unterer Kennwerte errechneten Setzungen wurden als Warnstufe definiert, sofern diese größer als 15 mm waren. Die Vorwarnstufe entspricht 90% der prognostizierten Setzungen, die Alarmstufe 120 %. Bei prognostizierten Verformungen <15 mm wurden Mindestgrenzwerte definiert.

Aufgrund der variierenden Stützenabstände und wechselnden Tunnelquerschnitte musste für jede Parkhausstütze ein eigener Grenzwert definiert werden. Die Warnstufe (prognostizierte Setzungen bei unteren Kennwerten) liegt im Parkhausbereich über dem südlichen Aufweitungsbauwerk zwischen 14 mm bei entfernten Stützen und bis zu 42 mm bei direkt über dem Tunnel liegenden Stützen.

Neben der Festlegung von Grenzwerten der Absolutsetzung wurden im Rahmen der Bestandsstatik maximal zulässige Differenzsetzungen (Ausfallwerte) zwischen zwei benachbarten Parkhausstützen (mit unterschiedlichen Abständen) in Längs- und Querrichtung von 14 bzw. 25 mm definiert.



Diese wurden für die Festlegung der Grenzwerte prozentual abgestuft, sodass sich für die Vorwarnstufe (50%), Warnstufe (70%) und Alarmstufe (85%) je 7 mm, 10 mm und 12 mm in Längs- und 12 mm, 17 mm und 21 mm in Querrichtung ergeben.

Für die Windverbände wurden Neigungen von 0,86 mm/m für den nördlichen und 0,58 mm/m für den östlichen Windverband als Ausfallwert für die Differenzsetzung definiert. Basierend auf derselben prozentualen Abstufung wie die Differenzsenkungen zweier benachbarten Parkhausstützen ergeben sich daraus Vorwarn-, Warn- und Alarmwerte von 0,43 mm/m, 0,61 mm/m und 0,73 mm/m für den nördlichen bzw. 0,30 mm/m, 0,42 mm/m und 0,50 mm/m für den östlichen Windverband.

Da sich bei der Annahme der unteren Gebirgskennwerte für die Parkhausstützen Differenzverformungen ergaben, die den Ausfallwert überschreiten, wurden an fünf Parkhausstützen (B2 bis B6) Hebemaßnahmen in Form einer Stahlkonstruktion und Pressen geplant. Die Stahlkonstruktion inkl. Pressen wurde auf der Pfahlkopfplatte der jeweiligen Stütze abgestellt und in der Ebene 3 an den Stützen des Parkhauses angeschweißt.

Die fünf Parkhausstützen liegen direkt über dem südlichen Aufweitungsbauwerk. Mithilfe dieser Hebemaßnahmen sollten hohe Differenzverformungen gezielt durch Anhebung einzelner Stützen kompensiert werden.

Bereits im Planungsstadium wurden Maßnahmen bei Erreichen von Grenzwerten definiert. Während bei der Vorwarnstufe die Beobachtungen zu intensivieren sind, ist bei Erreichen von Warnwerten eine Überprüfung mittels Nivellement-Messung und eine Ortsbegehung erforderlich, sowie eine Information an die Projektbeteiligten abzusetzen.

Ebenfalls sollen die Vortriebsparameter überprüft werden.

Bei Erreichen eines Alarmwerts sind zusätzliche Abstimmungen zum weiteren Vorgehen mit den Projektbeteiligten zu initiieren und der Vortrieb in gesichertem Zustand zu unterbrechen.

Sofern die Stützen mit einer Hebekonstruktion ausgestattet sind, ist über die Kompensation der bisher eingetretenen Setzungen durch Hebung gemeinsam mit den Projektbeteiligten zu entscheiden.

## 2.2 Ausführung

Das geotechnische Monitoring des Parkhauses besteht in jedem der beiden Geschosse aus zwei Tachymeterstationen, jeweils 102 Nivellement- und Tachymetermesspunkten und zwei präzisen Neigungssensoren auf den Betonteilen der Windverbände.

Der Busbetrieb in der Ebene 2 sowie der Parkhausbetrieb in der Ebene 3 mussten auf Vorgabe der Projektpartner trotz dem Geomonitoring uneingeschränkt weiter möglich sein.

Gleichzeitig musste die permanente Funktion des automatischen Monitorings sichergestellt werden. Die Positionierung der Tachymeter erfolgte daher nahe der Decke des jeweiligen Geschosses, die Messpunkte wurden im obersten Bereich der Stahlstützen zerstörungsfrei aufgeklebt.

Der Busbetrieb sowie parkende Fahrzeuge stellten somit keine Beeinträchtigung der Sichtachsen dar.

Die Nivellement-Messpunkte, die als Verifizierung der Messwerte des automatischen Monitorings herangezogen werden sollen, mussten aufgrund der händischen Messmethode im unteren Bereich der Parkhausstützen angebracht werden. Die wöchentlichen Messungen waren durch den Betrieb des Parkhauses und des Busbahnhofs erschwert.

Während der Unterfahrung des betriebenen Parkhauses wurden die Verformungen stündlich ermittelt, um die vortriebsbegleitenden Verformungen rasch ermitteln zu können.

Vor jeder Messung stationierte sich das Tachymeter an mehreren Festpunkten außerhalb des Einflussbereichs der Tunnelvortriebe. So konnte erzielt werden, dass die Tachymeter trotz der Positionierung im Setzungsbereich zuverlässig Daten liefern.

Eine Aufstellung außerhalb des Setzungsbereichs der Vortriebe war aufgrund der Randbedingungen des Parkhauses und der Messaufgabe nicht möglich. Die Messgenauigkeit der Einzelmessung bei einer tolerierbaren Stationierung kann mit  $\pm 1$  mm angegeben werden.

Die Neigungssensoren auf den Windverbänden wurden mittels Adapterplatte direkt auf dem Beton fixiert und zum Schutz gegen äußere Einwirkung eingehüllt. Die Messgenauigkeit der Neigungssensoren beträgt  $\pm 0,002$  mm/m.

Die Messdaten werden auf einer eigens eingerichtete Internetseite grafisch und tabellarisch dargestellt. Grundlage der Ergebnisvisualisierung ist ein Lageplan des Parkhauses mit aktuellem Vortriebsstand.

Bei Erreichen von Grenzwerten werden die betroffenen Messpunkte/Differenzverformungen eingefärbt. Zusätzlich findet eine automatische Alarmierung eines je nach Grenzwert definierten Personenkreises per SMS statt. Zur Vermeidung von Fehlalarmierungen erfolgt die Benachrichtigung erst nach zweimaliger, aufeinanderfolgender Überschreitung eines Grenzwerts.

### 3 Verformungen & Reduzierungsmaßnahmen

Durch das kontinuierliche Monitoring konnten die vortriebsbegleitenden Setzungen detailliert beobachtet werden.

Die Messergebnisse wurden in Kombination mit den untertägigen und benachbarten Messergebnissen permanent für die Steuerung der Vortriebe verwendet, sodass potentiell schädliche Setzungen für das Parkhaus P14 erfolgreich vermieden werden konnten.

Nichtsdestotrotz wurden während der Unterfahrung trotz Umsetzung von Maßnahmen im Vortrieb Warn- und Alarmwerte erreicht.

Der Flughafentunnel unterhalb des Parkhauses P14 wurde in verschiedenen Vortriebsabschnitten hergestellt, die sich aus statischen Erfordernissen ergeben.

Zuerst wurden die Bahnsteigröhren bis ca. 10 m hinter das Schwallbauwerk Ost aufgefahren, anschließend das Schwallbauwerk selbst hergestellt.

Darauffolgend wurden das südliche Aufweitungsbauteil samt Pfaffensteigtunnel des Verzweigungsbauteils Süd hergestellt.

Das nördliche Aufweitungsbauteil wurde anschließend in zwei Abschnitten aufgefahren.

Aus statischen Gründen musste der Flughafentunnel des Verzweigungsbauteils Süd zwischen den beiden Bauabschnitten des nördlichen Aufweitungsbauteils hergestellt werden.

Zum Zeitpunkt der Artikelverfassung befindet sich das Verzweigungsbauteil Süd Flughafentunnel in der Herstellung, der erste Abschnitt des Aufweitungsbauteils Nord ist aufgefahren, der zweite folgt nach Fertigstellung des Verzweigungsbauteils Süd Flughafentunnel.

Je nach Vortriebsbereich variieren die gemessenen Setzungen am Parkhaus. Während im Bereich des Schwallbauwerks Ost Setzungen bis zu 30 mm zu beobachten sind, betragen die Setzungen über den trompetenförmigen Aufweitungsbauteilen bis zu 32 mm.

Dabei treten im Bereich des südlichen Aufweitungsbauteils Differenzsetzungen von bis zu 23 mm auf.

Die untertägigen Konvergenzmessungen zeigten im Bereich der Aufweitungsbauteile Setzungen im Firstbereich bis ca. 15 mm und Querverformungen im Bereich des Kalottenfußes bis ca. 10 mm. Wobei davon ausgegangen werden muss, dass die realen Verformungen auf Grund des im Nachgang zum Ausbruch eingebauten Messpunkts eher noch höher sein müssten.

Während der Unterfahrung und der Überwachung des P14 mittels automatischem Verformungsmonitoring stellten sich vor allem zwei Parkhausbereiche als herausfordernd dar:

Der nördliche Windverband im Verschneidungsbereich des Schwallbauwerks Ost und des Verbindungsbauwerks 5, sowie die Stützen mit Hebungsmaßnahmen direkt über dem Aufweitungsbauteil Süd mit östlich anschließendem Windverband.

Auf diese besonderen Bereiche wird im nachfolgenden detailliert eingegangen.

#### 3.1 Nördlicher Windverband und Schwallbauwerk Ost

Am östlichen Ende der Bahnsteigröhren sind zwei Verbindungsbauwerke auf engem Raum vorgesehen, dieser Bereich stellte gleichzeitig die erste Unterfahrung von Parkhausstützen dar.

Zu diesem Zeitpunkt lag die erste Setzungsprognose vor, die Setzungen von ca. 15 mm im Bereich der Parkhausstützen A16 bis A12 prognostizierte.

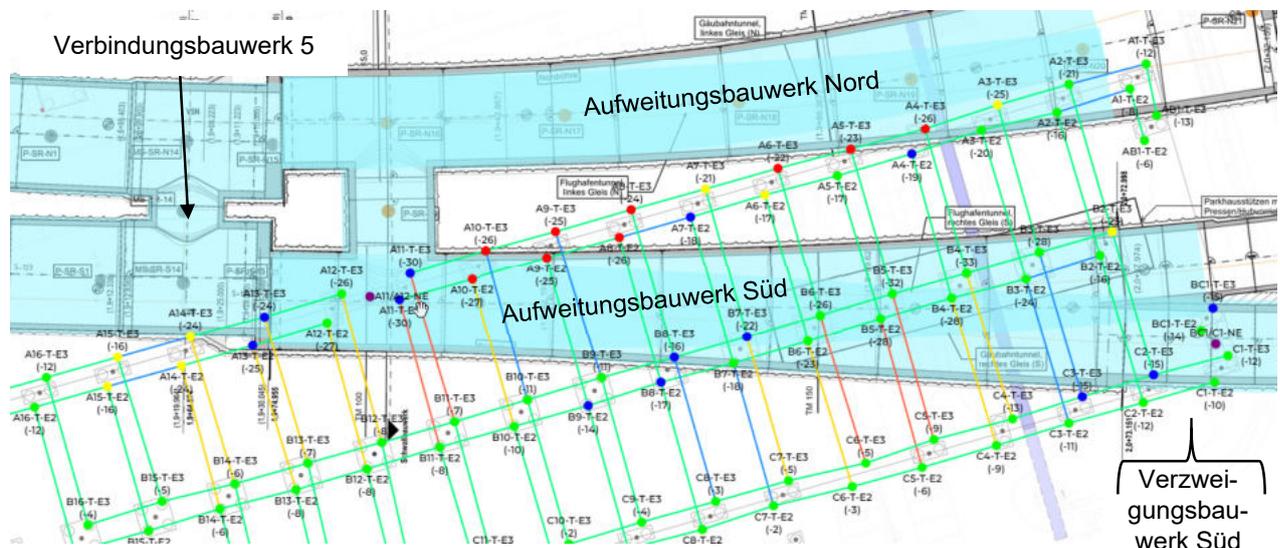


Abbildung 2: Screenshot aus Website zur Darstellung der Daten des automatischen Monitorings. Die Einfärbung der Punkte und Linien erfolgt in Abhängigkeit vom erreichten Grenzwert.



Während des vorausseilenden Kalottenvortriebs in der Südröhre wurden an diesen Parkhausstützen bereits Absolutsetzungen bis ca. 13 mm gemessen. Die benachbarten Nivellement-Messpunkte zeigten bereits Setzungen bis 17 mm. Nach dem Erreichen der Warnwerte wurde mit den Projektbeteiligten abgestimmt, die Vortriebsgeschwindigkeit in der Kalotte und der nachlaufenden Strosse/Sohle auf jeweils einen Abschlag in 24 Stunden zu reduzieren. Zusätzlich mussten die nördliche und südliche Tunnelröhre nacheinander und nicht gleichzeitig aufgefahren werden.

In Abstimmung mit den Projektbeteiligten wurde auf Basis der angetroffenen Geologie, statischen Nachbetrachtung des Parkhauses sowie der bis dato am Parkhaus gemessenen Verformungen eine aktualisierte Verformungsprognose erstellt, aufgrund dessen höhere Grenzwerte für das Parkhaus festgelegt werden konnten. Aufgrund dessen konnten Vortriebseinschränkungen für die weiter östlich stattfindenden Vortriebe minimiert werden.

Der nördliche Windverband am Parkhaus P14 kommt in direkter Nähe zum Schwallbauwerk Ost zu liegen. Da die Windverbände aus statischer Sicht besonders sensibel sind, wurden die Beobachtungen am Parkhaus während der Unterfahrung nochmals intensiviert.

Aufgrund des präzise messenden Neigungssensors konnten die Verformungen am Windverband sehr detailliert beobachtet werden.

Während der Annäherung der Vortriebe von Westen her neigte sich der Windverband nach Westen (negative Werte), mit fortschreitendem Vortrieb gingen die Neigungen nach Westen wieder zurück und kehrten sich schließlich Richtung Osten um.

Gleichzeitig nahmen die Absolutsetzungen an den Stützen A11 und A12 auf bis zu 15 mm zu.

Der Bereich des Windverbands wurde mit der Südröhre ca. 10 m überfahren und anschließend die Nordröhre bis ebenfalls 10 m hinter das Schwallbauwerk aufgefahren.

Der Vortrieb der Nordröhre hatte nur geringfügigen Einfluss auf den Windverband, dies zeigen die stagnierenden Messwerte des Neigungssensors sowie die nahezu konstanten Absolutsetzungen der Parkhausstützen.

Der Vortrieb des Schwallbauwerks erzeugte weitere Verkippungen Richtung Osten, da sich die Stütze A11 näher am Schwallbauwerk befindet.

Der weitere Vortrieb in der Südröhre östlich des Windverbands erzeugte erwartungsgemäß weitere Neigungen nach Osten.

Zur Reduzierung dieser wurde eine Verkürzung der Abschlagslänge von 1,0 auf 0,8 m in der Kalotte, sowie eine Beschränkung der Vortriebsgeschwindigkeit

auf zwei Abschlänge in der Kalotte und einen Abschlag in der Strosse/Sohle binnen 24 Stunden festgelegt. Diese Maßnahmen konnten in Kombination mit dem sich entfernenden Vortrieb die weiteren Neigungen des Windverbands nach Osten reduzieren.

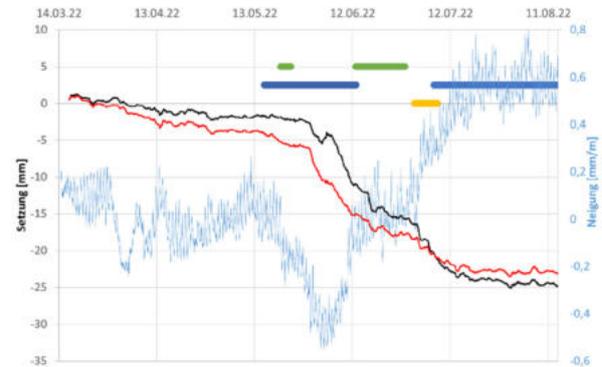


Abbildung 3: Zeit-Setzungs-/Neigungs-Verlauf am nördlichen Windverband - Stützen A11 und A12. Die Absolutsetzungen der Stützen A11 und A12 sind in schwarz bzw. rot dargestellt, die gemessenen Neigungen in Richtung Ost-West in blau (negative Werte - Neigung nach Westen). Zusätzlich sind mit den dicken Balken Vortriebszeiten der Südröhre (blau), Nordröhre (grün), sowie des Schwallbauwerks (gelb) dargestellt.

### 3.2 Aufweitungsbauwerk Süd und Verzweigungsbauwerk mit östlichem Windverband

Das südliche Aufweitungsbauwerk kommt mit seinem größten Querschnitt von ca. 220 m<sup>2</sup> direkt unterhalb des Parkhauses zu liegen. Gemäß der Setzungsprognose sind die größten Absolut- und auch Differenzsetzungen im Bereich der Parkhausstützen B2 bis B6 zu erwarten gewesen, sodass diese mit präventiven Hebemaßnahmen ausgestattet wurden.

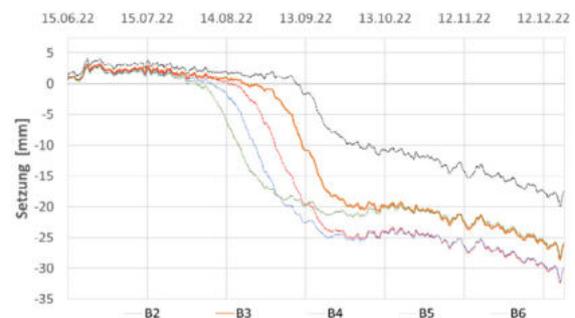


Abbildung 4: Zeit-Setzungsverlauf der Stützen B2 bis B6.

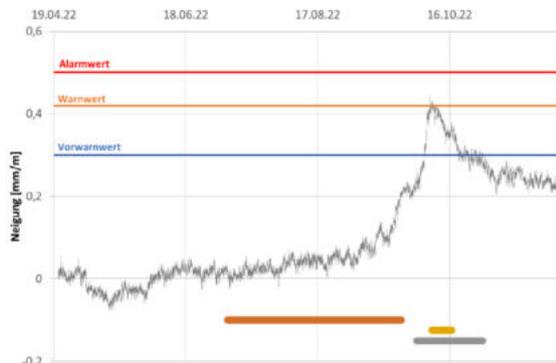
Der Vortrieb der Aufweitungsbauwerke erfolgte im Vollausbuch mit abgetrepter Ortsbrust. In den größten Bereichen des Aufweitungsbauwerks betrug die Vortriebsgeschwindigkeit ca. 0,8 m pro Tag.

Die gemessenen Absolutsetzungen betragen bis zu 32 mm, die Differenzsetzungen bis zu 23 mm. Mit

fortschreitendem Vortrieb und der sukzessive zunehmenden Querschnittsfläche nahmen erwartungsgemäß auch die beobachteten Setzungen an den Parkhausstützen zu. Die Stütze B2 zeigte aufgrund ihrer Lage am Ende des Aufweitungsbauwerks geringere Setzungen. Die nördlich und südlich angrenzenden Stützen der Reihen A und C zeigten Setzungen von ca. 5 bis 10 mm.

In Abstimmung mit den Projektbeteiligten wurden weder Maßnahmen im Vortrieb noch Hebungsmaßnahmen am Parkhaus erforderlich.

Östlich des südlichen Aufweitungsbauwerks wurde das Verzweigungsbauwerk Süd Pfaffensteigtunnel hergestellt. Dieser Tunnelabschnitt unterquert mit einer Querschnittsfläche von knapp 100m<sup>2</sup> direkt den östlichen Windverband. Da der Tunnel den Windverband schiefwinklig kreuzt, kippte dieser mit Annäherung des Vortriebs zunehmend nach Norden. Aufgrund des Erreichens des Warnwertes wurde mit den Projektbeteiligten abgestimmt, den Vortrieb mit reduzierter Geschwindigkeit von 0,8 m pro Tag unter dem östlichen Windverband hindurchzuführen. Die Neigungen konnten dadurch effektiv reduziert werden. Gleichmaßen konnten die Werte des Neigungssensors herangezogen werden, um die Vortriebseinschränkung so gering wie möglich zu halten und wieder in den Regelvortrieb überzugehen.



**Abbildung 5:** Zeitlicher Verlauf Neigung des östlichen Windverbands. Positive Neigungen bedeuten Verkipfung nach Norden. Als brauner Balken ist der Vortrieb des südlichen Aufweitungsbauwerks, grau der Vortrieb des südlichen Verzweigungsbauwerks Pfaffensteigtunnel dargestellt. Der gelbe Balken markiert den Bereich mit eingeschränkter Vortriebsgeschwindigkeit.

Nördlich an das bereits hergestellte Verzweigungsbauwerks Süd Pfaffensteigtunnel wird das Verzweigungsbauwerks Süd Flughafentunnel aufgefahren, das damit direkt nördlich des Windverbandes verläuft. Aufgrund der Erfahrungen des bisherigen Vortriebs im Bereich Pfaffensteigtunnel ist von zunehmenden Neigungen in Richtung Norden am östlichen Windverband auszugehen. Zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Artikels wurde dieser Tunnelabschnitt

noch nicht aufgefahren. Zur Einhaltung der Neigungsgrenzwerte wurde bereits planerisch aus statischen Gründen eine Reduktion der Vortriebsgeschwindigkeit im unmittelbaren Einflussbereich des östlichen Windverbands sowie der Einbau der Innenschale im Bereich Pfaffensteigtunnel vor Beginn der Vortriebsarbeiten im Bereich Flughafentunnel vorgegeben.

#### 4 Fazit

Das Beispiel der Unterfahrung des Parkhauses P14 zeigt, dass die umfangreiche geotechnische Überwachung von Gebäuden im Einflussbereich der Tunnelröhren ein transparentes und erfolgreiches Tool ist, um Tunnelvortriebe unter sensibler Bebauung erfolgreich auszuführen und schädliche Verformungen zu vermeiden.

Aufgrund der umfangreichen Daten können die Vortriebsarbeiten unter Berücksichtigung der Verformungen am obertägigen Gebäude optimiert werden. Der Effekt der Vortriebsoptimierung ist aufgrund der engmaschigen Überwachung des Gebäudes schnell erkennbar. So kann die Anpassung des Vortriebs auf das erforderliche Maß reduziert werden.

Um die erzeugten Datenmengen bei automatischen geotechnischen Überwachungen sinnvoll und übersichtlich darstellen zu können, ist ein zuverlässiges und anpassbares Datenmanagementsystem, in dem alle geotechnischen Messungen zusammenlaufen und nachvollziehbar dargestellt werden, unabdingbar. Dadurch wird jedem Projektbeteiligten die Möglichkeit gegeben, die Daten zu interpretieren und zu bewerten.

Die im Rahmen der Unterfahrung des Parkhauses P14 getroffenen Maßnahmen in Form von Beschränkung der Vortriebsgeschwindigkeit, Herstellung eines schnellen Ringschlusses im Vollausbuch und Verstärkung der Radialankerung im Vortrieb zeigten sich allesamt als wirksam.

Vor allem die Reduktion der Vortriebsgeschwindigkeit und die dadurch langsame Umlagerung der Spannungszustände bei gleichzeitiger Erhöhung der Spritzbetonsteifigkeit der bereits hergestellten Tunnelröhre stellte das effektivste Mittel zur Reduzierung der obertägigen Verformungen dar. Diese Maßnahme kam nicht nur beim Parkhaus P14, sondern auch in anderen Tunnelabschnitten unter sensibler Bebauung wie z.B. der BAB A8 und Hotelanlagen, erfolgreich zum Einsatz.

Weiterhin konnten auf Basis der detailliert gemessenen Zeit-Setzungsverläufe an den Parkhausstützen die Setzungsprognosen optimiert und damit der Vortrieb bereits frühzeitig auf eventuell vorzubereitende Maßnahmen ausgerichtet werden.



# Bewährte und neue Konzepte zur Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes im Tunnelbau und in der Geotechnik – Vergleich verschiedener Verankerungskonzepte sowie Entwicklung neuer Konzepte

Dipl.-Ing. A. Schiller, Stahlwerk Annahütte, Hammerau

*Der vorliegende Beitrag soll den Fokus auf den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck von gängigen Ankersystemen im Tunnelbau und in der Geotechnik unter Berücksichtigung der technischen Anforderungen richten. Ein Blick auf ein Thema, das insbesondere die Bauindustrie in Zukunft verstärkt beschäftigen wird. Dabei soll der CO<sub>2</sub>-Fußabdruck von Verankerungssystemen durchleuchtet werden und dem Bauherrn, dem Planer und dem Anwender ein Hinweis auf die Möglichkeiten zur Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes gegeben werden. Dabei spielen zukunftsweisende Konzepte eine Rolle, die ihren Weg bereits in den Tunnelbau gefunden haben und aktuell den Weg in die Geotechnik suchen.*



Abbildung 0-1 und 0-2: Einbau eines temporären SN-Ankers im Tunnelbau und Herstellung eines dauerhaften Bodennagelsystems im Zuge einer Böschungssicherung

## 1 Einleitung

Das Thema Ressourceneffizienz bzw. Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes reicht immer weiter in die Bau-technik hinein und wird die Bauwirtschaft aller Voraussicht nach in der Zukunft in zunehmendem Maße beschäftigen – natürlich auch den Tunnelbau und die Geotechnik. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage nach dem CO<sub>2</sub>-Fußabdruck bewährter Verankerungssysteme und deren Optimierung.

In der Planung stehen in aller erster Linie die Grenz-zustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit im Vordergrund. Die statischen Nachweise für die Verankerungssysteme werden auf Basis der gängigen Bemessungsnormen oder Bemessungsverfahren geführt. Die Wahl des tatsächlichen auszuführenden Systems wird dabei in aller Regel der Bauausführung überlassen. Dies ist nicht einer Sorglosigkeit gegenüber unserer Umwelt geschuldet, sondern basiert vor allem auf dem Grundsatz des freien Wettbewerbs bei der Produktwahl. Tatsächlich hat die Wahl des ausgeführten Systems aber nicht nur einen Einfluss auf die Kosten, sondern auch einen erheblichen

Einfluss auf die Umweltverträglichkeit und Nachhaltigkeit.

Im Beitrag soll der CO<sub>2</sub>-Ausstoß anhand von gängigen temporären Vollverbundankern für Tunnel und anhand des Beispiels eines dauerhaften Bodennagelsystems dargestellt werden. Es soll dabei gezeigt werden, dass nicht nur der Zementverbrauch, sondern vor allem auch die Komponente Stahl und deren Herstellart, also die Gewinnung von Stahl aus Eisenerz über die Hochofenroute oder die Gewinnung von Stahl aus Stahlschrott über Elektroöfen eine erhebliche Rolle spielt. In der Baupraxis besteht in Hinsicht auf den CO<sub>2</sub>-Ausstoß ein erhebliches Optimierungspotential.

## 2 Einflussfaktoren von Verankerungssystemen auf den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck

Bei der Ermittlung des CO<sub>2</sub>-Fußabdrucks fallen bei Verankerungssystemen der „verwandten“ Gebiete Tunnelbau und Geotechnik vor allem die Komponenten Stahl und Zement ins Auge. Die Reduzierung der CO<sub>2</sub>-Emissionen bei der Zementherstellung ist Teil

der Anstrengungen der Zementindustrie. Für den Anwender ergibt sich Stand heute ein CO<sub>2</sub>-Ausstoß von rund 600 kg CO<sub>2</sub>-Äq. [1] für die Herstellung von Zement. Der Einfluss des Anwenders auf die ausgestoßene CO<sub>2</sub>-Menge durch die Wahl des Verankerungssystems ist dabei relativ. Die Wahl eines kleinstmöglichen Bohrloches zur Beschränkung der Zementmenge gebietet allein schon die Wirtschaftlichkeit. Die bauseits tatsächlich erforderlich Zementmenge wird durch die Geologie, die ermittelten Lasten sowie die Wahl des Produkts beeinflusst. Während Geologie und Lasten als gegeben angenommen werden können, spielt die Wahl des Systems eine erhebliche Rolle.

Der Einfluss des Stahls auf den CO<sub>2</sub>-Ausstoß erfolgt durch zwei Einflussgrößen, zum einen durch die Wahl des Verankerungssystems (Vollstab, Hohlstab etc.) und zum anderen durch die Art der Stahlherstellung.

Die Stahlherstellung nach heutigem Stand erfolgt auf zwei mögliche Wege:

- 1) Hochofenroute  
(BOF = Blast Oxygen Furnace)



Abbildung 2-1: Hochofen (BOF) für die Herstellung von Stahl aus Eisenerz (Quelle: Pixabay)

In einem Hochofen wird mittels Koks bzw. teils und immer zunehmend auch regenerativen Heizstoffen Eisenerz geschmolzen. Das so gewonnene Roheisen wird anschließend im Stahlwerk mit zusätzlichen Legierungselementen und gegebenenfalls Schrottteilen in einem Konverter unter Anreicherung von Sauerstoff zu Stahl verschmolzen.

- 2) Elektroofen  
(EAF = Electric Arc Furnace)

In einem Elektroofen wird recycelter Stahl mittels Elektroden in einem Lichtbogen geschmolzen und auf diese Weise gemeinsam mit zusätzlichen Legierungselementen Stahl wiedergewonnen. Stahlschrott wird auf diese Weise dem Recyclingkreislauf wieder zugeführt, wobei sich die Stahlqualität nicht von jener aus Eisenerz unterscheidet.



Abbildung 2-2: Schmelzvorgang von Schrott durch Lichtbogen im Elektroofen der Lech-Stahlwerke LSW (EAF)

Die Unterschiede der beiden Herstellverfahren im Hinblick auf die CO<sub>2</sub>-Emissionen sind dabei erheblich. Während bei der Hochofenroute (BOF) bei konventionellen Verfahren von rund 1.744 kg [2] (je nach Herstellwerk bis 2.300 kg [3]) ausgestoßenem CO<sub>2</sub> je erzeugter Tonne Stahl ausgegangen werden kann, fallen bei der Stahlerzeugung im Elektroofen mittels Schrotts nur rund 450 kg/t an [4] - beide Werte bezogen auf die Emissions-Kategorien 1 und 2 nach dem ‚Greenhouse Gas Protocol‘.

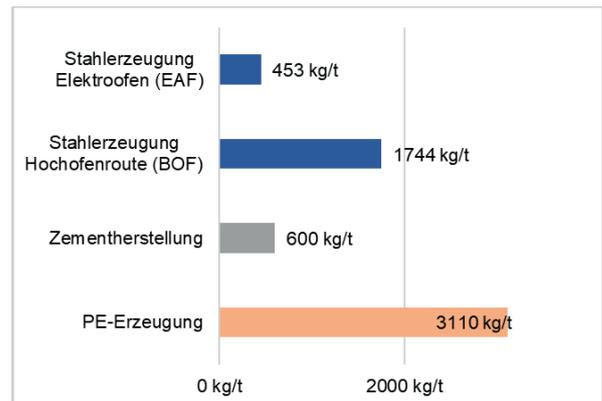


Abbildung 2-3: CO<sub>2</sub>-Äquivalente bei der Herstellung der maßgeblichen Ankerkomponenten

Natürlich sind Stahlhersteller von BOF-Werken immer mehr bestrebt, ihre Stahlgewinnung umweltfreundlicher auszurichten. Konzepte wie die Zufuhr von Wasserstoff beim Schmelzvorgang sind nur ein Beispiel. Nach Stand heute muss jedoch hinterfragt werden, ob der Wasserstoff auch „grün erzeugt“ wurde. Andersrum könnte der CO<sub>2</sub>-Ausstoß von EAF-Werken mittels „grünem Strom“ fast gegen 0 reduziert werden.

Die Art der Stahlherstellung erschließt sich dem Anwender des Verankerungssystems in aller Regel nicht. Aufschluss über die tatsächlich erzeugte CO<sub>2</sub>-Menge kann eine Umweltproduktdeklaration (EPD = Environmental Product Declaration) geben. Während EPD's in nordischen Ländern teils schon als Anforderung gängig ist, ist diese hierzulande freiwillig.



Sofern Nachhaltigkeit bei der Betrachtung der Planung als Aspekt gesehen wird, bleibt den Projektbeteiligten nur die Möglichkeit, individuell beim Hersteller des Verankerungssystems nachzufragen.

### 3 (Temporäre) Ankersysteme im Tunnelbau und deren CO<sub>2</sub>-Fußabdruck

Anker haben im Tunnelbau eine lange Tradition und sind elementarer Bestandteil des Sicherheitskonzepts beim zyklischen Tunnelvortrieb. Gerade im deutschsprachigen Raum hat sich die Neue Österreichische Tunnelbaumethode bei Vortrieben durchgesetzt, deren wesentliches Kriterium es ist, dass der den Hohlraum umgebende Gebirgsteil zum Mittragen herangezogen wird und somit selbst zum Bauteil wird. Bei der Herstellung der äußeren Tunnelschale haben sich insbesondere Mörtelanker, Spreizanker und Reibrohranker durchgesetzt. Was die Ankertypen eint, ist ein Element aus Stahl als tragendes und Zugkräfte aufnehmendes Herzstück des Gebirgsteile miteinander verbindenden Elements. Exemplarisch anhand von Vollmörtelankern soll der Einfluss der Ankerwahl auf den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck nachfolgend dargestellt werden.

Übliche Vollmörtelanker übertragen die Gebirgslast über einen erhärtenden Stoff (in aller Regel Zementmörtel) auf den Ankerschaft. Je nach Festlegung in der Planung bzw. Wahl des Ausführenden kommen dabei Injektionsbohranker aus Hohlstäben (IBO's), SN-Anker aus Betonstahl mit einseitig aufgeschnittenem Regelgewinde oder mittlerweile auch hochfeste Grobgewindestahlanker der Güte 900/1050 zu Ausführung.



Abbildung 3-1: Temporäre Ankersysteme im Tunnelbau; Oben: IBO-Anker, Mitte: herkömmlicher SN-Anker auf Betonstahlbasis, Unten: hochfester SN-Anker mit Grobgewinde

Der nachfolgend ermittelte CO<sub>2</sub>-Ausstoß je Laufmeter Anker schließt das Bohrgerät aus, da davon ausgegangen wird, dass in der Baupraxis das jeweils verfügbare Geräte verwendet wird und dies ohnehin

für beide Ankerarten – Hohlstab oder Vollstab – verwendet wird. Die Berechnung geht ferner davon aus, dass die Zementsteindeckung bei Hohl- und Vollstabankern identisch gewählt wird. Die ungünstigeren Bedingungen durch größere Bohrlöcher bei IBO's wird nicht in die Rechnung mit einbezogen. Die Massenermittlung für Stahl und Zement geht von einer Ankerlast > 200 kN aus (entspricht einer charakteristischen Strecklast von  $200 \cdot 1,15 = 230$  kN).

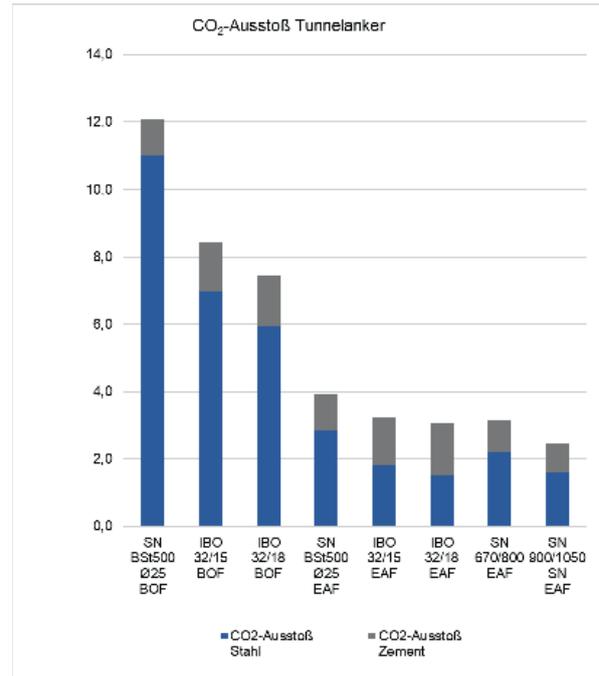


Abbildung 3-2: CO<sub>2</sub>-Ausstoß [kg CO<sub>2</sub>/Äq./lfm Anker] von gängigen (temporären) Tunnelankersystemen

CO <sub>2</sub> -Ausstoß in [kg CO <sub>2</sub> Äq./lfm Anker]	Stahl	CEM	Σ
SN-Anker, BSt500, Ø25, BOF	11,0	1,1	12,1
IBO, Ø32/15, BOF	7,0	1,4	8,4
IBO, Ø32/18, BOF	5,9	1,5	7,5
SN-Anker, BSt500 Ø25, EAF	2,9	1,1	3,9
IBO, Ø32/15, EAF	1,8	1,4	3,3
IBO, Ø32/18, EAF	1,5	1,5	3,1
SN-Anker, 670/800 Ø22, EAF	2,2	1,0	3,2
SN-Anker, 900/1050 SNØ18,6, EAF	1,6	0,9	2,5

Abbildung 3-3: CO<sub>2</sub>-Ausstoß von gängigen (temporären) Tunnelankersystemen in Zahlen

Es fällt auf, dass die maßgebliche Größe, die den CO<sub>2</sub>-Fußabdruck beeinflusst, durch den Stahl und sein Herstellverfahren bestimmt wird. Für den Anwender erschließt sich beim Einsatz zunächst nicht, ob es sich beim Stahl um ein Produkt aus dem Elektroofen oder dem Hochofen handelt. Nähere Auskünfte durch eine Umweltproduktdeklaration (EPD) geben führen bis dato aber nur die wenigsten Stahlerzeuger.

Bei Produkten aus Hohlstäben kommt erschwerend hinzu, dass Stahlherzeuger und Ankerhersteller nicht identisch sind und der Ankerhersteller jederzeit die Möglichkeit besitzt, Rohre als Ankervormaterial von einem BOF-Werk oder einem EAF-Werk zu beziehen und den Lieferanten dabei jederzeit zu wechseln.

Kurz: die praktische Identifikation des CO<sub>2</sub>-Fußabdrucks ist aktuell noch schwierig. Lediglich das umweltfreundlichste Produkt der Palette nach Abbildung 3-3, der hochfeste SN-Anker, kann verwechslungsfrei einem EAF-Werk zugeordnet werden.

#### 4 Bodennagelsysteme in der Geotechnik (dauerhaft) und deren CO<sub>2</sub>-Fußabdruck

Artverwandte Produkte zu Tunnelanker stellen Bodennägel in der Geotechnik dar. Die Bodennägel können entweder in ein vorgebohrtes Bohrloch versetzt und mit Zementsuspension verpresst werden, oder als selbstbohrendes Element mit Zementspülung hergestellt werden. Temporäre Bodennägel ähneln in ihrer Herstellung, Dimension und Anwendung sehr den vor beschriebenen Vollmörtelankern im Tunnelbau und können hinsichtlich ihrer CO<sub>2</sub>-Erzeugung durchaus mit den Produkten des Tunnelbaus verglichen werden.

Außergewöhnlicher ist der Unterschied jedoch bei dauerhaften Anwendungen. Die Ausführung von Bodennägeln wird durch die EN 14490 [5] festgelegt. Der Aufbau des Korrosionsschutzes dauerhafter Nagelsysteme wird durch Zulassungen geregelt. Alle in Deutschland gültigen Zulassungsbescheide sehen für Bodennägel sehen als Tragglied einen Grobgewindestab mit einem doppelten Korrosionsschutz nach EN 1537 [6] vor.



Abbildung 4-1: Doppelt korrosionsgeschützte Tragglieder auf der Baustelle

Für Bodennägel aus Hohlstäben besteht keine Zulassung für eine dauerhafte Verwendung. Trotz oder vielleicht wegen der Unwissenheit zu dieser Tatsache ist es dennoch gängige Baupraxis, dass dauerhafte Bodennägel aus Hohlstäben hergestellt werden. Planer, Prüfer und Ausführende verweisen

gerne, wenn auch unzulässig, auf Mikropfahlzulassung(en) für eine dauerhafte Anwendung, die Zementsteindeckungen für Hohlstäbe in Abhängigkeit des verwendeten Hohlstabtraggliedes regeln. Da Bodennägel auf Zug belastet werden, fällt die erforderliche Zementsteindeckung oder andersrum die Lastreduzierung bei niedrigerer Zementsteindeckung entsprechend gravierend aus.

Zudem argumentiert die Bundesvereinigung der Prüferingenieure, dass bei einer Bodenvernagelung durch zwangsläufig auftretende Bodenverformungen quer zu den Nägeln ungewollte Biegebeanspruchungen auftreten [7]. Diese führen zu erhöhten Rissweiten und zu einer inakzeptablen Beschädigung des Korrosionsschutzes. Dies wiederum hat die unbedingte Forderung nach einem doppelten Korrosionsschutz zur Folge.

Unabhängig von den technischen Erfordernissen, sollen dennoch die Auswirkungen des Stahl- und Zementeinsatzes bei dauerhaften Bodennagelsystemen auf die Nachhaltigkeit veranschaulicht werden.

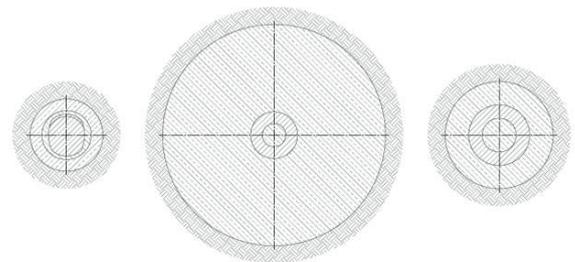


Abbildung 4-2: Maßstäbliche Darstellung von dauerhaften Bodennagelquerschnitten (ohne Muffenverbindung); Links: Grobgewindestahl Ø32 mm mit doppeltem Korrosionsschutz, Mitte: Hohlstab Øa 40 mm mit 75 mm erf. Überdeckung, Rechts: Hohlstab Øa 52 mm mit 20 mm erf. Überdeckung

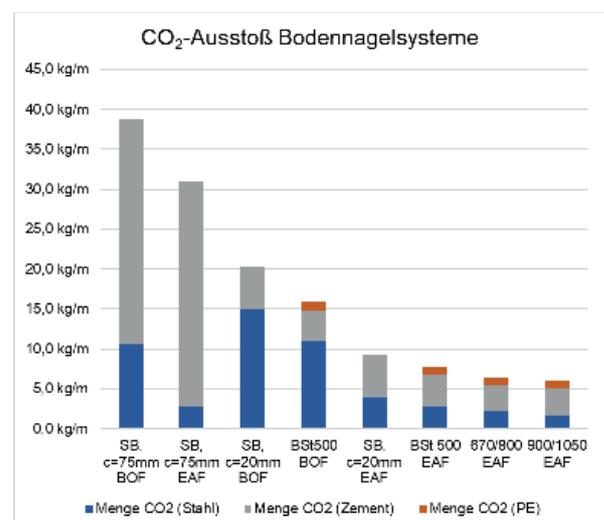


Abbildung 4-3: CO<sub>2</sub>-Ausstoß [kg CO<sub>2</sub>/Äq./lfm Anker] von gängigen (permanenten) Bodennagelsystemen



CO <sub>2</sub> -Ausstoß in [kg CO <sub>2</sub> Äq./lfm Anker]	Stahl	CEM	PE	Σ
SB-Anker 40/20, c = 75 mm, BOF	10,6	28,2		38,8
SB-Anker 40/20, c = 75 mm, EAF	2,8	28,2		31,0
SB-Anker 52/29, c = 20 mm, BOF	15,0	5,3		20,3
Vollstab 500/550 Ø32, BOF	11,0	3,8	1,1	16,0
SB-Anker 52/29, c = 20 mm, EAF	3,9	5,3		9,2
Vollstab 500/550 Ø32, EAF	2,9	3,8	1,1	7,8
Vollstab 670/800 Ø28, EAF	2,2	3,3	0,9	6,4
Vollstab 900/1050 SN Ø23,9, EAF	1,6	3,5	0,9	6,0

Abbildung 4-2: CO<sub>2</sub>-Ausstoß von gängigen (permanente) Bodennagelsystemen in Zahlen

Bei dieser Berechnung wurden Koppelstellen von Hohlstabsystemen, die zur Sicherstellung der erforderlichen Zementsteindeckung einen entsprechend größeren Bohrlochdurchmesser benötigen, noch gar nicht berücksichtigt. Dennoch ist die Tendenz klar, die Verwendung von Vollstäben aus dem Elektroofen haben analog zu den temporären Tunnelankern den günstigsten CO<sub>2</sub>-Fußabdruck innerhalb der Dauerbodennägel.

Auch hier gilt, dass die Herkunft des Stahls für Hohlstäbe schwer nachzuvollziehen ist. Während in der Vergangenheit mitunter damit (natürlich unbegründet) geworben wurde, dass Hohlstäbe im Gegensatz zu (Voll-)Gewindestäben aus Erz und nicht aus minderwertigem Schrott als Vormaterial produziert würden, dreht sich das Vorzugsargument ins Gegenteil um.

## 5 Übertragung von innovativen Konzepten des Tunnelbaus in die Geotechnik

Bei SN-Ankern im Tunnelbau handelt es sich im Sinne der DIN 21521 [8] um vollvermörtelte Gebirgsanker bzw. Vollverbundanker, bei denen die Kraftübertragung zwischen Ankerschaft und Bohrlochwand durch einen erhärtenden Stoff (Ankermörtel) erfolgt. Das Herstellungsverfahren kann damit parktischerweise 1:1 auf Bodennagelsysteme in der Geotechnik übertragen werden.



Abbildung 5-1: Hochfeste SN-Anker aus dem Tunnelbau

In der Bemessung kann die Berücksichtigung der Vollverbundanker über einen Ausbauwiderstand oder über verbesserte Gebirgseigenschaften berechnet werden. Übliches Vorgehen ist dabei, aufgrund der Kopplung der Vollverbundanker mit dem Gebirge über die gesamte Länge des Ankers für die Vollverbundanker das Verfahren mit den verbesserten Gebirgseigenschaften anzuwenden. Eine gängige Methode zur Betrachtung der verbesserten Gebirgseigenschaften ist die Kohäsionserhöhung [9].

Bei Bodennägel handelt es sich statisch betrachtet um eine zusammengesetzte Stützkonstruktion, die zur Sicherung potenziell instabiler Böschungen ausgeführt und bemessen wird. Anders als bei vorgespannten Systemen wirken Bodennägel dabei als Elementgruppe, wobei Zug- und Druckstreben entstehen und die einzelnen (Stahl-)Tragglieder die im Boden entstehenden Zugkräfte aufnehmen. Auf diese Weise entsteht ein bewehrter Bodenkörper, der wie eine Schwergewichtsmauer wirkt und statisch als monolithischer Block betrachtet und nachgewiesen werden kann. Die Betrachtung eines monolithischen Blocks kann als Parallele zu den verbesserten Gebirgseigenschaften durch vollvermörtelte Anker im Tunnelbau betrachtet werden.

Die Verwendung gleichartiger Vollstab-Tragglieder einer Betonstahlgüte BSt500 ist dabei seit vielen Jahren gängige Praxis und Stand der Technik. Die Herausforderung besteht darin, das Konzept der CO<sub>2</sub>-Einsparung durch die Verwendung eines hochfesten Stahls auf dauerhafte Anwendungen in der Geotechnik zu übertragen. Die Ausführung des Korrosionsschutzes allein durch die Berücksichtigung einer Zementsteindeckung wird technisch zu diskutieren sein und macht, wie bereits im vorangegangenen Kapitel ausgeführt, schon aus umwelttechnischen Gründen keinen Sinn.

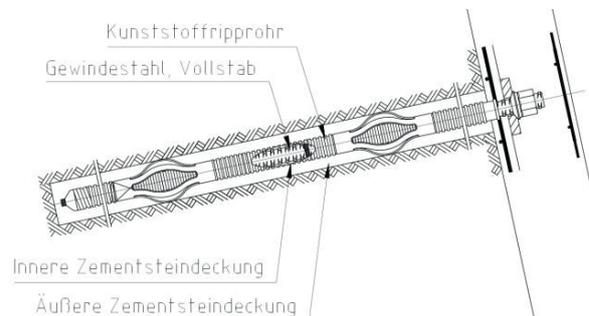


Abbildung 5-2: Dauerhaftes Bodennagelsystem nach Stand der Technik und Zulassung

Die Lösung muss nach aktuellem Stand der Technik darin bestehen, den hochfesten Stahl mit einem doppelten Korrosionsschutz im Sinne der technischen Dauerhaftigkeit sowie im Sinne der Nachhaltigkeit zu versehen. Die entsprechenden Untersuchungen

nach EN 1537 [6] laufen aktuell und lassen ein positives Ergebnis im Sinne der Anforderung erwarten.

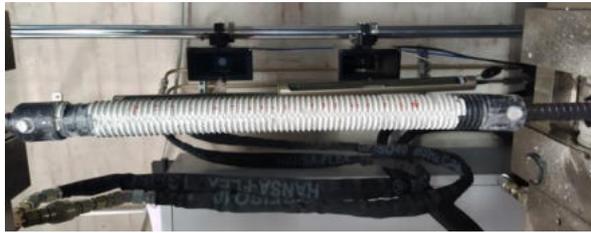


Abbildung 5-3: Rissweitenuntersuchung an einem doppelt-korrosionsgeschützten Tragglied aus hochfestem Stabstahl

Neben allen Aspekten hinsichtlich Nachhaltigkeit sollte nicht außer Acht gelassen werden, dass ein gegenüber herkömmlichen Betonstahl 44%-gewichtsreduzierter Stahl gerade bei temporären Anwendungen auch erhebliche Vorteile in der Logistik, im Handling und beim Einbau bringt. Zunächst bedeuten 44% weniger Gewicht natürlich ein leichteres Setzen und somit eine Erleichterung für die Projektausführenden vor Ort [10]. 44% Gewichtsreduzierung bieten nicht nur dem Einbauenden vor Ort, sondern auch dem Logistiker und Einkäufer schon deshalb Vorteile, da die Transporte analog reduziert werden können. Die Zielsetzung ist also eine allumfassende Zielsetzung, eine Reduzierung von Material, die der Umwelt als auch den Beteiligten am Bau Vorteile verschafft.

## 6 Schlussfolgerung und Aussicht

Die Reduzierung der Treibhausgase ist ein Ziel, das nicht nur mediale Präsenz zeigt. In ihren Klimazielen hat sich die EU dazu verpflichtet, bis 2050 klimaneutral zu werden, um dem Klimawandel entgegenzuwirken. Mit dem Europäischen Klimagesetz wird das Emissionsreduktionsziel der EU für 2030 von 40 Prozent auf mindestens 55 Prozent angehoben und die Klimaneutralität bis 2050 rechtsverbindlich gemacht. Tatsächlich sind Bemühungen dazu im Bausektor jedoch wenig spürbar, und das, obwohl der Sektor Gebäude und Bauen rund 40% der CO<sub>2</sub>-Emissionen beiträgt.

Im Bereich Geotechnik und Tunnelbau werden die Aufgabenstellungen nicht auf einer Schulter allein getragen werden können. Die Produkt- und Gerätehersteller werden aufgerufen werden, noch nachhaltigere Konzepte zu entwickeln. Der hochfeste SN-Anker aus dem Hause Stahlwerk Annahütte ist dabei nur ein Beispiel für Produktinnovation, der eindrucksvoll zeigt, dass ein reduzierter CO<sub>2</sub>-Ausstoß nicht ausschließlich für die Umwelt, sondern auch für den Anwender mit Vorteilen einhergeht.

Solange die Ausführenden nicht durch äußere Vorgaben zur Reduzierung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes ermutigt

werden, wird der Preis für Produkte, Geräte und Einbau für die an der Ausführung Beteiligten dazu führen, Kosten weiterhin als nahezu alleinigen Parameter für die Verwendungsentscheidung heranzuziehen.

Es ist zu wünschen, dass die Kontrolle von Herstellerangaben zu Emissionen fremdüberwacht werden. Noch kursieren zu oft Werte, die entweder veraltet sind oder nicht der Realität entsprechen.

Es bleibt also zu hoffen, dass die Ausschreibenden, in weiterer Folge die Bauherren und in letzter Instanz der Gesetzgeber die Rahmenbedingungen schaffen, den Einsatz von Produkten mit reduziertem Treibhausgasausstoß zu fördern und zu überwachen.

## Literaturverzeichnis

- [1] Verein Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ) (November 2020); *Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien*; Düsseldorf
- [2] Fraunhofer-Institut für Umwelt-, Sicherheits- und Energietechnik Umsicht (3. November 2016); *Technische, ökonomische, ökologische und gesellschaftliche Faktoren von Stahlschrott*
- [3] Bundesamt für Wirtschaft und Ausfuhrkontrolle (15. November 2021); *Informationsblatt CO<sub>2</sub>-Faktoren, Bundesförderung für Energie- und Ressourceneffizienz in der Wirtschaft*
- [4] Stahlwerk Annahütte (Juni 2022); *Kreislauf. Wirtschaft. Leben. Nachhaltigkeitsbericht Stahlwerk Annahütte Geschäftsjahr 2021*
- [5] DIN EN 14490:2010-11: *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Bodenvernagelung*; Deutsche Fassung EN 14490:2010
- [6] DIN EN 1537:2014-07: *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker*; Deutsche Fassung EN 1537:2013
- [7] Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für Bautechnik e.V.; *Korrosionsschutz bei Dauernägeln, Festlegung der Prüflasten bei Bodenvernagelung*; April 2016
- [8] DIN 21521 Teil 1; *Gebirgsanker für den Bergbau und den Tunnelbau*; Juli 1990
- [9] Gunter Gernot Gschwandtner (Januar 2010); *Masterarbeit „Analytische Berechnungsansätze zum Kennlinienverfahren“*; Leoben
- [10] Andreas Schiller, Marius Wiest (Dezember 2019); *Entwicklung eines neuen hochfesten SN-Ankers zur Optimierung von konventionellen Vortrieben*; Geomechanics and Tunnelling, Volume 12 (2019) No. 6, Ernst & Sohn



# 5th Waterline to Jerusalem – Geologische Herausforderungen beim TBM Vortrieb im Karstgebirge

Dipl. Geol. Ivo Banjan, Ed. Züblin AG  
Dr. Ing. Christoph Niklasch, Ed. Züblin AG  
Dipl. Ing. Ashraf Makar, Strabag AG Tunneling

*Das Projekt 5th Waterline to Jerusalem beinhaltet die Herstellung einer Druckwasserleitung für die Lieferung von Trinkwasser aus den Meerwasserentsalzungsanlagen an Israels Mittelmeerküste zum Großraum von Jerusalem. Zu diesem Zwecke wurde von 2017 – 2020 ein ca. 12,8 km langer Tunnel mittels einer Hartgestein-Gripper-TBM mit einem Durchmesser von 3,9 m aufgeföhren, der bis an die Außenbezirke von Jerusalem heranreicht.*

*Der Vortrieb durchörterte Abfolgen von Sedimentgesteinen aus der späten Unterkreide bis zur Oberkreide. Es handelte sich überwiegend um Kalksteine und Dolomite mit untergeordneten Mergelsteinen, die häufig wechsellagern. Die Gesteinsabfolge wurde im Zuge der tektonischen Vorgänge an der Transformstörung des Toten Meeres sehr weiträumig gefaltet und hervorgehoben, wodurch die Gesteine bevorzugt entlang von Brüchen und Störungen verkarsteten.*

*Beim Aufföhren des Tunnels wurden zahlreiche Hohlräume angetroffen, die den Vortrieb z.T. stark behinderten. Für größere Hohlräume mussten individuelle, flexible Maßnahmen getroffen werden, um die Höhlen dauerhaft zu sichern und ein sicheres Durchschreiten mit der TBM zu ermöglichen. Dabei erwies sich die Doppelgrippermaschine und die freie Zugänglichkeit des Gebirges als entscheidender Vorteil.*

*Andererseits wurde in tiefliegenden, karstbedingt stark verwitterten Bereichen, bodenartige Verhältnisse angetroffen. Diese haben ein Verspannen der Maschine unmöglich gemacht und führten zur Notwendigkeit von parallelen Seitenstollen zur Herstellung von Betonwiderlagern. Hier erwies sich die Grippermaschine eher als Nachteil.*

*Dieser Beitrag geht auf die Maßnahmen und Herausforderungen ein, die bei der Annäherung und Durchörterung von Karsthohlräumen und stark verwitterten Bereichen mittels einer TBM auftreten. Es wird auf den praktischen Nutzen von vorausgehenden Erkundungen und die Möglichkeit der Behandlung von Karsthohlräumen aus der Distanz heraus eingegangen und die Wichtigkeit eines offenen und flexiblen Ansatzes der Problembewältigung hervorgehoben.*

## 1 Projektvorstellung

Zur Deckung des gesteigerten Trinkwasserbedarfs von Jerusalem und im Hinblick auf die ariden Verhältnisse in der Region, setzt Israel auf die Meerwasserentsalzung zur Sicherung der Wasserversorgung. Das gewonnene Trinkwasser wird über Leitungen im Land verteilt. Um den Reliefunterschied zwischen der Küstenebene und dem auf dem Hochplateau des Judäischen Gebirges liegenden Jerusalem (754 m) zu überwinden, wurde im Zuge des Bauprojektes 5th Waterline to Jerusalem ein 12,8 km langer Tunnel für den Abschnitt der Leitung zwischen Kesalon und Ein Karem vorgesehen (Abbildung 1-1). Der Tunnel überwindet einen Höhenunterschied von ca. 260 m. Das Wasser wird von einer Pumpstation am Portal mit bis zu 32 bar Richtung Jerusalem befördert. Das Projekt wurde als Design & Build Vertrag ausgeschrieben, damit lag sowohl die Planung, als auch

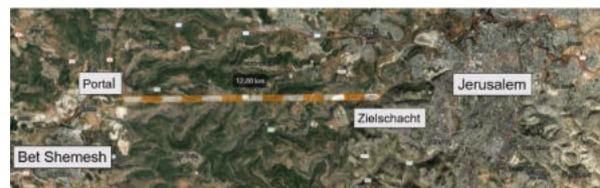


Abbildung 1-1 Kartendarstellung 5th Waterline to Jerusalem.

die Ausführung beim Unternehmer. Die vorgeschlagene Lösung beinhaltete die Wahl einer Hartgestein-Gripper-TBM mit 3,9 m Bohrdurchmesser und Doppelverspannung. Der Vortrieb erfolgte steigend von West nach Ost. Die Primärsicherung bestand aus Systemankerung, Bewehrungsmatten und ggf. Spritzbeton und Stahlbögen in Abhängigkeit von der angetroffenen Gebirgsqualität.

Die Trinkwasserleitung besteht aus einem Stahlrohr mit innenliegender Zementbeschichtung von 2,6 m Durchmesser und ist mit Ortbeton hinterfüllt.

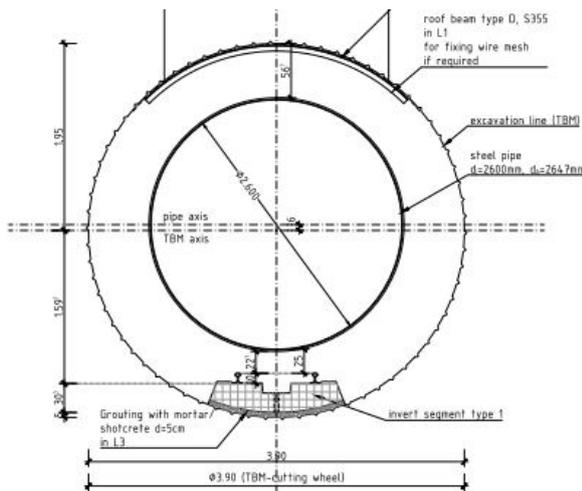


Abbildung 1-1 Übersicht Stahlrohr in TBM Tunnel.

Das Projekt wurde durch ein Konsortium aus Züblinjäger ausgeführt. Die Planung und geologische Betreuung erfolgte durch eine PlanungsARGE bestehend aus der Zentralen Technik der Ed. Züblin AG und ILF. Der TBM Vortrieb fand von 2017 bis 2020 statt. Die durchschnittliche Vortriebsleistung litt unter erheblichen Erschwernissen im Zuge häufig auftretender Karsthohlräume, Störungszonen und hochverwitterter Bereiche, welche aufgrund der tiefgreifenden Verkarstung auch in mehreren hundert Metern Tiefe angetroffen wurden. Auf die Erfahrungen bzgl. der Sanierung und Überwindung von sehr komplexen und verschiedenartigen geologischen Herausforderungen wird in diesem Beitrag eingegangen.

## 2 Geologischer Überblick

Das Jüdische Gebirge im Projektgebiet ist aufgebaut aus einer Abfolge von Sedimentgesteinen der Kreideformation (Alb bis Senon). Das Gebirge verläuft in N-S bis NNE-SSW Richtung und die höchsten Erhebungen reichen bis an 1000 m heran. Bei den angetroffenen Sedimentgesteinen handelt es sich überwiegend um Karbonatgestein bestehend

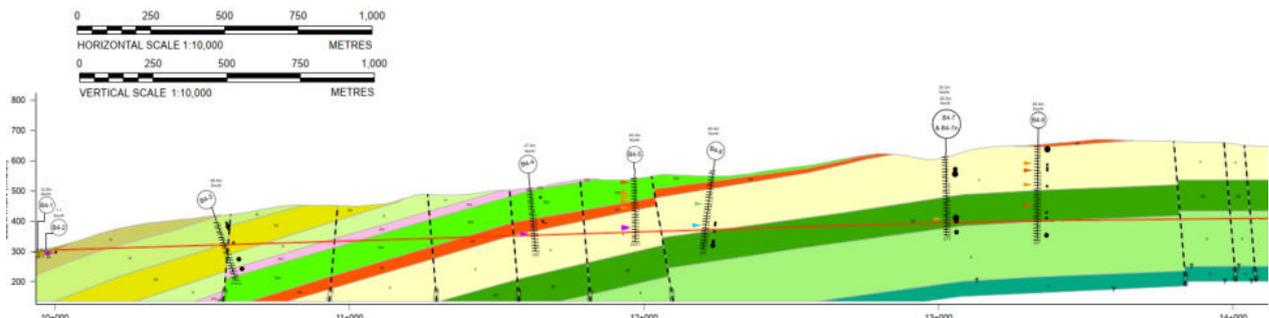


Abbildung 1-2 Geologischer Längsschnitt entlang der initialen 4 km Tunnelstrecke von West nach Ost. Die Umbiegung der Schichten in eine söhlige Lagerung ist deutlich zu erkennen. Quelle: Golder Associates für Mekorot.

aus Wechsellagerungen von Kalkstein, Dolomitstein, Mergelstein, Kreidestein und deren Mischformen. Bereichsweise treten die Gesteine in Wechsellagerung auf. Die älteren Formationen sind eher durch Kalkstein und Dolomitgestein dominiert, während die mittleren Bereiche der Abfolge eine Zunahme der Tonsedimentation belegen, wodurch verstärkt Mergelsteine und Kalkmergelsteine auftreten. Zu den Hangendschichten hin nimmt die dendritische Komponente wieder ab und es dominieren erneut Kalk- und Dolomitsteine.

Der Gebirgsbau wird durch eine sehr weite Kofferrfalte dominiert. An der Westseite der Gebirgskette fallen die Schichten nach Westen ein und biegen, weiter ostwärts folgend, nach etwa 3 km Tunnelänge in eine horizontale Lagerung um, die sie bis zum Portal beibehalten. Trotz der Nähe zum Grabensystem des Toten Meeres, ist das Gebirge nur mäßig tektonisch zerlegt. Störungen sind vorhanden, aber die Sprunghöhen und Versätze sind im Projektgebiet eher gering im Bereich von Zehnermetern. Der Hauptteil der Großstrukturen ist parallel zum N-S Streichen des Totes-Meer Rift Systems angelegt, mit untergeordneten Lineamenten in E-W Richtung. Aufgrund des Gebirgsbaus begann der Vortrieb im Westen in den jüngeren Schichten und führte innerhalb von 3 km durch zehn von insgesamt 11 angetroffenen Formationen, während die restlichen knapp 10 km in söhliger Lagerung durch lediglich zwei Formationen führten. Beginnend ab der Oberkreide, und zunehmend im Tertiär, wurde das Gebiet in mehreren Phasen gehoben und die Karbonatgesteine unterlagen in den damals bedeutend humideren klimatischen Bedingungen der Verkarstung.

## 3 TBM Vortrieb im Karstgebirge

Ein maschineller Vortrieb war für das Projekt vorgegeben, wobei die Art der TBM der Wahl des Unternehmers unterlag. Aufgrund des generellen Karstrisikos entschied man sich für eine Grippermaschine, da man sich durch das offenere Maschinenkonzept und die bessere Zugänglichkeit, sowie die Einsicht



des Gebirges, Vorteile bei der eventuellen Sanierung von Karsthohlräumen versprach. Ferner waren die erwarteten Gebirgsverhältnisse als günstig erachtet worden. Der Großteil der Karbonatgesteine besaß Druckfestigkeiten im Bereich von 50 – 80 MPa. Die RQD-Werte waren im Mittel gut bis sehr gut mit einem Durchschnittswert von 81% aller erfasster RQD-Werte (inkl. Störungen und Karstbereiche). In Kombination mit dem kleinen Durchmesser wurde ein Konzept mit Schildmaschine und Tübbingausbau als unwirtschaftlich angesehen. Tatsächlich wurden am Ende ca. 75 % der Tunnellänge ohne Spritzbetonsicherung aufgeföhren, da das Gebirge ausreichend standfest war.

Die Beurteilung des Karstrisikos erwies sich als schwierig. Es wurden insgesamt sieben signifikantere Hinweise auf Karsthohlräume in den Bohrkernen festgestellt. Das Kriterium war, dass die Bohrlochaufnahme über mindestens 0,5 m einen Hohlraum andeutete. Diese Bereiche waren in der Regel eine Abfolge von Fehlstellen im Kamerabild über Bohrlängen bis 3 m. Ein Abschnitt zeigte mehrere kleine Hohlräume und Fehlstellen über 6.5 m Länge. Ein Durchrutschen des Bohrgestänges um 0,5 m ist lediglich aus einer Bohrung berichtet. Die Auswertung basierte auf 18 Bohrungen entlang der Trasse mit ca. 3800 m Kerngewinn.



*Foto 3-1 Verfüllter Karsthohlraum entlang der Autobahn A1 in der Nähe von Abu Ghosh.*

Im Projektgebiet ist keine sonderlich ausgeprägte Karstmorphologie gegeben. Es gibt wenig Dolinen und Trockentäler. Entlang der parallel zur Tunnelstrecke und nördlich gelegenen Autobahn von Tel Aviv nach Jerusalem gab es aufgrund der Verbreiterung der Trasse die Gelegenheit, über mehrere Kilometer neue Straßenanschnitte zu begutachten. Auch hier fanden sich nur vereinzelt Hinweise auf Karsthohlräume (Foto 3-1).

Demgegenüber steht die in einem nahen Steinbruch zufällig entdeckte Soreq Cave mit einer Spannweite von 60-80 m und einer Höhe von bis zu 15 m, die für

Besucher zugänglich ist. Dies spiegelt die grundsätzlichen Schwierigkeiten der Risikobewertung von Tunnelbauwerken in Karstgebieten wider. Orientiert man sich für die Risikobewertung eher an den spärlichen Hinweisen auf Karst an der Oberfläche, oder an der beachtlichen Höhle in der Nähe des Projektes im Untergrund. Hat die Bohrkampagne verhältnismäßig viele Karsthinweise erbohrt, oder eher nicht?

Aufgrund der Unvorhersehbarkeit von Hohlräumen sind punktuelle Erkundungen mit Bohrungen nicht zielführend. Linienförmige Erkundung mittels Geophysik ist bei tiefen Tunneln ebenfalls unsicher.

Der Bauvertrag hat zwei Kategorien von Karsthöhlen definiert, basierend auf Spannweite und Kubatur. Die Anzahl der im Pauschalpreis inkludierten Höhlen der Kategorie I und II war ebenfalls definiert. Die Kategorie I Höhlen hatten eine Spannweite zwischen ein bis zwei Mal den Tunnelradius, bzw. bis zu 30 m<sup>3</sup> Hohlraumvolumen. Kategorie II Höhlen waren größer als Kategorie I bis maximal 8 m Spannweite und 500 m<sup>3</sup> Hohlraumvolumen. Daneben war eine zerstörungsfreie Vorauserkundung vorgesehen. Die Arge hat sich für ein geoelektrisches System entschieden, welches aber aufgrund mangelnder Zuverlässigkeit wieder abgeschaltet wurde. Die TBM wurde durch die zwei Verspannungsebenen und mehrere Fußstützen als besonders geeignet angesehen, da die Maschine stets über mehrere Punkte verteilt das Gebirge belastet und bei einem Durchbrechen zu einem tunnelnahen Hohlraum weitere Haltepunkte vorhanden sind. Während der Angebotsphase und zu Beginn der Ausführungsplanung wurden mit dem Auftraggeber theoretische Konzepte zur Sanierung von Hohlräumen mittels Vorausb Bohrungen zur Erkundung und Sanierung aus sicherer Entfernung festgelegt. In der Praxis erwiesen sich die starren Ansätze als unrealistisch, wie in den folgenden Beispielen dargelegt wird.

### **3.1 Karsthöhle „Cave 1“ bei TM 449**

Im Februar 2017 brach der Bohrkopf bei Tunnelmeter 449 und einer Überlagerung von ca. 100 m in einen Hohlraum durch. Zuvor durchfuhr die TBM über 35 m Länge einen Bereich mit Trümmerbrekzie, welcher sich als Versturzmasse eines wesentlich größeren Hohlraums herausstellte. Abbildung 3-1 zeigt den verwinkelten Verlauf der Höhle. Die Gänge winden sich spiralförmig nach oben. Die letzte begehbare Kammer (chamber E) kommt über dem Tunnel zu liegen. Die Gesamtlänge der begehbaren Kammern betrug 103 m und das Hohlraumvolumen ca. 3210 m<sup>3</sup>. Die Sohle der Kammer E liegt etwa 8.3 m oberhalb des Tunnels. Es waren in der Hauptkammer A eher wenige Tropfsteine vorhanden, was als Hinweis auf jüngere Aktivität der Höhle gedeutet wurde.

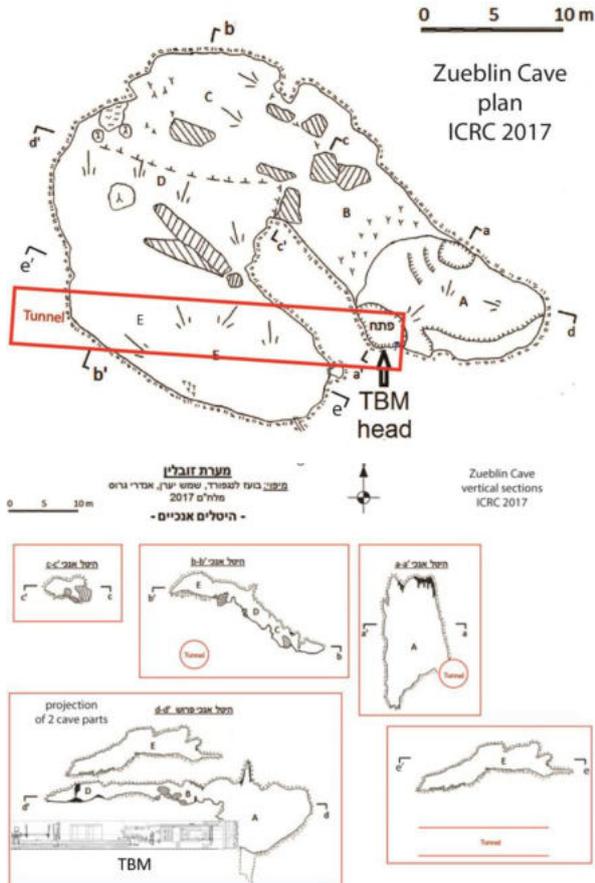


Abbildung 3-1 Übersichten der Cave 1 (Quelle: Israeli Cave Research Center).

Die Begutachtung durch Speläologen führte zur Erkenntnis, dass selbst innerhalb der Versturzmasse Hohlräume vorhanden sein können und der tatsächliche Boden der Haupthöhle unbekannt ist. Daher galt es zunächst den aufgefahrenen Tunnel zu sichern. Dazu wurden Bohrungen in der Sohle abgeteuft, um Hohlräume unmittelbar unterhalb des Nachläufers auszuschließen. Zusätzlich wurden Bohrungen radial um den Tunnel entlang der Strecke in der Versturzmasse abgeteuft und mit Zementsuspension verpresst. Nach Sicherung des aufgefahrenen Tunnels, wurden Bohrungen von der Oberfläche abgeteuft, um die Stabilität des Gebirges oberhalb der Hauptkammer A und der Felswand entlang der südlichen Ulmenstrecke der Kammer A zu erkunden. Die Ergebnisse der Erkundung zeigten, dass sich außerhalb der Versturzmasse und der Höhlenwand kompetenter Fels befand. Die Weiterfahrt wurde sichergestellt, indem Kammer A mit Beton bis zu einem Niveau von etwa 2 m über Firste verfüllt wurde (Abbildung 3-2). Auf ein Verfüllen der oberhalb des Tunnels liegenden Hohlräume wurde verzichtet, um hier keine zusätzliche Auflast zu erzeugen.

Statische Berechnungen stuften im Nachgang die dynamische Belastung eines Dacheinsturzes als kritisch ein.

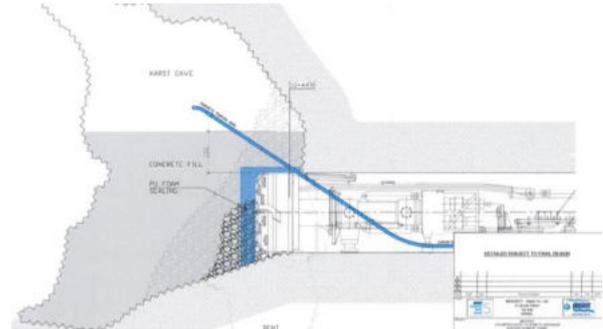


Abbildung 3-2 Überblick über die initiale Verfüllung der Cave 1 Höhle.

Aufgrund der Wichtigkeit der Wasserleitung entschloss man sich schließlich alle Hauptkammern durch Oberflächenbohrungen zu verfüllen. Es ergab sich im Zuge der Sanierung der Höhle eine Stillstandszeit von ca. 3 Monaten.



Foto 3-2 Blick von Kammer B auf den Bohrkopf.

### 3.2 Moza Formation – TM 839

Nach weiteren 400 m Vortrieb erreichte der Tunnel im September 2017 die Moza Formation. Die Lithologie wurde als gelber Mergelstein und Kalkmergelstein mit einer Gesamtmächtigkeit von ca. 10-15 m beschrieben. Tatsächlich waren die angetroffenen Verhältnisse in einer ca. 3 m mächtigen Mergelschicht bodenartig. Aufgrund des Schichteinfalls gegen die Vortriebsrichtung äußerten sich die Schwierigkeiten für den Vortrieb ab Tunnelmeter 842 zunächst durch ein Einsinken des Hauptstandfußes unterhalb der TBM. Eine Ausrichtung der TBM war nicht möglich und der Boden unterhalb des Stützfußes musste wiederholt ausgekoffert und mit Beton verfüllt werden.

Im weiteren Verlauf nahm die bodenartige Mergelschicht einen immer größeren Anteil im Querschnitt ein. Durch die stark klebrige Konsistenz setzten sich der Bohrkopf und die Rollmeißel zu, was dazu führte, dass die Hübe unterbrochen werden mussten, um das Material im Bohrkopf händisch zu entfernen und



die Rollmeißel zu säubern. Im weiteren Verlauf nahm die hochverwitterte, bodenartige Mergellage im Querschnittsanteil weiter zu. Bei Tunnelmeter 848 befand sich schließlich der vordere, linke Gripper vollumfänglich im Bereich der Weichschicht (Abbildung 3-3). Hier versagte die Verspannung des Grippers mehrfach und trotz wiederholten Auskofferns und Unterfütterns des Gripperbereiches mit Spritzbeton konnte kein ausreichender Verspanndruck aufgebaut werden. Insgesamt hat man durch die oben beschriebenen Effekte lediglich ca. 6 m Vortrieb in 17 Tagen erreicht.

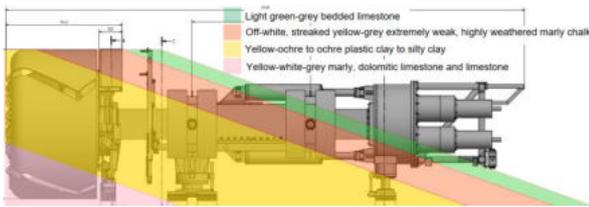


Abbildung 3-3 Lage der bodenartigen Weichschicht (rot und gelb) zum Zeitpunkt des Versagens des Grippers bei TM 848.

Schließlich wurde beschlossen im Bereich hinter den Grippern einen Seitenstollen in händischem Vortrieb aufzufahren, um ein Betonwiderlager entlang der Länge der Weichschicht herzustellen. Der Abstand zwischen Seitenstollen und Haupttunnel war ca. 0,8 m. Im Bereich des vorderen linken Grippers traf man den bewehrten Spritzbeton ca. 1,5 m weit eingedrückt im Seitenstollen an. Nach 14 m Vortrieb war die Mergellage durchörtert. Der Seitenstollen wurde mit Stahlträgern bewehrt und mit Beton verfüllt. Nach Wiederaufnahme des Vortriebs konnte sich die TBM erfolgreich verspannen, der Vortrieb war jedoch aufgrund der Verklebungen des plastischen Materials weiterhin erschwert.

Auf der rechten Seite in Vortriebsrichtung lag die identische Schicht in wesentlicher kompetenterer Form vor. Ursächlich für die hohe Verwitterung und Festigkeitsverlust war womöglich eine Schichtparallele Karstspalte, welche kurz im linken oberen Firstbereich angetroffen wurde. Hier war vermutlich über lange Zeiträume eine Wasserwegsamkeit in die sonst dichten Mergellagen der Moza Formation vorhanden, welche lokal zu einer Entfestigung und Verwitterung des Mergels geführt hat. Im weiteren Tunnelverlauf wurden Mergelschichten angetroffen, welche bei Wasserzutritt beachtliche Quelldrücke entwickelten. Unter Umständen ist die extreme Entfestigung der Moza Mergel bei Tunnelmeter 839 bedingt durch Quellen in Folge Wasseraufnahme zusätzlich verstärkt worden. Die Rückrechnung der reduzierten Gripperdrücke auf die vergrößerten Spritzbetonflächen zum Zeitpunkt des Versagens der Verspannung ergaben eine Belastung auf das Gebirge von

426 kPa. Die Laborergebnisse von Proben der Mergellage aus dem Seitenstollen ergaben Druckfestigkeiten von 95-157 kPa. Die Durchörterung dieses Bereichs hat insgesamt ca. 70 Tage in Anspruch genommen.

### 3.3 Karsthöhle „Cave 2“ – TM 3525

Im Mai 2018 wurde bei einer Teufe von 250 m die bisher tiefste Höhle Israels durch die TBM entdeckt. Es handelt sich hierbei um eine eindeutig strukturgeologisch kontrollierte Höhle, welche sich an zwei parallelen Gängen entlang der Orientierung des Toten Meer Rifts ausgebildet hat (Abbildung 3-4).

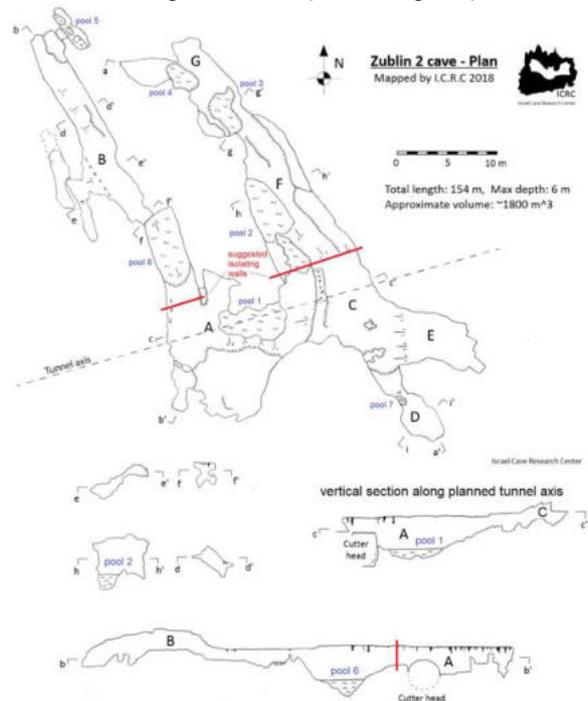


Abbildung 3-4 Übersicht der Cave 2 (Quelle: Israeli Cave Research Center).

Entlang des Verlaufs der Tunneltrasse sind die beiden Gänge durch eine Kammer verbunden, welche sich entlang der E-W verlaufenden zweiten Vorzugsrichtung der Trennflächen orientiert. Das Hohlräumvolumen wurde auf ca. 1800 m<sup>3</sup> geschätzt. Der Tunnel verläuft über 21 m Länge durch die Höhle. Die Gesamtsituation stellte sich in der Cave 2 deutlich einfacher dar, da der erschlossene Hohlraum gut begehbar war und alle Höhlenwände und das Ausmaß relativ klar beurteilt werden konnten. Verbrauchsmaterial im Bereich der Kammer C konnte ebenfalls klar identifiziert werden und der Höhlenboden bestand aus kompetentem Fels. Demzufolge konnte das Sanierungskonzept zügig erarbeitet werden. Es wurden nördlich und südlich der Trasse Schalungen gestellt und ein Korridor betoniert (Abbildung 3-5).

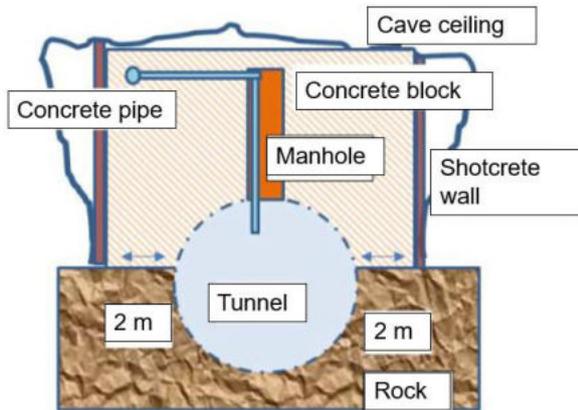


Abbildung 3-5 Übersicht des Sanierungskonzepts zur Cave 2.

Die gute Zugänglichkeit über den Bohrkopf hinweg erwies sich hierbei als Vorteil für den Materialtransport in den Hohlraum. 17 Tage nach Entdeckung hat der L2 Bereich der TBM schließlich die östliche Wand der Cave 2 verlassen und die Sanierung war damit abgeschlossen.



Foto 3-3 Cave 2 - Blick entlang Kammer A nach Westen.

#### 4 Diskussion

Die Beispiele zeigen, wie mannigfaltig die geologischen Herausforderungen bei Tunnelvortrieben in Karstgebieten sein können. Die Sanierung und Sicherstellung des Vortriebs und Bauwerks erfordert eine flexible und maßgeschneiderte Anpassung an die vorgefundenen Baugrundverhältnisse. Häufig werden vorab theoretische Ablaufpläne und Szenarien erstellt, die durch Experten akribisch durchdacht wurden. Für das Projekt 5<sup>th</sup> Waterway to Jerusalem gab es vertragliche Regelungen bzgl. der Größe und Anzahl von Hohlräumen, der Art der Messung der Spannweite, und der Stillstandszeiten und Kosten pro Sanierung für die jeweilige Höhlenkategorie. Tatsächlich waren die Hohlräume deutlich größer sowie keine einfachen sphärischen Gebilde. Trotz der vermeintlich ähnlichen Lösungsansätze der Verfüllung

mit Beton waren die Sanierungsmaßnahmen und zusätzlichen Erkundungen im Vergleich der Cave 1 und Cave 2 deutlich unterschiedlich. Das führte auch zu den Unterschieden in der Standzeit. Die Gripper-TBM hat durch ihre offene Bauweise und die Zugänglichkeit zum Hohlraum die Sanierung erleichtert. Intensive Vorauserkundungen oder gar eine Sanierung aus der Distanz wären in den vorgefundenen Fällen untauglich gewesen. So hätte eine Vorauserkundung in den Sohlbereich vor den Schild zur Detektion von Hohlräumen unterhalb der TBM in beiden Fällen die Höhlen nicht vorab angezeigt. Selbst auf Ulmenhöhe wäre, abhängig von der genauen Lage einer Bohrung, der Hohlraum nicht sicher erkannt worden. Eine intensive Vorauserkundung in radialer Richtung um den Tunnel stellt die Wirtschaftlichkeit eines TBM-Vortriebs in Frage, da der Vorteil der höheren Vortriebsrate schwindet. Im Falle der Cave 1 hätte man nicht erkannt, dass es sich um eine spiralförmige Höhle handelt. Damit wäre der Tunnel wohl dauerhaft dem Risiko eines Nachstürzens der Höhle ausgeliefert. Im Falle der Höhle 2, hätte man u.U. die Höhle irgendwann über Bohrungen aus der Distanz weitestgehend verfüllt, dadurch jedoch mögliche Wasserwege verschlossen, die in Abbildung 3-4 und Foto 3-3 in Form mehrerer Wasserbecken zu sehen sind.

Bei den Verspannproblemen in der Moza Formation, hat sich das Konzept der Gripper-TBM als Nachteil erwiesen. Hier wäre u.U. ein Tübbingvortrieb im Vorteil gewesen. Wobei es offen bleibt, ob das Einsinken des Schneidrads eventuell auch zu Schwierigkeiten geführt hätte.

Die Erfahrung aus dem Projekt zeigt, dass ein guter Ansatz bei TBM Vortrieben in Karstgebieten eine möglichst große Flexibilität ist. Um einen Hohlraum effektiv zu sanieren, bedarf es hauptsächlich der Möglichkeit eines guten Zugangs und einer guten Ansprache und Verständnisses des Baugrunds durch entsprechende geologische Expertise. Vorauserkundungen mittels Bohrungen oder Geophysik sind ratsam, sofern Teil eines Gesamtansatzes. Man sollte sich aber nicht zu sehr in ein vorgefertigtes Korsett zwingen. Eine allumfassende Lösung bzgl. des Maschinenkonzeptes gibt es nicht.

Dies gilt es auch für die vertragliche Ausgestaltung des Karstrisikos zu beachten. Eine vermeintlich minutiös durchdachte Regelung zur Handhabung engt die handelnden Parteien ggf. ein, da man versucht durch die Vorgaben der Regelung dem Problem Herr zu werden. Stattdessen ist aber eine problemorientierte offene Herangehensweise vielversprechender. Der Projekterfolg muss im Vordergrund stehen. Hierzu bietet sich bspw. an, dass man solche schwer fassbaren, aber möglichen und divers auftretenden Risiken wie Karst über Open-book-Regelungen begegnet.



# Innovative dauerhafte Querschlags- und Schachtabfangung mit Tübbingem TBM-Tunnel HS2

Dipl.-Ing. Dominik Hörrle, Dr.-ing. Fernando Acosta Urrea, Ed. Züblin AG

Für die Verbindungsbauwerke der TBM-Tunnel des Projektes High Speed 2 im Nordwesten Londons wurden neue hochfeste, dauerhafte Ringfugenverbindungen entwickelt, die in dünnen Tübbingschalen von 325 bis 350 mm Dicke eingesetzt werden. Mit ihnen werden in teils schwierigen geologischen Verhältnissen in Tonen und Sanden unter bis zu 4 bar Wasserdruck 52 Querschläge und weitere Öffnungen hergestellt, die max. 28 m<sup>2</sup> nutzbare Öffnungsquerschnitte haben.

## 1 Einleitung

Für die Öffnung von TBM Tunneln sind viele Varianten in Gebrauch. In guten Baugrundverhältnissen und bei geringen Abfanglasten (Ringnormalkräften) kommen oft marktübliche Dübellösungen oder innenliegender Stahlbau zum Einsatz. Diese Systeme kommen aber bei hohen Beanspruchungen, großen Tunneln und weichem Baugrund an ihre Grenzen und sind dann nicht mehr sicher ausführbar bzw. der Aufwand für den notwendigen innenliegenden Stahlbau wird immens groß und die Einschränkung des Lichtraums beeinträchtigt die Tunnellogistik und den Bauablauf.

Teils kommen dann Stahlsegmente zum Einsatz. Diese sind teuer und an den Fugen über die Flanschbleche meist nur einreihig verschraubt, was die Fugensteifigkeit herabsetzt. Korrosions- und Brandschutz werden später erforderlich.

Alternativ sind in der Vergangenheit Segmente für Querschlagsöffnungen auch mit quaderförmigen an der Ringfuge anliegenden, hohlen Stahlkästen mit massiven Blechstärken ausgeführt worden. Diese weisen exponierte, korrodierende Stahlflächen auf, erfordern vielfach angeschweißte Bewehrung und verlangen hohe Präzision bei der Fertigung und beim Zusammenbau im Tunnel mit hochfesten Schrauben.

## 2 High Speed 2 (HS2)

Unter London entstehen 3 Doppeltunnelröhren für die High Speed 2 (HS2) Strecke nach Birmingham mit Tunnelvortriebsmaschinen. Gebaut werden sie vom Konsortium Skanska Costain Strabag (SCS). Die Planung ist abgeschlossen. Der Vortrieb Northolt West ist Ende 2022 gestartet. Northolt East folgt Ende 2023 und Euston voraussichtlich 2025.

Auf der Strecke liegen 6 Schächte, ein Stationsbauwerk und ein Kreuzungsbauwerk. Für die Tunnel sind allein 52 Querschläge herzustellen. Dazu kommen rund zwei Dutzend größere Schachtabbindungen mit

bis zu 28m<sup>2</sup> großen Lüftungsquerschnitten in der Firste.

Tabelle 2-1: TBM-Tunnel in London für HS2. (ID: Innendurchmesser, h: Schalenstärke, L: Länge)

	Northolt West (NTW)	Northolt East (NTE)	Euston (ET)
ID in m	8,80	8,10	7,55
h in m	0,350	0,340	0,325
L in km	~8	~5,6	~8

Die Tunnel liegen teils in stark überkonsolidierten Tonschichten, besonders bei NTW und NTE mit starken Sand- und Schlufflagen durchsetzt und dort auch knapp über dem porösen Kalksteinaquifer.

### 2.1 Öffnungen in den TBM-Tunneln

Es war frühzeitig klar, dass unpraktikable Abfanglösungen massive Einschränkungen im Bauablauf bedeutet hätten. Besonders für die großen Lüftungsöffnungen war eine Lösung mit herkömmlichen Systemen nicht machbar.

Es wurde entschieden, die Entwurfsplanungsphase zu nutzen, um ein neues System zu entwickeln, das dann für alle Öffnungen zum Einsatz kommt.

### 2.2 Statische Aufgabe

Bei Öffnungen in Tübbingtunneln sind Ringdruckkräfte umzuleiten, Biegemomente neben der Öffnung zu adressieren und Verformungen zwischen den Fugen zu limitieren.

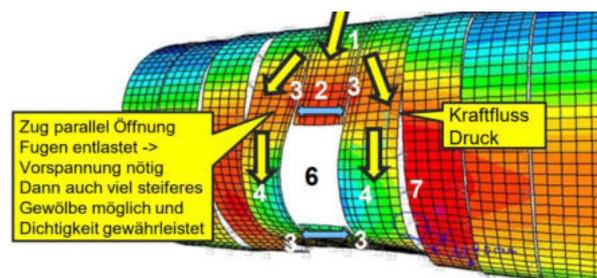


Abbildung 2-1 Typischer Kraftfluss bei Öffnungen in Tübbingtunneln

Um die Öffnung entsteht folgende Situation (Abbildung 2-1):

- 1) Umzuleitende Normalkraft im geöffneten Ring
- 2) Zugbereich über der Öffnung parallel zur Längsfuge.
- 3) Ringfugen daneben sind zu koppeln, damit keine Klaffung, und kein Versatz auftreten
- 4) Seitlich neben der Öffnung gibt es das größte Moment und die höchste Normalkraft. Differenzverformung zu den Nachbarringen kann adressiert werden durch steifere Standarddübel in den Ringfugen.
- 5) (leer)
- 6) Öffnung, möglichst kleine Öffnung reduziert dabei die Schnittgrößen
- 7) Größte Verformung → Funktion von Ringschlankheit, Abgrabung und Bodensteifigkeit. Kann nicht durch Tripods (Abbildung 2-2) direkt adressiert werden, welche nur den Lokalbereich der Öffnung versteifen.

### 2.3 Sondersegmente

Die normalen Segmente sind mit der Betongüte C55/67 hergestellt und haben je nach Tunnel in den Homogenbereichen geringe Bewehrungsgehalte von 62-70 kg/m<sup>3</sup>. Für die Sondersegmente wurde dagegen ein hochfester Beton C70/85 gewählt und auch der Bewehrungsgehalt steigt bis auf das technisch noch machbare. Da moderne Tübbingbetonrezepturen um frühes Ausschalen zu ermöglichen sowieso Würfelendfestigkeiten um 80-100 MPa erreichen, war die gewünschte Festigkeit kein nachteiliges Kriterium.

Die Standardtübginge haben 3 Verbindungsstellen in der Ringfuge (Drittelversatz). Für die Sondersegmente wurden 3x3 Verbindungsstellen benötigt (Abbildung 2-3). In die mittlere der je 3 Öffnungen wird ein Spannstab eingeführt und in die äußeren zylindrische Scherkraftdübel (Abbildung 2-10). Um dafür Platz zu schaffen, wurden sogenannte Tripods entworfen. Ein Tripod hat 3 zylindrische Hülsen für die spätere Aufnahme der Verbindungselemente. Er wird in einen querliegenden Stahlträger gesteckt und die Konstruktion mit Bewehrung ummantelt. Kein einbetoniertes Stahlelement liegt später an der Fuge an (Abbildung 2-2).



Abbildung 2-3

*Abbildung 2-2 Tripod zur Verbindung der Ringfugen in der Schalung.*

Damit haben alle Stahleinbauteile Betondeckung für den Korrosionsschutz. Es ist ebenso ausreichend Platz, um die Fugendichtungen verankert auszuführen.

Probesegmente wurden erfolgreich gegossen und anschließend in Scheiben geschnitten, um Lunker und Kiesnester bei der Betonage auszuschließen (Abbildung 2-3).



*Abbildung 2-3: Sondersegment wird zu Testzwecken aufgeschnitten*

Gegossene Segmente wurden in 4 Großbrandversuchen erfolgreich unter wechselnden, hohen Biegemomenten und Normalkräften getestet, Abbildung 2-4.



Abbildung 2-4 Sondersegment nach Großbrandversuch (EBA-Brandlastkurve) bei MFPA Leipzig

In Großscherversuchen (Abbildung 2-5) wurde die Traglast der Verbindung bestimmt. Abbildung 2-6 zeigt die hohe getestete Steifigkeit und Endfestigkeit im Vergleich zu Standardsystemen. Die Tripodverbindung erreicht maximal rund 2100 kN Scherkraft. Bei einer Verformung von nur 1 mm werden schon 1600 kN erreicht (Hinweis: Der kleine Lastabfall der Tripodverbindung zwischen 2-3 mm Verformung ist nicht real sondern einer lokalen Betonabplatzung unter dem Wegaufnehmer (displacement sensor) geschuldet. Er trat so bei weiteren Versuchen nicht auf) Einbetonierte Standardsysteme von Optimas erreichen maximal nur gut 200 kN und sind deutlich weicher [1].

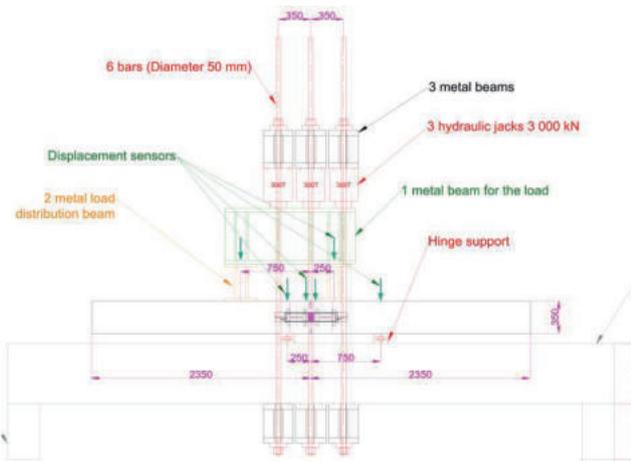


Abbildung 2-5 Großscherversuch bei CERIB in Epernon

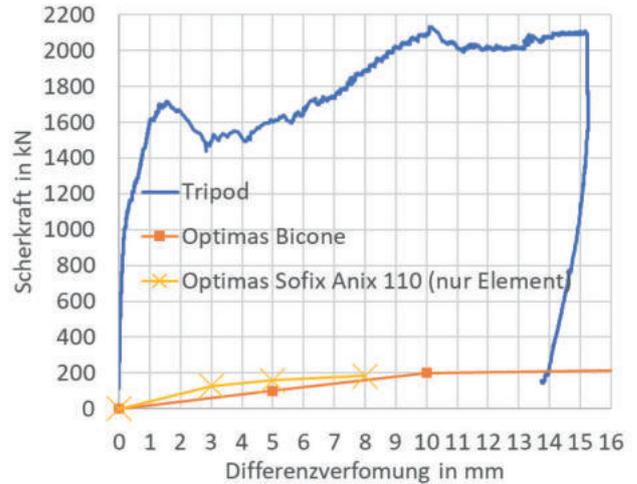


Abbildung 2-6: Entwicklung Scherkraft über Fugendifferenzverformung.

## 2.4 Schachtöffnung

Es sind 2 sehr große Lüftungsöffnungen herzustellen. Sie liegen im Grundwasser bei etwa 30 m Überdeckung. Eine ist in einem Schlitzwandschacht, die andere wird unter einem Spritzbetonschacht mit Wasserhaltung hergestellt.

Üblicherweise wäre es nötig gewesen, die Tunnelfirste von oben aus dem Schacht freizulegen, die Segmente zu öffnen und einen dauerhaften Kragen seitlich an die Fugen zu betonieren. Dies hat entscheidende Nachteile: Die frühzeitige Entfernung von Segmenten reduziert die Schalensteifigkeit erheblich und erhöht die Schalenschnittgrößen. Ein innenliegender permanenter Kragen zur Aufnahme der Ringdruckkräfte benötigt weiteren Platz und vergrößert die temporär notwendige Öffnung nochmals, die dann nicht nur 3 Ringe umfasst, sondern auch die Breite der Nachbarringe reduziert und einen tiefen Aushub bis zur Ulme der Tunnel erzwingt mit weiteren schwerwiegenden statischen Folgen für die Schnittgrößenentwicklung und Verformungen, großen geometrischen Konsequenzen für den Schachtquerschnitt und einem kaum noch zu realisierenden Bauablauf.

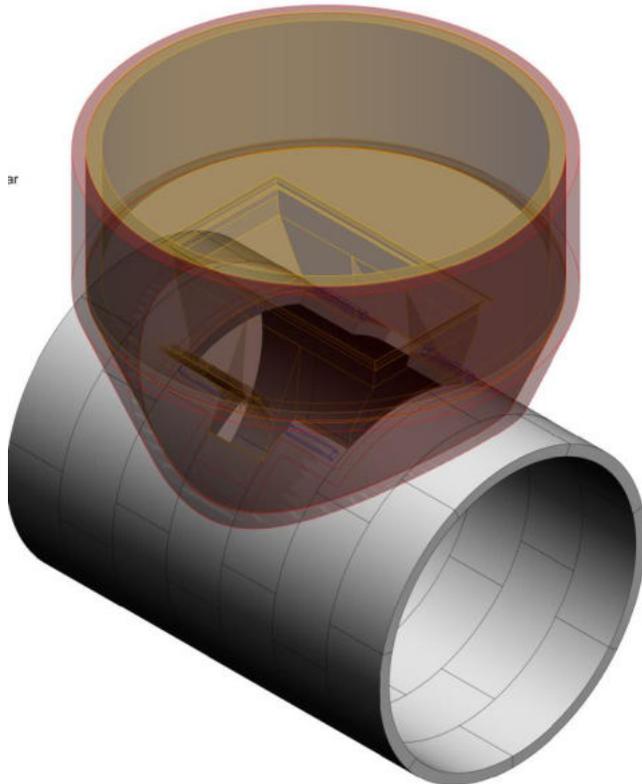


Abbildung 2-7: Ventilationsöffnung mit 28 m<sup>2</sup> lichtem Öffnungsquerschnitt. Es werden nicht mehr Segmente entfernt als für die permanente Öffnung nötig

Mit dem dauerhaften Tripodsystm konnte das gelöst werden. Die Firste wird von oben freigelegt, die Segmente vorerst nicht entfernt, die wasserdichte Membran auf der Segmentrückseite angebracht und die Innenschale des Schachtes angeschlossen (Abbildung 2-8). Um das System zusätzlich zu versteifen, wurden dafür im Fertigteilwerk auf der Segmentrückseite Koppelmuffen einbetoniert, an welche die Innenschalenbewehrung anschließt. Erst nach all diesen Arbeiten werden die Segmente entfernt. Die Ringfugenverbindungselemente (Abbildung 2-10) und die gemuffte Bewehrung tragen alle Lasten ab. Keine temporäre Stahlkonstruktion im Tunnel stoppt die Logistik und der Schacht kann bis auf die spätere Entfernung der Öffnungssegmente früh fertiggestellt werden.

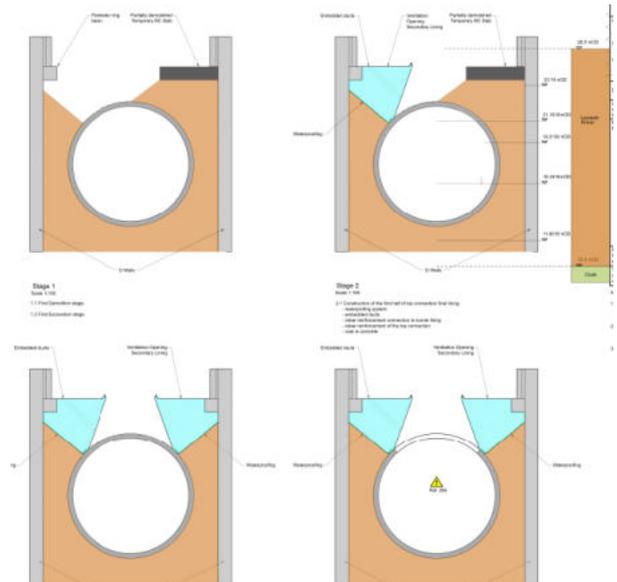


Abbildung 2-8 Bauablauf Schachtöffnung (Schlitzwandschacht). Abgrabung, Einbau linke Hälfte Innenschale, Abgrabung und Einbau rechte Hälfte Innenschale, Öffnung.

## 2.5 Einbau im Tunnel

Der Einbau im Tunnel ist unkompliziert. Die Stahldübel und die Spannstäbe werden eingesteckt, mit dem Erektor und dem Segment angehoben und in den zuvor gebauten Ring eingeführt (Abbildung 2-10). Der Stab wird vorgespannt und der Spalt zu den Hülsen mit Epoxydharz verpresst.

Anschließend sind die Segmente äußerlich kaum von normalen Segmenten zu unterscheiden (Abbildung 3-1).

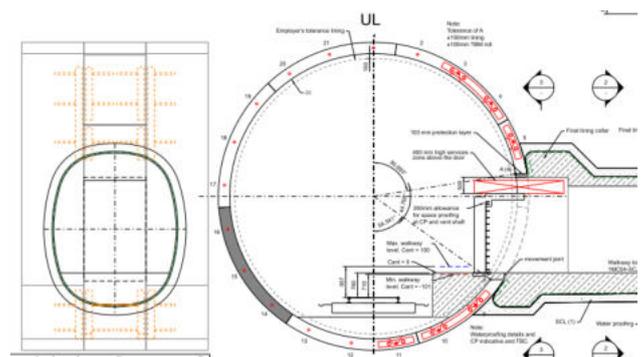


Abbildung 2-9 Querschlagsabfangung mit Sondersegmenten



Abbildung 2-10 Ein Sondersegment mit korrosionsgeschützten Scherkraftdübeln und einem Spannstab wird mit der Saugplatte im TBM-Tunnel eingebaut.

### 3 Zusammenfassung Vor- und Nachteile

Mit der für HS2 entwickelten Lösung können auch bei dünnen Schalen und Tunneln mit großen Durchmessern sicher hohe Lasten abgetragen werden, ohne dass weitere innere Abfangungen nötig sind. Die Beanspruchung der Schale wird reduziert, da bei einer schon dauerhaften Konstruktion die notwendige Aubruchsöffnung kleiner wird. Der Querschlagsquerschnitt selbst wird auf das nötige Lichtraumprofil limitiert. Da keine Torsionskräfte aus den geöffneten Ringen entstehen und die Querschlagsform günstig über Ringdruckkräfte trägt, werden bei HS2 alle Querschläge rein mit Stahlfaserbeton für Innen- und Außenschale ausgeführt, was die Bauzeit reduziert. Die Lösung hat großzügige Toleranzen, die Fertigung im Werk und der Einbau im Tunnel waren problemlos.

Die Verwendung solcher Sondersegmente erfordert eine sorgfältige Planung und frühzeitige Abstimmung mit allen Baubeteiligten. Alle Schnittstellen und entscheidenden Arbeitsgänge sind mit Fertigteilherstellern, Schalungsherstellern und TBM-Lieferanten frühzeitig abzuklären. Die Bestimmung der Traglast der Verbindung muss über dreidimensionale FE-Be-

rechnungen mit Berücksichtigung der Betonschädigung erfolgen oder erfordert Großversuche. Beide Ansätze wurden erfolgreich verfolgt.



Abbildung 3-1: Eingebaute Sondersegmente Querschlag. Sichtbar sind nur die oberen Vorspanntaschen. Die Stahlprofile unten dienen als Auflager einer späteren Plattform für Vereisungsbohrungen und sind nicht Teil der Abfangkonstruktion.

### Literaturverzeichnis

[1] Paul Gehwolf, Andreas Walter, Robert Galler, Hanns Wagner (2016), *Scherversuche von flexiblen Scherdübeln für den Einsatz bei Querschlagsanschlägen mit schlanken Tübbingauskleidungen*, DOI: 10.1002/geot.201600016





# Setzungsverhalten bei innerstädtischem EPB-Vortrieb: Monitoring und Auswertung des Streckenabschnitts Startbaugrube – Güterplatz der U5-Erweiterung in Frankfurt am Main

M.Sc. F. Kreuzer, Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH, München  
Dr.-Ing. T. Weiner, PORR GmbH & Co. KGaA, Düsseldorf  
Prof. Dr. A. Henk, Institut für Angewandte Geowissenschaften, TU Darmstadt

*Für den Tunnelvortrieb der U5-Erweiterung in Frankfurt am Main wurden Stützdruckberechnungen und Setzungsprognosen für den anstehenden EPB-Vortrieb von zwei ca. 840 m langen Tunnelröhren erstellt. Die Auswertungen und Betrachtungen verifizierten einen insgesamt setzungsarmen EPB-Vortrieb im anspruchsvollsten Teilabschnitt des Projekts mit Einhaltung aller Grenz- und Warnwerte. Die Erkenntnisse können weiterführend für die Optimierung der Schnittstelle von Setzungsprognose und Ausführung für vergleichbare EPB-Vortriebe genutzt werden.*

## 1 Einleitung

Das Projekt „Stadtbahnbau B Teilabschnitt 3 Europaviertel“ stellt die 2,7 km lange Erweiterung der U-Bahnlinie 5 in das Europaviertel im Westen von Frankfurt am Main dar. Der im Folgenden betrachtete Teilabschnitt des Projektes unterteilt sich in ein Rampenbauwerk, einen Abschnitt Tunnel in offener Bauweise, zwei ca. 840 m lange Tunnel in geschlossener Bauweise sowie das Stationsbauwerk Güterplatz. Die beiden mittels Tunnelbohrmaschine (TBM) aufgefahrenden Tunnelröhren wurden am Platz der Republik im konventionellen Verfahren an das Bestandsbauwerk angeschlossen.

Der im Folgenden betrachtete Abschnitt betrifft die Strecke des Vortriebsstarts der Südröhre in der Startbaugrube bis zum Erreichen der Verbauwand am Güterplatz (Abbildung 1-1), was einer Länge von rund 240 m entspricht. Die Arbeiten wurden von Ende August bis Anfang November 2020 durchgeführt.



Abbildung 1-1: Übersicht Teilabschnitt U5 Europaviertel im Westen von Frankfurt am Main (WEINER & CASPARI, 2020).

Geologisch betrachtet ist der gewählte Abschnitt im Hinblick auf den Tunnelbau besonders

herausfordernd. Im westlichen Projektgebiet werden die quartären Deckschichten von Schluffen und Tonen sowie Sanden und Kiesen aus dem Pliozän unterlagert, bevor die für Frankfurt am Main charakteristischen miozänen Tone („Frankfurter Ton“) anstehen. Die pliozänen Schichten keilen im östlichen Bereich der Station Güterplatz aus, weshalb hier gemischte Ortsbrustverhältnisse, vor allem im Firstbereich, vorherrschen. Der restliche Streckenverlauf vom Güterplatz bis zum Bestandsbauwerk verläuft durchgängig in den miozänen Schichten (CDM SMITH, 2015).

Vor allem in Hinblick auf die anstehende Geologie, die Grundwasserverhältnisse sowie die Unterfahrung von Bestandsgebäuden und die damit zusammenhängende Minimierung von Setzungen wurde als Vortriebsverfahren eine Erddruck-Schildmaschine (EPB) ausgewählt.

Im Folgenden wurden für den Streckenabschnitt Startbaugrube-Güterplatz die Auswirkungen des Tunnelvortriebs auf die Baugrundverformungen analysiert und bewertet.

## 2 Setzungsprognose

Im Zuge der Ausführungsplanung wurden Stützdruck- und Setzungsrechnungen für den Vortriebsabschnitt erstellt (ELE, 2019).

Als Grundlage wurde das Lastenheft für den Schildvortrieb mit Informationen zur Gründungsart und -tiefe, Bodenpressung und Belastung von Bauwerken innerhalb der Trassierung herangezogen. Die Berechnungen wurden in Abhängigkeit der zu berücksichtigenden Bebauung in zugewiesene Bemessungsquerschnitte unterteilt und hinsichtlich

des wechselnden Baugrunds und der Belastungssituation untersucht. Da nicht alle Informationen und Parameter zu den Bestandsbauwerken beschafft werden konnten, wurden die fehlenden Informationen mit dem Auftraggeber und dem Auftragnehmer gemeinsam abgestimmt und ergänzt.

Für die Setzungsberechnungen wurde das Volume loss-Verfahren angewandt (Abbildung 2-1). Zur Betrachtung der maßgebenden Quersetzungsmulden wurde nach Kombination der Parameter  $V_L$ s und  $i$  die Untersuchung zweier Grenzbetrachtungen vorgenommen. Für die erste Grenzbetrachtung wird der Volumenverlust infolge Tunnelvortrieb für ein Signifikanzniveau von 99 % ( $V_{Ls,99\%}$ ) sowie für die zweite Grenzbetrachtung von 90 % ( $V_{Ls,90\%}$ ) abgeschätzt.

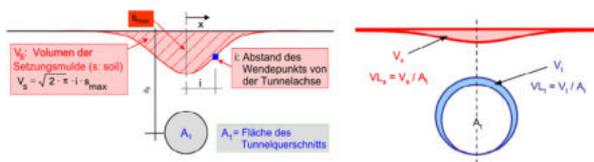


Abbildung 2-1: Definitionen zur Beschreibung von Quersetzungsmulden (FILLIBECK, 2012)

Abschließend wurde für die betrachtete Bebauung das Schadenspotenzial nach BURLAND (1995) und KRAMER (1978) eingeschätzt.

Das Ergebnis der Berechnungen ergab maximal zu erwartende Setzungen von 14 mm im Regelvortrieb sowie im Störfallszenario bis zu 31 mm. Infolge der Grenzbetrachtungen wurden die Schadensklassen der Kategorie 2 nach BURLAND (1995) und Kategorie 1b nach KRAMER (1978) bestimmt. Dazu gehören vernachlässigbare bis geringe Gebäudeschäden, die sich auf architektonische Schäden wie Risse beschränken.

### 3 Monitoring

Zur Überwachung der Verformungen im Baugrund und an der Oberfläche wurden gemäß des Messkonzeptes (CDM SMITH, 2015) Messquerschnitte in Abständen von rund 25 m entlang der Tunneltrasse festgelegt (Abbildung 3-1). Auf dieser Basis wurden entlang der Achse eines Querschnitts geodätische Höhenpunkte sowie an Hauptmessquerschnitten zusätzlich Inklinometer und Extensometer installiert. Der Umfang und die Lage aller Messpunkte orientierte sich dabei an den Ergebnissen der Setzungsprognose für die ermittelte Breite der Setzungsmulde ( $V_{Ls,99\%}$ ).

Die Messeinrichtungen an den Hauptmessquerschnitten wurden auf Basis der jeweiligen Firstüberdeckung gewählt in Form von zwei 4-fach Extensometer am Rand der berechneten Setzungsmulde und zwei oberhalb der Tunnelfirste endende 3-fach Extensometer. Zwischen den Tunnelröhren wurden

zusätzlich ein 5-fach Extensometer sowie ein Inklinometer in einer Messstelle kombiniert verbaut. Geodätische Messpunkte wurden an jedem Messquerschnitt direkt über sowie zwischen den Tunnelfirsten und nachfolgend in Abständen von rund 10 m bis zum Rand der prognostizierten Setzungsmulde angebracht. Aufgrund der unterfahrenen Bestandsbauwerke wurden zum Teil Messpunkte an den Häuserfassaden sowie innerhalb der Gebäude installiert.

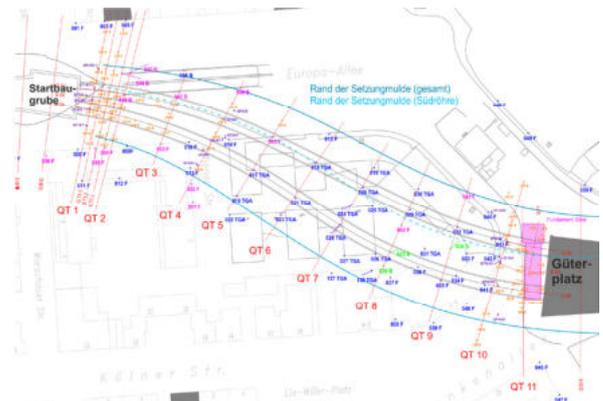


Abbildung 3-1: Messpunkte und Querschnitte gem. Messprogramm des Abschnitts Startbaugrube-Güterplatz.

Als Warn-, Eingreif- und Grenzwerte, dargestellt in Tabelle 3-1, wurden für die geodätischen Höhenpunkte die Werte der Bauwerksgruppe A verwendet. Für die Extensometer gilt als Anhaltswert die 1,5-fache Höhe dieser Werte. Ein Anhaltswert für Inklinometer wurde nicht festgelegt, da die mittels Inklinometer messbaren horizontalen Verformungen ebenso in den Messungen mittels Extensometer oder geodätischer Vermessung sichtbar sein müssen.

Tabelle 3-1: Festgelegte Alarmierungswerte für den Tunnelvortrieb nach CDM SMITH (2015).

	Setzung / Hebung		
	Warnwert	Eingreifwert	Grenzwert
	[mm]	[mm]	[mm]
Geodätische Höhenpunkte	20	30	40
Extensometer	30	45	60
Inklinometer		n.b.	

Der Zeitraum des Einflusses infolge des Tunnelvortriebs wurde anhand des Messzeitpunkts, der Lage des Messquerschnitts und der Position der TBM festgelegt. Es wurden nur Setzungen ab Beginn des Einflusses durch den Tunnelvortrieb (25 m vor der Ortsbrust) berücksichtigt. Die Einflüsse aus anderen Setzungsursachen, z.B. die baubedingte Grundwasserentspannung, wurden nicht miteinbezogen. Zur Bestimmung der maximal gemessenen Setzung



$s_{max}$  wurde die jeweils größte gemessene Setzung am Höhenmesspunkt mit geringster Entfernung zur Tunnelachse gewählt. Im Anschluss erfolgte über den gemessenen  $s_{max}$ -Wert eine Annäherung bzw. Approximation an die Gauß'sche Normalverteilungskurve.

## 4 Ergebnisse

### 4.1 Inklinometer und Extensometer

Insgesamt wurden die größten Verformungen jeweils nach Schilddurchfahrt am jeweiligen Messquerschnitt in den Inklinometer- und Extensometermessungen festgestellt. Die an den Inklinometern gemessenen Verformungen lagen zwischen 2–6 mm und weit unter den festgelegten Alarmierungswerten. Abbildung 4-1 veranschaulicht die Verformungen in Form einer nachlaufenden Bodenverdrängung infolge des Tunnelvortriebs am Beispiel des Messquerschnitts QT4.

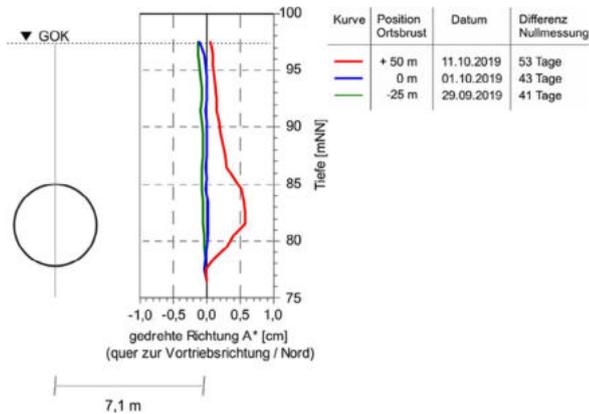


Abbildung 4-1: Ergebnisse Inklinometermessungen QT4.

Auch die Ergebnisse der Extensometermessungen ergaben nur geringe Verformungen von -2,3 mm (Setzung) bis 1,5 mm (Hebung). In Hinblick auf die festgelegten Alarmierungswerte, beginnend mit dem

Warnwert von 30 mm, wurden auch hier deutliche Unterschreitungen festgestellt. Abbildung 4-2 zeigt die Messergebnisse der Extensometer am Messquerschnitt QT4, wobei sich eine Bodenbewegung nach Schilddurchfahrt feststellen lässt.

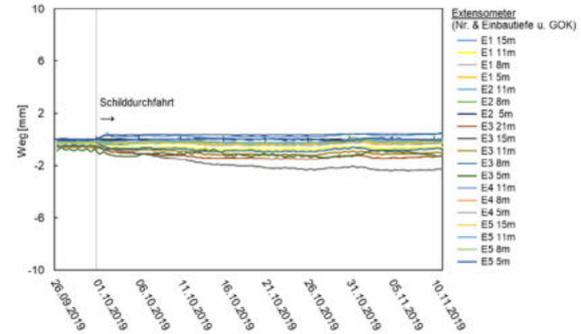


Abbildung 4-2: Ergebnisse Extensometermessungen QT4.

Zusammenfassend dienen die Inklinometer und Extensometer auf Grundlage der vorliegenden Daten mehrheitlich zur Plausibilisierung von Bodenbewegungen durch Tunnelvortrieb anstatt eines Warninstruments, wobei die Aussagekraft der Inklinometer gegenüber der Extensometer deutlich höher liegt.

### 4.2 Geodätische Messungen

Insgesamt lagen die maximalen Setzungen der geodätischen Messungen im Bereich von 1–6 mm. Dabei wurden maximale Setzungen von 1–2 mm im Bereich von Gebäuden sowie von 3–6 mm im Bereich von Straßen bzw. Hinterhöfen verzeichnet. Bei den Setzungen handelte es sich fast ausschließlich um nachlaufende Setzungen. Lediglich bei einem Messquerschnitt (QT6) wurde eine voraus-eilende Setzung festgestellt. Abbildung 4-3 zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen und prognostizierten Setzungen für den betrachteten Streckenabschnitt.

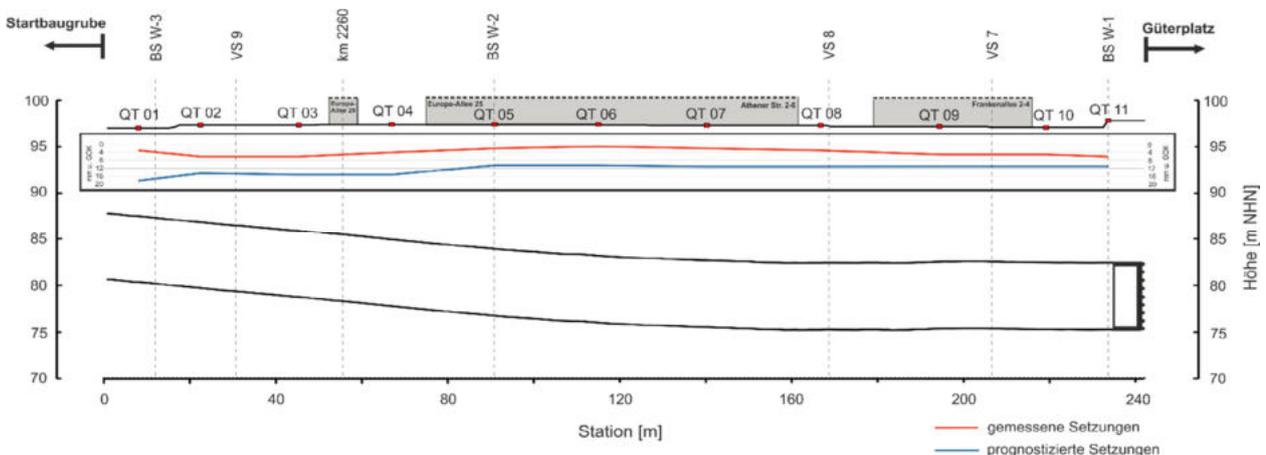


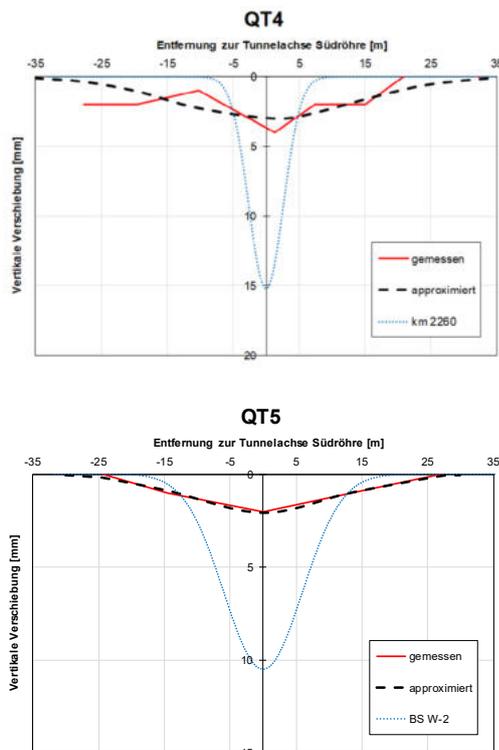
Abbildung 4-3: Ergebnisse der gemessenen und prognostizierten Setzungen.

Trotz der merklichen Unterschiede zwischen gemessenen und prognostizierten Setzungen fanden die approximierten und prognostizierten Werte zum Teil große Übereinstimmung im Volumen der Setzungsmulde und Volume loss (Tabelle 4-1).

**Tabelle 4-1: Gemessene und prognostizierte Setzungen der Messquerschnitte.**

Querschnitt		gemessen			prognostiziert		
Messung	Bemessung	$s_{max}$	$V_s$	$VL_s$	$s_{max}$	$V_s$	$VL_s$
		[mm]	[m <sup>2</sup> /m]	[%]	[mm]	[m <sup>2</sup> /m]	[%]
QT1	BS W-3	3	0,04	0,11	18	0,10	0,25
QT2	VS 9	6	0,09	0,23	15	0,10	0,25
QT3	km 2260	6	0,08	0,19	15	0,10	0,25
QT4	km 2260	3	0,10	0,25	15	0,10	0,25
QT5	BS W-2	2	0,06	0,14	11	0,16	0,39
QT6	BS W-2	1	0,00	0,01	11	0,16	0,39
QT7	VS 8	2	0,01	0,02	11	0,16	0,41
QT8	VS 8	3	0,05	0,13	11	0,16	0,41
QT9	VS 7	5	0,16	0,39	11	0,16	0,41
QT10	VS 7	5	0,20	0,51	11	0,16	0,41
QT11	BS W-1	5	0,18	0,44	11	0,22	0,52

Der größte Unterschied von approximierten und prognostizierten Werten liegt aufgrund von  $s_{max}$  in der jeweiligen Breite der Setzungsmulde. Wie der Verlauf der Setzungsmulde in Abbildung 4-4 am Beispiel von QT4 zeigt, verläuft die prognostizierte Setzungsmulde relativ spitz und eng.



**Abbildung 4-4: Auswertung der gemessenen und approximierten Quersetzungsmulden am QT4 und QT5.**

Die berechneten Werte ergeben bei identischem Volumen und Volume loss eine deutlich flachere und breitere Setzungsmulde. Unterhalb der Bebauung am Beispiel von QT5 (Abbildung 4-4) sind hinsichtlich der Breite der Setzungsmulde größere Übereinstimmungen erkennbar.

Im Hinblick auf die Unterschiede zwischen bebauten und unbebauten Flächen lässt sich ergänzen, dass die Gebäude im Bereich des Baufeldes Süd (Europa-Allee 29, Athener Str. 2–4) auf Fundament- bzw. Bodenplatten, zum Teil auf Streifen- und Einzel-fundamenten gegründet sind. Die Gründungstiefe von ca. 4,8–5,6 m u. GOK liegt in den quartären Sanden und Kiesen. Aufgrund der gleichmäßigen Bettung der Gebäude und homogener Lastverteilung sind die Setzungen unterhalb von Gebäuden als deutlich geringer anzusehen. Dies zeigte sich auch bei der Unterfahrung der Bestandsbauwerke. Da neben den geringen  $s_{max}$ -Werten die Setzungsmulden zudem relativ flach ausfallen, kann das Schadenspotenzial auf die Bebauung als sehr gering eingeschätzt werden.

## 5 Fazit und Ausblick

Zusammenfassend reagierten die geotechnischen Messinstrumente nur geringfügig auf den Tunnelvortrieb. Dennoch konnte auf dem Höhengniveau des Tunnels eine Verdrängung des Bodens von der TBM ausgehend nachgewiesen werden. Die Messwerte befanden sich jedoch im geringen Millimeterbereich. Gegenüber den prognostizierten Werten lagen die gemessenen Setzungen deutlich niedriger, fanden aber dennoch zum Teil große Übereinstimmung im Volumen der Setzungsmulde und Volume loss. Die Prognose ging zwar von einer schmalen und tiefen Form aus, die tatsächlichen Messungen zeigten eher eine breite und flache Form der Setzungsmulde. Dies führte trotz der großen Formunterschiede zu teilweise identischen  $V_s$  und  $VL_s$ .

Die geringsten Übereinstimmungen ergaben sich unterhalb der Bebauung, wo auch die gemessenen Setzungen am niedrigsten lagen. Die Abweichungen zur Prognose sowie der Breite der Setzungsmulde kann mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die variierenden geologischen Eingangsgrößen, zumindest zum Teil, zurückgeführt werden.

Die Auswertungen und Betrachtungen verifizierten einen insgesamt setzungsarmen EPB-Vortrieb im anspruchsvollsten Teilabschnitt des Projekts mit Einhaltung aller Grenz- und Warnwerte. Die Erkenntnisse können weiterführend für die Optimierung der Schnittstelle von Setzungsprognose und Ausführung für vergleichbare EPB-Vortriebe genutzt werden.



## Literaturverzeichnis

Burland, J.B. (1995). *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*. In: Ishihara, K. (Hrsg.) *Earthquake geotechnical engineering: Proceedings of IS-Tokyo '95, the first International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, 14 - 16 November 1995. Balkema, Rotterdam

CDM Smith (2017). *Stadtbahnbau, Grundstrecke B, Teilabschnitt 3 - Europaviertel - Geotechnisches Gesamtgutachten - Zusammenfassende Darstellung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse*. Index b. Unveröffentlicht

CDM Smith (2015). *Stadtbahnbau, Grundstrecke B, Teilabschnitt 3 - Europaviertel - Geotechnisches Messprogramme*. Unveröffentlicht

ELE Beratende Ingenieure (ELE) (2019b). *U5 Frankfurt, Stützdruck- und Setzungsermittlung - Grundlagen, Berechnungen, Ergebnisse - Setzungsprognose*. Index C. Unveröffentlicht

Fillibeck, J. (2012). *Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein - Prognose, Messung und Beeinflussung*. Dissertation. Technische Universität München

Kramer, J. (1978). *Senkungsschäden an Hochbauten durch Fremdeinflüsse*. Grundbau und Bodenmechanik an der Universität Essen - GHS. In: *Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Bauwesen* (Nr. 4)

Weiner, T., & Caspari, C. (2020). *U5 Europaviertel*. Online verfügbar unter: <https://worldof-porr.com/de/172-2018/u5-europaviertel/> (Zuletzt überprüft: 14. Mai 2023)





# EÜ Filstal – Herausforderungen bei der komplexen Widerlagerrückhängung mittels Felsanker

Dr.-Ing. C. Meier, Dr.-Ing. L. Wilfing, M.Sc. K. Hendler, Boley Geotechnik GmbH, München  
M. Moslener, DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH, Stuttgart

Die EÜ Filstal verbindet als Streckenabschnitt der NBS Wendlingen-Ulm den Boßlertunnel im Norden und den Steinbühlentunnel im Süden. Sie besteht aus zwei eingleisigen Eisenbahnüberführungen mit Längen von 472 m und 485 m. Das Bauwerk wurde als semi-integrale Konstruktion geplant, bei der die Pfeiler monolithisch mit dem Überbau verbunden werden, während der Überbau im Bereich der Widerlager in konventioneller Weise längsverschieblich gelagert ist. Die zwei Y-förmigen Hauptpfeiler im Filstal sowie einer der Schrägpfeiler im südlichen Hangbereich werden mit Hilfe von kombinierten Pfahl-Plattengründungen gegründet. Die Widerlager sowie zwei weitere Schrägpfeiler sind als Flachgründung ausgeführt.

Der Untergrund des Projektgebietes ist infolge der steilen Böschungsgeometrie als auch aufgrund der geologischen Bildungsbedingungen als komplex einzustufen. Grundsätzlich stehen die Gesteine des Weiß- und Braunjura (Kalk-, Mergel-, Tonmergelstein) im Bereich der Gründungen an. Diese sind teils stark verkarstungsgefährdet, so dass sich hier mächtige Lockergesteinsbereiche (Residuallehm) ausbilden können.

Im Zuge der detaillierten Planung zeigte sich, dass ein Widerlager nicht mehr längsverschieblich sondern als Festpunkt geplant werden muss. In Folge der Festpunktverschiebung wurden zusätzliche Anpassungen wie der Einbau einer Federlamelle, Spannlieder im Überbau als auch eine Rückverhängung der Widerlager mit Verpressankern nötig.

In diesem Beitrag soll auf die Herausforderungen bei der Planung der Rückverhängung eingegangen werden, bei der detaillierte Ankerherstellungs-, Spann- & Monitoringkonzepte zur Gewährleistung der Ankerkräfte entwickelt sowie ein Handlungsleitfaden hinsichtlich Grenz- & Schwellenwerte für die Zeit bis bzw. nach der Inbetriebnahme erstellt wurden.

## 1 Allgemeine Projektvorstellung

Die EÜ Filstal verbindet als Streckenabschnitt der NBS Wendlingen-Ulm den Boßlertunnel im Norden und den Steinbühlentunnel im Süden und besteht aus zwei eingleisigen Eisenbahnüberführungen (rechtes und linkes Gleis). Der Festpunkt wurde im Zuge der Planung auf die Widerlager des linken und rechten Gleises der Achse 10 (siehe Abbildung 1-1) verschoben. Diese wurden jeweils mittels 21 Verpressankern Rückverhängt.

Aufgrund der komplexen Untergrundverhältnissen mussten bereits in der Planung bestimmte Eventualitäten berücksichtigt und entsprechende Annahmen dazu getroffen werden.

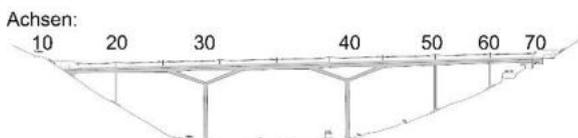


Abbildung 1-1: Übersicht der EÜ Filstal (ARGE Wasser-Umwelt-Geotechnik, 2010)

Um die in der Planung getroffenen Annahmen und Randbedingungen einzuhalten bzw. zu bestätigen, war eine besonders intensive Begleitung der Herstellung der Anker sowie ein anschließendes geotechnisches Monitoring erforderlich.

## 2 Geologie, Baugrund- und Grundwasserhältnisse

Die Hänge des Filstals bestehen im Wesentlichen aus den Gesteinen des Weißjura mit den Schichten des Kimmeridgium und Oxfordium. Darüber liegt quartärer Hangschutt mit unterschiedlichen Mächtigkeiten. Oberflächennah treten in den Hangschuttmassen aufgrund von Frost-Tauwechselln und wechselnder Durchfeuchtung Massenverlagerungen auf (Hangkriechen). Unter dem Weißjura folgt der Braunjura mit den Schichten des Callovium, Bathonium und Bajocium.

Im Taltiefsten liegen auf den Juraschichten quartäre Filsablagerungen mit Mächtigkeiten von bis zu 8 m auf.

Die Juraschichten sind durch tektonische Beanspruchung und Verwitterung örtlich unterschiedlich stark zerlegt und entfestigt. Die Kalksteinsfolgen des

Weißjura können entlang der Trennflächen verkarstet sein. Mit zunehmender Tiefe findet ein Übergang von der kalkigen zur tonigen Fazies statt.

Durch das Filstal verläuft eine der Hauptstörungen der Filstalverwerfung. Hier sind die Schichten des oberen Braunjura und des unteren Weißjura vertikal um ca. 40 m gegeneinander verschoben. Auch in den Filstalhängen sind Störungen vorhanden, vgl. Abbildung 2-1 und Abbildung 3-1. Hier sind die Schichten teilweise um mehrere Meter zueinander versetzt. Im Einflussbereich der Störung sind die Gesteine stärker zerlegt und entfestigt. Die Störzonen/Karsterscheinungen sind entweder offen oder mit Residuallehm in weicher Konsistenz verfüllt.

In den Hangbereichen ist in den Hangschuttmassen sowie bereichsweise im Gebirge mit Schicht- und Klufwasser zu rechnen. Im Taltiefsten liegt der Grundwasserspiegel ca. auf dem Niveau des Filswasserspiegels.

Zur Bemessung der Brückengründungen, Hangsicherungen und Baugrubenverbauten wurden charakteristische Kennwertsätze sowohl für die Festgesteine, als auch für die Gesteinstrennflächen angegeben.



Abbildung 2-1: Baugrubensohle des Widerlagers des rechten Gleises Achse 10 mit mächtiger Störzone (Residuallehm bereits ausgehoben).

### 3 Planung

Abgesehen von der Festlegung der Ankergeometrie und den Nachweisen der inneren Tragfähigkeit der Stahltragglieder waren im Zuge der Planung aufgrund der komplexen Untergrundverhältnisse anspruchsvolle Nachweise der äußeren Tragfähigkeit nötig.

Die Widerlager der Achse 10 mit Festpunkt wurden auf eine charakteristische Zugkraft von 16,1 MN, und eine charakteristische Druckkraft von 35,5 MN bemessen. Der Ankerblock wurde so geplant, dass die Druckkräfte über die Kontaktfläche des Ankerblocks

in das Gebirge abgetragen werden. Die oben genannten horizontalen Druckkräfte setzen sich wie folgt zusammen:

- 16,1 MN Vorspannkraft
- 7,1 MN Bremskraft
- 12,3 MN Restkraft (Kriechen, Schwinden, Temperatur etc.).

#### 3.1 Ankergeometrie

Aufgrund von konstruktiven, geometrischen und geologischen Randbedingungen wurden je Widerlager die 21 Anker (3 Lagen mit 7 Anker) mit einer Ankerlänge von 24 bis zu 34 m angeordnet. Die horizontale Neigung variierte zwischen 0° und 3° und die vertikale Neigung zwischen 10° und 20°. Jeder Anker wurde mit einer Verpresskörperlänge von 8,0 m geplant (siehe Abbildung 3-1 mit Darstellung der Ankergeometrie).

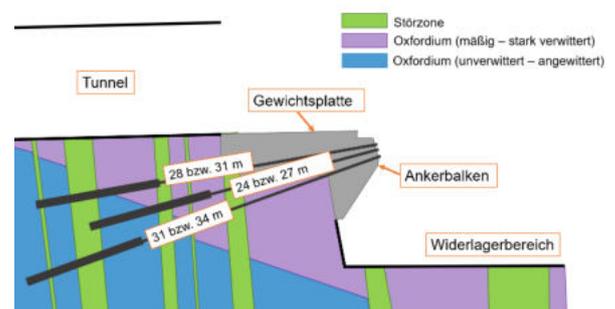


Abbildung 3-1: Schematische Darstellung der Ankergeometrie mit Baugrundverhältnissen

Mit der Staffelung der Neigung und Ankerlänge konnte der Mindestabstand der Verpresskörperschwerpunkte von 1,5 m und ein ausreichender Abstand zu Bestandsbauwerken sichergestellt werden. Außerdem konnte somit die Wahrscheinlichkeit reduziert werden, dass die prognostizierten Störzonen im Bereich der Verpressstrecken liegen.

#### 3.2 Innere und äußere Tragfähigkeit

Die innere Tragfähigkeit der Verpressanker wurde mit jeweils 12 Stahltraggliedern mit einem Nennquerschnitt von 140 mm<sup>2</sup> und einer Stahlgüte der Litzen von St 1660/1860 bemessen.

Für die Nachweise der äußeren Tragfähigkeit wurden folgende Punkte berücksichtigt:

- Herausziehwiderstand
- Tiefe Gleitfuge
- Flächenpressung
- Aufgleiten Felskeil
- Zusammendrücken Störzone
- Gesamtstandsicherheit inklusive Verformungsbetrachtung mittels numerischer FEM-Berechnungen

Nachfolgend wird nur vereinzelt auf die o.g. Nachweise eingegangen.



### Herausziehwiderstand

Der charakteristische Herausziehwiderstand wurde mittels Eignungsprüfungen vor Ort für die Wechselfolge der unverwitterten bis stark verwitterten Kalksteine des Oxfordiums sowie für die mit Lehm verfüllten Störzonen ermittelt. In Abstimmung mit dem Prüfenieur wurde vereinbart, die Bauwerksanker hinsichtlich der Möglichkeit des Nachspannens auf maximal 75 % der möglichen Ankertragfähigkeiten zu beanspruchen. Zusätzlich wurde aufgrund der geologisch bedingten Unsicherheiten hinsichtlich der genauen Ausbreitung der Störzonen sowie deren Mächtigkeit ein maximaler Störzonenanteil in der Länge des Verpresskörpers von ca. 2,5 m in der Bemessung berücksichtigt.

Das Ausfallen eines Ankers sowie einer Litze nach DIN 1054 bzw. EA-Baugruben wurden ebenfalls auf der sicheren Seite liegend mit einer Redundanz von jeweils 2 Anker bzw. 2 Litzen berücksichtigt.

### Zusammendrücken der Störzone

Es wurde zusätzlich untersucht, ob die Lasteinleitung im Bereich der Verankerung zu einem Zusammendrücken der Störzone führt oder ob der Gebirgsblock ausreichend Reibungskräfte aktiviert, um eine Verformung und somit ein „Hineinschieben“ in die Störungszone verhindert. Hierfür wurde das Eigengewicht des aktivierten Gebirgsblocks in Abhängigkeit von der Lage der Störzone, der Breite und Höhe des aktivierten Blocks sowie einer möglichen Gleitfläche bestimmt. Da der Ankerblock erst nach dem Vorspannen der Anker an das Widerlager angeschlossen wurde, sind die Verformungen, die durch den Vorspannvorgang aufgetreten sind, schon vor dem Anschluss abgeklungen. Es wurde nachgewiesen, dass durch das Eigengewicht des Gebirgsblocks ausreichend Reibung erzeugt werden kann um ein Zusammendrücken der Störzone zu verhindern.

### Aufgleiten eines Felskeils

Das Aufgleiten eines Felskeils wurde u.a. mittels analytischer Verfahren (*Janbu*) nachgewiesen. Hier wurde untersucht ob ein Felskeil aufgrund des Druck-Krafteintrags entlang einer maßgebenden Gleitfläche „nach oben“ gleitet. Die verschiedenen, nahezu vertikal verlaufenden, Störzonen wurden ebenfalls berücksichtigt. Die Ergebnisse wurden anschließend mittels FEM-Modellierung bestätigt.

### Verformungsbetrachtung mittels numerischer FEM-Berechnungen

Für eine erste Näherung wurden 2D-FEM (Finite-Element-Methode) Berechnungen ausgeführt. Im Zuge des Projektfortschrittes wurde beschlossen, die 2D-Modellierung mittels 3D-FEM Berechnungen zu präzisieren.

Als geotechnisches Modell wurde in enger Abstimmung mit dem Baugrundgutachter der geologische

Schnitt mit extrapolierten Schichtverläufen erweitert, siehe Abbildung 3-2.

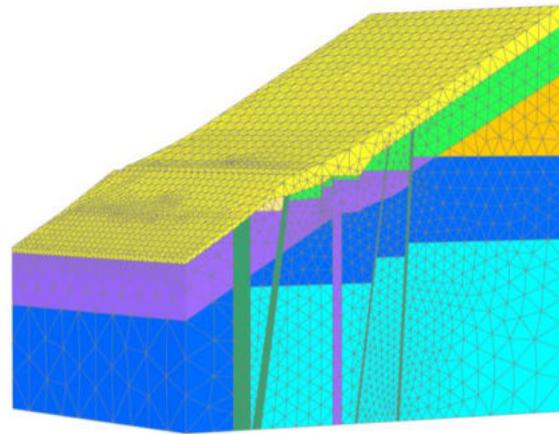


Abbildung 3-2: Connectivity Plot des abgewandelten Baugrundmodells für das Rechte Gleis der Achse 10 (Boley Geotechnik GmbH, 2019)

Die Gewichtsplatte (zur Lastabtragung und Verbund zwischen Ankerblock und Gebirge, siehe Abbildung 3-1), der Ankerblock sowie der Tunnel wurden linear-elastisch modelliert. Das Gestein des Oxfordiums wurde mit dem „Jointed Rock Model“ abgebildet womit die Anisotropie des Gebirges inklusive der Schwächezonen berücksichtigt wurde. Die annähernd vertikal stehenden Störzonen wurden mittels Kontinuums-elementen modelliert.

Wesentliche Unterschiede sind in der seitlichen Ausbreitung der Störzonen der jeweiligen Widerlager erkennbar. Deshalb wurde das Modell variiert, um eine gegebenenfalls aufkommende asymmetrische Ausbildung der Störzonen (eine Seite Störzone, eine Seite Oxfordium) zu berücksichtigen, siehe Abbildung 3-3. Dies war nötig, da die Erkundungen keine eindeutige Aussage zuließen, ob die Störzonen beidseitig der Tunnelröhren auftreten.

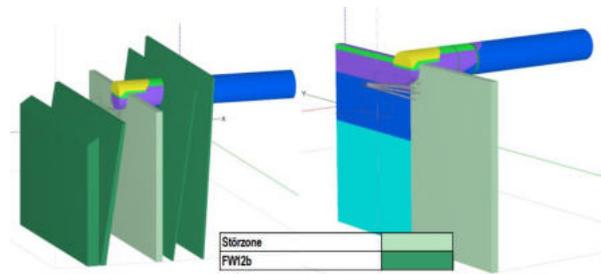


Abbildung 3-3: Modell mit symmetrischer Störzonen (links) und asymmetrischen Störzonen (rechts) mit variierendem Verlauf der maßgebenden Störzone (Boley Geotechnik GmbH, 2019)

Zusätzlich wurden die verschiedenen maßgebenden Bauphasen berücksichtigt, nämlich der Zeitpunkt be-

vor der Ankerblock an das Widerlager angeschlossen war (entkoppelt) und anschließend auch der gekoppelte Zustand.

Die Verformungsbetrachtung zeigten, dass die größten gesamt horizontalen Verformungen beim entkoppelten System prognostiziert wurden. Zusätzlich zur Tragwerksplanung wurden die abgeschätzten Verformungen zur Festlegung der Grenzwerte des Monitorings herangezogen.

## 4 Herstellungs- Spann & Monitoring-konzept

Um die Annahmen und Randbedingungen aus der Planung zu gewährleisten, wurden detaillierte Herstellungs-, Spann- und Monitoringkonzepte aufgestellt. Im nachfolgenden wird auf die wesentlichen Punkte der jeweiligen Konzepte eingegangen. Die Konzepte dienen u.a. auch als Grundlage für die Zustimmung im Einzelfall (ZiE) des Eisenbahnbundesamts zur Festpunktverschiebung.

### 4.1 Herstellungskonzept

Um das in den Nachweisen angesetzte Baugrundmodell zu validieren, wurde vorgesehen, die vier Eckanker als außen liegende Fixpunkte zuerst herzustellen. Zur präzisen Baugrundaufnahme wurden diese Anker mittels Kernbohrungen bis in den vorderen Portalbereich bzw. bis in die Tiefe der prognostizierten Störzonen abgeteuft (ca. 19 bis 25 m). Der Bereich der Verpressstrecke durfte aufgrund der Beschaffenheit der Bohrlochwandung nicht mittels Kernbohrung hergestellt werden, sodass hier auf das Imlochhammerverfahren umgestellt wurde.

Für die restlichen Anker konnte das Imlochhammerverfahren direkt angewendet werden. Bei jedem Anker wurden Bohrlochbefahrungen mittels Kamera durchgeführt, um die Beschaffenheit des Gebirges aufzunehmen und ggf. auftretende Störzonen zu identifizieren. Herstellungsprotokolle wurden gemäß DIN SPEC 18537 geführt wobei auch Auffälligkeiten in der Herstellung wie z.B. Hohlräume oder Wasserzutritte, die auf eine Verbindung zwischen Nachbarbohrungen hindeutete, aufgenommen wurden.

Im Laufe der Herstellung der Ankerbohrungen wurde das Baugrundmodell durch den geotechnischen Sachverständigen stetig validiert bzw. ergänzt. Hierbei waren vor allem der räumliche Verlauf sowie die Mächtigkeit von Störzonen maßgebend, siehe Abbildung 4-1.

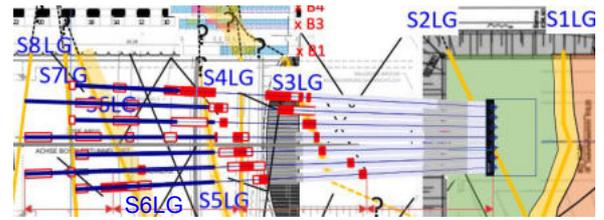


Abbildung 4-1: Baugrundvalidierung im Zuge der Herstellung der Bohrlöcher für die Anker des linken Gleises. Durchörterte Störzonen S3LG bis S8LG in Rot markiert. (CDM Smith, 2020)

### 4.2 Spannkonzzept

Die planmäßige Vorspannkraft der einzelnen Anker variierte zwischen 780 kN bis zu 820 kN, siehe Abbildung 4-2. Um eine möglichst gleichmäßige Lasteinleitung über den gesamten zu aktivierenden Gebirgsblock zu haben, wurde beabsichtigt die Anker ähnlich dem Pilgerschrittverfahren in einem gleichmäßigen, möglichst großräumigen Raster anzuspinnen.

Die Ankerköpfe mussten für die Durchführung von Abhebeversuchen ausgebildet werden, sodass auch Nachspannarbeiten möglich wären.

Nach dem Spannen aller Anker sollte mittels Abhebeversuch die noch wirkende, verbleibende Vorspannkraft überprüft und dokumentiert werden. Zudem sollte eine „Keilkraft“ in Höhe von ca. 1.200 kN aufgebracht werden, was u.a. auch erfahrungsgemäß das Risiko eines späteren Durchrutschens von Litzen (Keilschlupf) verringert. Sofern erforderlich mussten die Anker nachgespannt werden und neu auf die planmäßigen Vorspannkraft festgelegt werden. Sofern ein maßgeblicher Abfall der Ankerkraft nach dem Abhebeversuch festgestellt und ein Nachspannen erforderlich wurde, waren die Vorspannkraft bei den benachbarten Ankern wiederum zu überprüfen.

Die Anforderungen der DIN 1054 bzw. DIN EN 1537 wurden ebenfalls im Spannkonzzept abgedeckt.

Auf mindestens zwei Ankern pro Ankerlage wurde eine Kraftmessdose (KMD) angebracht, um die vorhandene Vorspannkraft kontinuierlich zu kontrollieren. Diese wurden an den vier Eckanker sowie in der Mitte angeordnet, siehe Abbildung 4-2. Somit hatte jeder Anker mindestens einen Nachbaranker mit Kraftmessdose. Der Anteil der mit KMD ausgestatten Anker wurde grundsätzlich als repräsentativ für das Gesamtsystem betrachtet.

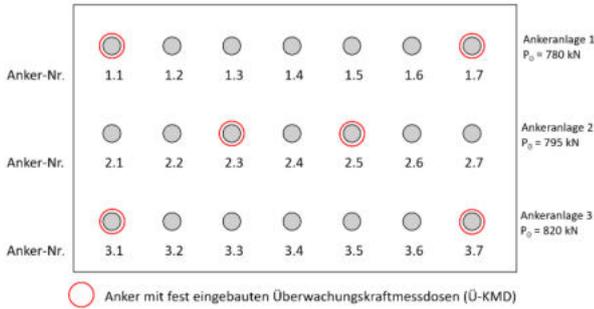


Abbildung 4-2: Ankeranordnung der Widerlager des linken und rechten Gleises mit Festlegekräften der jeweiligen Ankeranlagen

Um eine potentielle gegenseitige Beeinflussung der Anker zu beurteilen, wurden parallel zu den Abhebeversuchen die Messungen der sechs KMDs kontinuierlich dokumentiert.

### 4.3 Monitoringkonzept

Im Monitoringkonzept wurden im Wesentlichen die Überwachung der Verformungen im Bereich der Widerlager vor Inbetriebnahme sowie die Überwachung der Vorspannkraft der Verpressanker vor und nach Inbetriebnahme beschrieben.

#### Monitoring Verformungen

Für die Kontrolle der Verformungen wurde vorgesehen, während der Ankerherstellung (Bohrung, Verpressen, Spannen) ein Monitoringsystem zu installieren, welches die Tunnelsohle im Zielbauwerk Buch sowie die jeweiligen Ankerblöcke und den direkten Umgebungsbereich überwacht. Im Monitoringkonzept wurde die genaue Anordnung der geodätischen Messpunkte an den o.g. Bauwerken ausgearbeitet. Zusätzlich zur geodätischen Überwachung sollte ein bestehendes Inklinometer herangezogen werden, welches sich auf dem Niveau der Tunnelsohle in der Nähe der Zielkaverne des linken Gleises befand. Als Teil des Monitoringkonzeptes wurden Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte für die Verformungen definiert, siehe Tabelle 4-1. Die Grundlage für die Festlegung dieser Werte waren die rechnerisch zu erwartenden Verformungen.

Tabelle 4-1: Definition der Grenzwerte für Verformungen an der Tunnel- / Portalsohle und Ankerblock

	Schwellenwert	Eingreifwert	Alarmwert
$u_{x,y,z}$	$\pm 4,0 \text{ mm}$	$\pm 8,0 \text{ mm}$	$\pm 10,0 \text{ mm}$

#### Monitoring Vorspannkraft

Im Monitoringkonzept wurden ebenfalls Schwellen-, Eingreif- und Alarmwerte für die vorhandene Vorspannkraft der Einzelanker sowie des Gesamtsystems als Anteil der Festlegekraft definiert, siehe Tabelle 4-2. Die Festlegung der Grenzwerte beruhte

vorwiegend auf den für die Überbaukonstruktion verträglichen Spannkraftverlusten in Abstimmung mit dem Tragwerksplaner und Prüfengeieur. Im Zuge des Monitorings der Vorspannkraft war ebenfalls vorgesehen, die Funktionalität der KMDs mittels Abhebeversuchen zu validieren.

Tabelle 4-2: Definition der Grenzwerte für Spannkraftverluste an Einzelanker und Gesamtsystem

	Einzelanker	Gesamtsystem
Schwellenwert	$90 \% \cdot P_0$	$95 \% \cdot \Sigma P_0$
Eingreifwert	$85 \% \cdot P_0$	$90 \% \cdot \Sigma P_0$
Alarmwert	$80 \% \cdot P_0$	$85 \% \cdot \Sigma P_0$

Die erforderlichen Messintervalle sowie Maßnahmen bei einer Über- bzw. Unterschreitung der oben angegebenen Grenzwerte wurden im Monitoringkonzept definiert. Diese wurden in einer übersichtlichen Form in einem Handlungsleitfaden dargestellt.

## 5 Auswertung

### 5.1 Ankerherstellung

Die Herstellung der Anker wurde ausgewertet um sicher zu stellen, dass alle normativen und planerischen Anforderungen bzw. Randbedingungen gemäß Herstellungskonzept eingehalten wurden. Das Baugrundmodell und insbesondere der Verlauf der Störzonen wurden im Zuge der Herstellung dokumentiert, siehe Abbildung 4-1. Zum Teil wurden Störzonen in den Verpressstrecken festgestellt, die zur Zeit der Planung nicht in diesem Aufmaß prognostiziert waren. Wo möglich wurden diese vergütet, neu aufgebohrt und eine ausreichende Vergütung anschließend mittels Kamerabefahrung visuell inspiziert bzw. bestätigt. Die statischen Auswirkungen auf die Widerlagerrückverhängung wurden ebenfalls ausgewertet. Im Zuge des Monitorings der Vorspannkraft wurden die kritischen Anker gesondert betrachtet und ausgewertet, um eine Beeinträchtigung aufgrund der Störzonen ausschließen zu können.

### 5.2 Anspannen und Monitoring

Im Zuge des Monitorings der Vorspannkraft wurde gemäß Monitoringkonzept die Funktionalität der Kraftmessdosen (KMD), die Kraftstabilität der Anker, die gegenseitige Beeinflussung und die vorliegende Vorspannkraft ausgewertet.

Das Monitoring und die dazu gehörige kontinuierliche Auswertung der Vorspannkraft wurde insgesamt über 2 Jahre lang bis zur Inbetriebnahme ausgeführt. Nach Festlegung der Anker wurde das anfänglich intensive tägliche Messintervall der KMDs auf ein standardmäßiges vierteljährliche Messintervall gekürzt. Aus den Ergebnissen der Abhebeversuche wurde eine Diskrepanz zwischen den Messungen der fest

eingebauten Überwachungs-KMD und der Prüf-KMD bei vereinzelt Anker festgestellt. Nach weiteren Abhebeversuchen wurde festgestellt, dass es sich hierbei um einen konstanten „Offsetwert“ handelt. Da die vorliegende Vorspannkraft mit Berücksichtigung des Offsetwerts für die Einzelanker weiterhin über dem definierten Schwellenwert lag, und unter der Bedingung, dass keine signifikanten Kraftunterschiede auftreten, wurde in Abstimmung mit dem Prüflingenieur die Funktionalität dieser KMDs weiterhin für den Anwendungszweck als ausreichend eingestuft. Im Zuge des Monitorings wurden an vereinzelt Anker anfänglich nennenswerte Kraftunterschiede zwischen den Messintervallen aufgenommen. Um hier das weitere Verhalten genauer zu beurteilen, wurden z.T. weitere Abhebeversuche an diesen Anker und an Nachbarankern angeordnet, sowie die Messintervalle reduziert. Nach langfristiger Beobachtung der verschiedenen Anker konnte vor Inbetriebnahme eine Kraftstabilität bei allen Anker bestätigt werden. Die Schwankungen an Vorspannkraft lagen in der Größenordnung von bis zu 30 kN. Anhand von Anker R1.7 wird in Abbildung 5-1 ein Beispiel des Verlaufs der Messungen der Vorspannkraft mittels Kraftmessdose dargestellt. Hier ist zu sehen, dass nach Spannen des Ankers im März 2020 ein nennenswerter Kraftabfall auftritt. Anhand der Messungen ab ca. Juli 2020 bis zur letzten Messung vor Inbetriebnahme ist trotz gewisser Schwankungen eine Kraftstabilität vorhanden. Obwohl hier die Vorspannkraft unter dem Sollwert von  $P_0 = 780$  kN lag wurde der Anker nicht nachgespannt, da die Vorspannkraft noch deutlich über dem Schwellenwert lag.

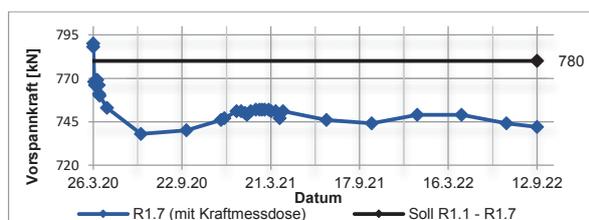


Abbildung 5-1: Verlauf der Messungen der Vorspannkraft mittels Kraftmessdose an Anker R1.7 (Boley Geotechnik GmbH, 2022)

Die Auswertung der Verformungen anhand geodätischer und Inklinometer-Messungen haben gezeigt, dass kein Zusammenhang zwischen den Baumaßnahmen (Ankerherstellung und Anspannen) und den Verformungen bestand.

## 6 Fazit

Aufgrund der komplexen Untergrundverhältnisse wurden besondere Randbedingungen im Zuge der Planung und Bemessung der Widerlagerrückverhängung vorgenommen.

Um diese Randbedingungen zu validieren, wurden detaillierte Konzepte zur Herstellung, Spannen und Monitoring der Anker erstellt.

Diese Aspekte wurden im Zuge der Bauausführung kontinuierlich und zeitnah ausgewertet und wo erforderlich Bemessungsansätze an neue Erkenntnisse angepasst. Die Auswertung der Verformungen und der Vorspannkraft haben gezeigt, dass diese sich in dem zu erwartenden Bereich bewegt haben, womit die Sicherheit der Rückverhängung gegeben ist.

Das Monitoring der Vorspannkraft der Verpressanker wird über die gesamte Nutzungsdauer der Filstalbrücke nach Inbetriebnahme weitergeführt.

## Literaturverzeichnis

- ARGE Wasser-Umwelt-Geotechnik. (2010). *Großprojekt Stuttgart 21 - Wendlingen-Ulm, PFA 2.2 Albaufstieg; Geologische, hydrogeologische, geotechnische und wasserwirtschaftliche Stellungnahme, Geotechnischer und hydrogeologischer / wasserwirtschaftlicher Bauwerksbericht.*
- Boley Geotechnik GmbH. (2019). *Nachweise der äußeren sowie inneren Tragfähigkeit für die Rückverhängung in Achse 10 rechtes und linkes Gleis mittels Verpressankern - Index c. München.*
- Boley Geotechnik GmbH. (2020). *Detailliertes Monitoring- & Spannkonzzept Achse 10 RG + LG. München.*
- Boley Geotechnik GmbH. (2022). *Auswertung Spann- und Monitoringkonzept Achse 10 Gesamt. München.*
- CDM Smith. (2018). *Baugrundmodell A10, Ergebnisse der Erkundungsbohrung WL A10, NBS Wendlingen - Ulm, PA 2.2.*
- CDM Smith. (18. 12 2020). *Fortschreibung Dokumentation Ankerbohrungen zur Rückhängung des Widerlagers, Baugrundmodell.*
- DGGT. (2012). *Empfehlung des Arbeitskreises "Baugruben" - EAB 5. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn.*
- DIN 1054:2010-12. (2010). *Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Berlin: DIN.*
- DIN EN 1537:2014-07. (2014). *Ausführungen von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpressanker. Berlin: DIN.*
- DIN EN 1997-1:2009-09. (2009). *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin: DIN.*
- DIN SPEC 18537:2017-11. (2017). *Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2014-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker. Berlin: DIN*



# Thermisches Potential der Drainagewässer im tiefliegenden Tunnelbau

Univ. Prof. DI Dr. Ing. Thomas Marcher<sup>1</sup>, Thomas Geisler<sup>1</sup> BSc, MSc  
<sup>1</sup>Technische Universität Graz, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

*Die Nutzung geothermischer Energie aus tiefliegenden Tunnelbauwerken bietet eine umweltfreundliche, nachhaltige Möglichkeit zur Beheizung und Kühlung von naheliegenden Siedlungsräumen. Anhand von Beispielen wird die Wirksamkeit und die Einsatzgrenzen der thermischen Energie von Tunnelbauwerken (insbesondere des Drainagewassers), sowie ihrer Verteilung in der nächstgelegenen Stadt aufgezeigt und damit die technische und wirtschaftliche Machbarkeit dargestellt.*

## 1 Einleitung

Tiefenliegende Tunnels sind für gewöhnlich lange Tunnelsysteme, die das umliegende Gebirge entwässern (Burger et al. 2022). Entlang ihrer Achse kommt es zu Wasserzutritten, welche durch die geothermischen Verhältnisse ihrer Umgebung beeinflusst sind, respektive ihnen im Normalfall dadurch Energie zugeführt wird. Durch die Extraktion der im Tunnelwasser steckenden Energie könnte diese beispielsweise in weiterer Folge zum Beheizen von Gebäuden genutzt werden. Weiters bieten Tunnel eine vielversprechende Möglichkeit zur Nutzung der geothermischen Energie, da sie große Oberflächen in Kontakt mit dem Boden für einen effizienten Wärmeaustausch bieten.

In der Tunnelgeothermie kann in zwei Systeme unterschieden werden, nämlich in geschlossene und offene Systeme (Cudmani 2019). Bei geschlossenen Systemen werden Absorberrohre für die Wärmeübertragung verwendet, die je nach Vortriebsart auf unterschiedliche Weise in das Tunnelbauwerk integriert werden können, z. B. durch vorgefertigte Tübbinge, Energievliese oder Anker (Adam und Markiewicz 2009; Franzius und Pralle 2011; Lee et al. 2012; Mimouni et al. 2014; Moormann et al. 2016). Bei offenen Systemen wird das warme Tunnelwasser direkt zum Heizen genutzt (Stemmler et al. 2022).

Die Nutzung von geothermischer Energie, d. h. die im Boden gespeicherte und vom Erdkern durch Kernzerfall und Sonnenenergie erzeugte Wärme (Cudmani 2019; Ogunleye 2020), bietet mehrere vorteilhafte Eigenschaften. Eine davon ist, dass in der Erdkruste das ganze Jahr über konstante Bedingungen herrschen, was sie zu einer grundlastfähigen Energiequelle macht. Die in den ersten 400 Metern unter der Erdoberfläche verfügbare Wärme wird als oberflächennahe Geothermie bezeichnet (Barla und Di Donna 2018). Diese Wärme kann durch Erdwärmepumpen, Grundwasserwärmepumpensysteme oder Tiefenbohrungen genutzt werden. Jenseits von 400

Metern Tiefe liegt die Tiefengeothermie (Cudmani 2019).

### 1.1 Offene und geschlossene Systeme

Hydrogeothermische offene Systeme sind hauptsächlich tiefliegenden Tunneln in Gebirgsregionen zu finden. In diesen kann die Tunnelentwässerung auf natürliche Weise durch Schwerkraft oder mit Hilfe einer Pumpe, in Richtung des Tunnelportals erfolgen. Dort wird das Wasser zum Heizen genutzt und anschließend wieder an einen Vorfluter abgegeben. Die Temperatur des dem Tunnel zutretenden Wassers ist tendenziell ähnlich wie die Temperatur des umgebenden Gesteins (Wilhelm und Rybach 2003). Diese kann bis zu 50°C betragen, sodass die Einleitung dieses warmen Wassers den Vorfluter ohne Kühlung das dortige Ökosystem schädigen könnte (Stemmler et al. 2022).

Für die Nutzung von hydrogeothermischen offenen Systemen ist es von Vorteil, dass Gestein mit guten Grund- respektive Bergwassereigenschaften vorhanden ist. Die besten Voraussetzungen für die Nutzung hydrothermalen Energie finden sich in gut entwässerten, zerklüfteten und verkarsteten Festgesteinen wie in Karbonatgesteinen und teilweise in klastischen Sedimentgesteinen (Sande, Kiese, Sandsteine). Besonders in kristallinem Gestein könnten geringe Wasserabflüsse problematisch sein (Könighofer et al. 2014). Während also entsprechend hohe Wasserzutritte für eine offene hydrogeothermische Nutzung von Vorteil sind, sind diese für das System Tunnel i.d.R. mit erschwerten Vortriebsverhältnissen und beispielsweise aufwändigen Injektionskampagnen verbunden (Umweltverträglichkeit). Es besteht somit einerseits eine Abhängigkeit von der Grundwasser- und Gesteinsqualität, und andererseits ein Spannungsfeld zwischen den benötigten Wasserzutrittsmengen, einem sicheren Vortrieb und dem ökologischen Einfluß auf die Bergwasserverhältnisse. Auch aus diesem Grund werden für die Ausrüstung von Tunneln vermehrt geschlossene

Systeme gewählt, obwohl offene Systeme effizienter sein könnten (Ogunleye 2020). Offene Systeme werden bisher vor allem in der Schweiz eingesetzt, zum Beispiel beim Furka-Eisenbahntunnel, Gotthardtunnel und Lötschberg-Basistunnel (Kürten 2014; Rybach 2008; Stemmler et al. 2022).

Die thermische Leistung von temperiertem Tunnelwasser kann wie folgt berechnet werden:

$$P_{TW} = c \times \rho_{Water} \times D_{total} \times \Delta T_{TW} \quad (\text{Formel 1})$$

wobei  $P_{TW}$  die thermische Leistung ist,  $c$  die Wärmekapazität des Fluides ( $=4.183 \text{ J}/(\text{kg K})$  bei  $20 \text{ }^\circ\text{C}$ ),  $\rho_{Water}$  die Dichte des Fluides,  $D_{total}$  der Volumenstrom und  $\Delta T_{TW}$  die Temperaturspreizung ist. Die Temperaturspreizung wird durch zwei Faktoren bestimmt. Zum einen von der Wärmeentzugsleistung des Wärmetauschers und zum anderen von der Menge und Temperatur des Tunnelwassers, das unter Einhaltung der Umweltvorschriften in den Vorfluter eingeleitet werden darf.

Im Gegensatz zu offenen Systemen haben Absorbersysteme (geschlossene Systeme) einen geschlossenen Kreislauf. Das bedeutet, dass eine Flüssigkeit durch die Wärmetauscherelemente zirkuliert und das System nie verlässt. Durch die Bewegung der Flüssigkeit findet ein Wärmeaustausch mit dem umgebenden Erdreich oder der Luft statt (Tinti et al. 2017). Je nach Position der Wärmetauscher (näher an der Außen- oder Innenseite der Tunnelschale) tauschen die Rohre Wärme mit der Tunnelluft, dem Untergrund oder sogar mit beiden aus. In tiefen Alpentunneln könnte eine Installation näher an dem umgebenden Gestein aufgrund der hohen Bodentemperaturen effizienter sein. Andererseits ist der Wärmeaustausch mit der Tunnelluft in Eisenbahn- und U-Bahntunneln aus energetischer Sicht sinnvoll. Aufgrund der geringen Überlagerungen von U-Bahntunneln ist die Gesteins- respektive Bodentemperatur niedriger, die Lufttemperatur kann jedoch aufgrund des ständigen Bremsens und Beschleunigens der Straßenbahnen und sonstigem Energieeintrag in das System, höher sein. Auch in Eisenbahntunneln kann Wärme an die Tunnelluft abgegeben werden, da die Tunnelluft komprimiert wird, wenn ein schneller Zug die etwas größere Tunnelröhre durchfährt. Aber nicht nur Luft- und Bodentemperaturen sind Einflussfaktoren für die geothermische Leistung, auch die geometrische Form der Wärmetauschanlage, die Grundwasserströmung, die thermischen Eigenschaften der Tunnelauskleidung und die Größe des zugänglichen Bereichs spielen eine wesentliche Rolle (Bidarmaghz et al. 2017).

Gerade in der letzten Zeit ist die Nutzung von geothermischen Systemen in Kombination mit unterirdischer Infrastruktur mehr in den Fokus gerückt (Baralis et al. 2020; Barla und Di Donna 2018; Barla und Perino 2015; Epting et al. 2020; Insana et al. 2023; Insana und Barla 2020; Shafagh et al. 2020). Ein Beispiel dafür stellt der Brenner Basistunnel (BBT) dar, welcher in Zukunft der längste Eisenbahntunnel der Welt sein wird und Österreich mit Italien verbinden wird. So wird auf der italienischen Seite an einem Prototyp geforscht, welcher die Wärme aus den Tunnelwässern direkt im Tunnel entzieht (Tinti et al. 2023). Auf der österreichischen Seite wurde unterdessen eine Versorgung der Stadt Innsbruck durch ein offenes geothermisches System untersucht (Burger et al. 2022; Geisler et al. 2022; Geisler et al. 2023). An diesem Beispiel soll im Folgenden eine direkte Tunnelwassernutzung und eine mögliche Optimierungsstrategie veranschaulicht werden.

## 2 Direkte Nutzung des Tunnelwassers

Der BBT besteht aus zwei Haupttunnelröhren, die im Abstand von etwa 70 m verlaufen, und einem etwa zwölf Meter tiefer gelegenen Erkundungstunnel (ET) der zur Optimierung der Haupttunnelvortriebe während der Bauphase dient. Das gesamte Tunnelsystem hat eine Gesamtlänge von 230 km (Burger et al. 2022). Am BBT sind derzeit die Vortriebsarbeiten für ET und die Zugangstunnel weitestgehend fertiggestellt, bis auf ein kurzes Teilstück vor dem Brennerpass (vor der Landesgrenze). Im Betrieb wird der ET als Versorgungs- und Entwässerungstunnel genutzt werden (Bergmeister und Reinhold 2017). Somit wird das gesamte dem Tunnelsystem zutretende Wasser durch den ET zu den Tunnelportalen innerhalb eines Sohlgerinnes abgeleitet. Der Scheitelpunkt des Tunnelsystems befindet sich im Bereich des Brennerpasses unter der Staatsgrenze zwischen Österreich im Norden und Italien im Süden. Das auf österreichischer Seite zutretende Wasser vermischt sich im Tunnel, fließt gravitativ nach Norden und mündet Nahe am Portal in der Siltschlucht in den Vorfluter Sill. Das in den südlichen (italienischen) Tunnelabschnitt zutretende Wasser fließt zum Südportal nach Franzensfeste-Fortezza (Burger et al. 2022). Das geothermische Potenzial der Siltschlucht wird also durch das Wasser bestimmt, das in den nördlichen Tunnelabschnitt zwischen Innsbruck und dem Brennerpass dem Tunnel zutritt.

Zur Bestimmung der thermischen Leistung des abgeleiteten Wassers sind zwei Parameter von besonderer Bedeutung, nämlich die Abflussmenge und die Temperatur des Fluides am Tunnelportal (vgl. Formel 1). Am BBT wird neben vielen Einzelabflussmessungen auch das Konzept der Teilströme angewendet. Teil dieses Konzepts ist, dass Tunnelabschnitte mit homogenen hydrologischen Verhältnissen und



damit homogenen Eigenschaften zusammengefasst und als ein System betrachtet werden. Ein Bündel an Wasserzutritten in einem bestimmten Bereich wird daher als Teilstrom (TS) bezeichnet. Jeder dieser Abschnitte wird hydrologisch überwacht, einschließlich der Parameter Temperatur und Abflussrate (Burger et al. 2022) Diese Messungen bilden die Grundlage für die Bewertung des geothermischen Potenzials des Tunnelwassers. Die Summe der Teilströme sowie deren thermische Eigenschaften ergeben somit den gesamten Wasserabfluss und die Temperatur. Insgesamt ist der nördliche Abschnitt des Brenner Basistunnels in sieben TS unterteilt, die im Betrieb zum Tunnelwasserabfluss an der Siltschlucht beitragen (Abbildung 1). Diese sind:

- TS1 Grenze bis zum Stand der Vortriebsarbeiten
- TS2: Zugangstunnel Wolf
- TS3 Montagekaverne
- TS4 Zugangstunnel Ahrental
- TS6 Verbindungstunnel
- TS7 Diffuse Wasserzutritte

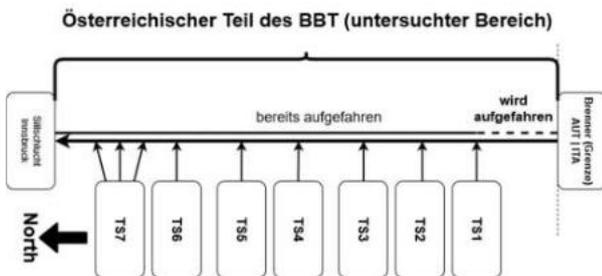


Abbildung 1: Das Konzept der Teilströme für die österreichische Seite. Die Fließrichtung ist durch die Pfeilspitze angedeutet.

Da sich der BBT im Bau befindet, ist es wichtig, zu erwähnen, dass sich die Abflussmengen und Wassertemperaturen in der Bau- und Betriebsphase noch erheblich unterscheiden können. Während der Bauphase werden die Abflussmengen durch die Tunnelvortriebsarbeiten beeinflusst. Darüber hinaus können zeitweilige Umleitungen des Tunnelwassers zu Veränderungen der gesamten abgeleiteten Wassermenge und der Temperatur führen. Daher wurden die Daten zur Temperatur und Abflussmenge aller Teilströme vorverarbeitet und auf Plausibilität geprüft (stationäre Bedingungen erreicht). Für eine adäquate Bewertung und Abschätzung des geothermischen Potenzials während der Betriebsphase sind darüber hinaus folgende Aspekte zu berücksichtigen. Diese waren z.B.:

- Der südlichste Teil auf der österreichischen Seite des ET ist noch nicht aufgeföhren, daher müssen die Wasserabflussmengen und

die Temperatur für diesen Abschnitt vorab prognostiziert werden. Für die anderen Teilströme lagen Messwerte von Mai 2020 bis 2021 vor.

- Die Haupttunnel sind nur teilweise aufgeföhren. D.h. die Messungen sind nur für den ET valide. Sobald die Haupttunnel aufgeföhren sind, wird die Wassermenge, die dem Tunnelsystem tritt zu nehmen. Dies hängt mit der Vergrößerung der Tunneloberfläche zusammen, durch die das Wasser in den Tunnel eindringen kann.
- Besonders in Bereichen mit geringen Überlagerungen, kann auch die Tunnelatmosphäre und damit die Tunnellufttemperaturen saisonal deutlich schwanken. Daraus kann eine erhebliche Verringerung der Tunnelwassertemperaturen resultieren.

Diese Aspekte führen zu einer Bandbreite in den Prognosen zu den Abflüssen während der Betriebsphase, da die Vorhersage des Wasserzuflusses in eine höchst komplizierte Angelegenheit ist (Tentschert 2012). Daher wurden zwei Szenarien ausgearbeitet. Szenario 1 berücksichtigt, die unteren Grenzen der Prognosen, während Szenario 2 die oberen berücksichtigt. Diese Szenarien galten als die wahrscheinlichsten, auch wenn die genaue Abflussmenge von den notwendigen Abdichtungsmaßnahmen der weiteren Baumaßnahmen in den Hauptrohren abhängt. Daher können sich die Zutrittsmengen nach Inbetriebnahme noch ändern.

## 2.1 Ergebnisse

Nachdem die Monatsmittel zu Abflussmengen und Temperaturdaten am Tunnelportal Siltschlucht für die Betriebsphase berechnet wurden, konnten diese in Formel 1 eingesetzt werden und somit eine Prognose der thermischen Leistung für die Betriebsphase über ein Jahr gegeben werden. Abbildung 2 zeigt die prognostizierte geothermische Leistung für die Szenarien 1 und 2. Aufgrund der Berücksichtigung der oberen Prognosegrenzen ist die thermische Leistung für Szenario 2 entsprechend höher. So kann für Szenario 1 ein Wert von 3.4 MW im Jahresdurchschnitt angegeben werden während dieser für Szenario 2 bei 5.3 MW liegt.

Die höchsten Leistungen können für beide Szenarien im Juli mit ca. 4.2 MW (Szenario 1) respektive 6.3 MW (Szenario 2) erzielt werden, während die niedrigsten im Jänner mit 2.6 MW (Szenario 1) bzw. 4.5 MW (Szenario) erwartet werden (Geisler et al. 2022).

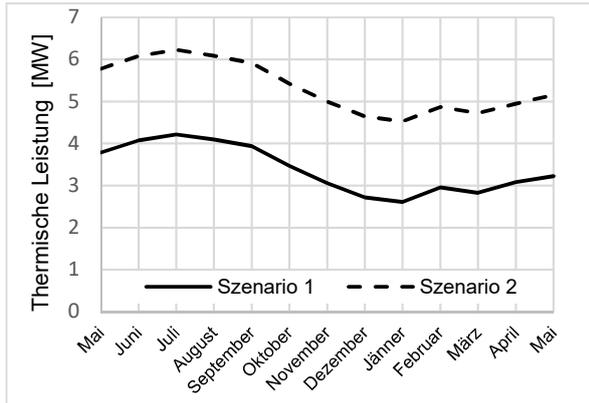


Abbildung 2: Prognose der thermischen Leistung über ein Jahr. Entnommen und angepasst nach: (Geisler et al. 2022)

### 3 Optimierungstrategie

Wie in Formel 1 beschrieben, hängt das geothermische Potential von der Abflussmenge und dessen Temperatur ab. Soll das geothermische Potential erhöht werden, müssen diese Größen angehoben werden, um auch das Potential nachträglich und nachhaltig zu steigern. Eine mögliche Strategie dazu wird nachfolgend vorgestellt.

#### 3.1 Separation von Kaltwasserzutritten

Entlang der Tunnelachse des BBT strömen kältere Teilströme (seichtere Tunnelabschnitte, wie beispielsweise die Zugangstunnels) der Gesamtwasserdrainage zu, deren Temperatur folglich sinkt. Durch das Konzept der Teilströme und der daraus resultierenden Kenntnis der Mengen und Temperaturen dieser, ist es möglich, Berechnungen anzustellen um zu vergleichen, wie sich das geothermische Potential für verschieden Teilstrommischungen darstellt. Eine Separation von kälteren Teilströme könnte somit die Temperatur in der Gesamtdrainage erhöhen, vermindert allerdings den Gesamtabfluss. Von den insgesamt sieben Teilströmen tragen fünf zur Abkühlung bei (Temperatur ist niedriger, als die der Hauptdrainage). Diese sind TS2, TS4, TS5, TS6 und TS7. Das Abkühlungspotenzial von TS5 und TS6 ist jedoch gering, da ihre durchschnittlichen Abflussmengen im Vergleich zu denen der anderen Varianten niedrig sind und sie daher nicht berücksichtigt wurden. Daraus ergeben sich sieben Separationsvarianten, die hinsichtlich der Gesamtabflussmenge und der Temperatur sowie der daraus thermischen Wärmeleistung verglichen wurden:

- Gesamtabfluss exkl. TS2
- Gesamtabfluss exkl. TS4
- Gesamtabfluss exkl. TS7
- Gesamtabfluss exkl. TS4 und TS7
- Gesamtabfluss exkl. TS2 und TS7
- Gesamtabfluss exkl. TS4 und TS2
- Gesamtabfluss exkl. TS4, TS2 und TS7

### 3.1.1 Ergebnisse

Der Vergleich der Separationsvarianten und der Quellvariante aus Szenario 1 und Szenario 2 (Abbildung 3) zeigt, dass die Separationsvarianten in manchen Monaten die Quellvariante überschreiten würden. Außerdem können saisonale Unterschiede beobachtet werden. Während die Separation von TS4 die höchste thermische Leistung in den Sommermonaten aufweist, ist die höchste thermische Leistung für die Separation von TS2 in den Wintermonaten zu beobachten. Außerdem weist die TS2-Separation die höchste konstante Leistung über das ganze Jahr auf. Auch die Separationsvarianten von TS2 und TS7 oder TS4 zeigen über das ganze Jahr hinweg konstantere Leistungen mit geringer saisonalen Schwankungen. (jedoch nicht auf hohem Niveau wie die Variante, bei der nur TS2 separiert wird). Die Ableitung von TS2, TS4 und TS7 zeigt die niedrigste Leistung über fast das ganze Jahr. Nur im November und Dezember wäre die Leistung höher als bei der Variante, bei der TS4 und TS7 getrennt werden (Geisler et al. 2023).

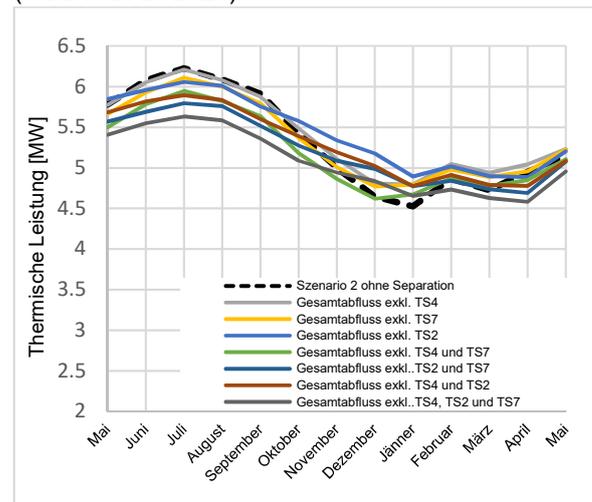


Abbildung 3: Vergleich der thermischen Leistung der Separationsvarianten. Entnommen und angepasst nach: (Geisler et al. 2023).

### 4 Einordnung der Ergebnisse

Beim Vergleich der berechneten Energiemengen von Szenario 1 und 2 wird deutlich, dass es noch Unsicherheiten gibt, die aber im Laufe des fortschreitenden Baufortschritts geringer werden. Trotz dieser Unsicherheiten zeigen die Ergebnisse, dass im Tunneldraigewasser ein erhebliches geothermisches Potenzial stecken kann. Nach Abschluss des Ausbruchs des letzten Tunnelabschnitts bis zur Landesgrenze (TS1) werden die wesentlichen Prognoseunsicherheiten beseitigt sein, und die Bandbreite des Potenzials kann weiter verfeinert werden.



Schlussendlich dürfte das geothermische Potenzial jedoch zwischen den Szenarien 1 und 2 liegen, wobei die Auswirkungen der notwendigen Abdichtungsarbeiten im Abschnitt TS1 (noch) schwer abzuschätzen sind. Nach Inbetriebnahme des Tunnels ist davon auszugehen, dass die Abkühlung des Tunnelwassers aufgrund reduzierter Wechselwirkung mit der Außenluft, insbesondere im Winter, minimiert wird.

Darüber hinaus sind die Lufttemperaturen mit Ausnahme des letzten Abschnitts mit geringerer Überdeckung zeitweise höher als die berechneten Temperaturen des Tunnelwassers, was in diesen Abschnitten zu einer Erwärmung des Tunnelwassers führen würde.

Eine Optimierung der thermischen Leistung durch Separation kälterer Teilabflüsse ist nach derzeitigem Kenntnisstand aufgrund der Abnahme der Gesamtabflussmenge nur teilweise möglich. Eine Optimierung ist allerdings möglich, wenn nur eine Teilmenge der gesamten abgeleiteten Tunnelwassermenge genutzt werden soll (z.B. wenn nur eine Menge von 70 l/s genutzt werden soll, könnte diese durch eine Temperaturerhöhung durch Separation optimiert werden). Jedoch kann ersichtlich gemacht werden, dass es möglich ist, die Temperatur von Teilmengen des Tunnelwassers beträchtlich zu erhöhen und damit deren thermische Leistung zu steigern. Weiters wird ersichtlich, dass das geothermische Potenzial schon bei geringen Temperaturschwankungen empfindlich reagiert. Durch eine Separation von saisonal stark beeinflussten Teilströmen könnten die saisonalen Temperaturschwankungen minimiert werden.

## 5 Resümee

Die Anwendung des Systems der Teilströme und deren detaillierte Überwachung bilden die Grundlage für die Abschätzung des geothermischen Potenzials des Drainagewassers tiefliegender Tunnel. Diese Datenbasis ermöglicht es, bereits mehrere Jahre vor Abschluss der Bauarbeiten, erste Abschätzungen vorzunehmen. Es bietet sich aber auch die Möglichkeit, weitere Tunnelbauwerke zu evaluieren, um deren geothermisches Potential einzugrenzen. Zudem ist es dadurch möglich, frühzeitig Optimierungen oder Anpassungen durchzuführen, die nicht nur das Tunnelsystem selbst, sondern auch die Wärmeversorgungsinfrastruktur und Heizungsanlagen bei Verbraucher betreffen. Optimierungen des Tunnels können beispielsweise durch separate Ableitungen von Kaltwasserzuflüssen oder durch einen nachträglichen Einbau von Wärmeabsorbern im Tunnel erreicht werden. Diese Absorber könnten in Bereichen von hohen Überlagerungen und damit hohen Gebirgstemperaturen installiert werden. Durch den Ein-

satz von Absorbern könnte das Wasser zusätzlich erwärmt und seine Temperatur am Tunnelportal erhöht werden. Solche Absorberanlagen sind derzeit Gegenstand weiterer Untersuchungen des Instituts für Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität Graz.

Die vorliegenden Auswertungen verdeutlichen, welches enormes Potential im Drainagewasser von Tunnel enthalten ist.

## 6 Literaturverzeichnis

- Adam, D.; Markiewicz, R. (2009): Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. In: *Géotechnique* 59 (3), S. 229–236. DOI: 10.1680/geot.2009.59.3.229.
- Baralis, Matteo; Barla, Marco; Bogusz, Witold; Di Donna, Alice; Ryżyński, Grzegorz; Żeruć, Mateusz (2020): Geothermal potential of the NE extension Warsaw (Poland) metro tunnels. In: *Environmental Geotechnics* 7 (4), S. 282–294. DOI: 10.1680/jenge.18.00042.
- Barla, Marco; Di Donna, Alice (2018): Energy tunnels: concept and design aspects. In: *Underground Space* 3 (4), S. 268–276. DOI: 10.1016/j.undsp.2018.03.003.
- Barla, Marco; Perino, Andrea (2015): Energy from geo-structures: a topic of growing interest. In: *Environmental Geotechnics* 2 (1), S. 3–7. DOI: 10.1680/envgeo.13.00106.
- Bergmeister, Konrad; Reinhold, Chris (2017): Learning and optimization from the exploratory tunnel - Brenner Base Tunnel. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 10 (5), S. 467–476. DOI: 10.1002/geot.201700039.
- Bidarmaghz, Asal; Narsilio, Guillermo A.; Buhmann, Patrik; Moormann, Christian; Westrich, Bernhard (2017): Thermal interaction between tunnel ground heat exchangers and borehole heat exchangers. In: *Geomechanics for Energy and the Environment* 10 (4), S. 29–41. DOI: 10.1016/j.gete.2017.05.001.
- Burger, Ulrich; Geisler, Thomas; Lehner, Florian; Cordes, Tobias; Marcher, Thomas (2022): Teilströme als geothermisches Potential bei tiefliegenden Tunneln. In: *Geomechanics and Tunneling* 15 (1), S. 92–103. DOI: 10.1002/geot.202100089.
- Cudmani, Roberto (2019): Using Tunnels for the Extraction of Geothermal Energy, S. 171–174. DOI: 10.11129/9783955534615-050.
- Epting, Jannis; Baralis, Matteo; Künze, Rouven; Mueller, Matthias H.; Insana, Alessandra; Barla, Marco; Huggenberger, Peter (2020): Geothermal potential of tunnel infrastructures – development of



- tools at the city-scale of Basel, Switzerland. In: *Geothermics* 83 (3), S. 101734. DOI: 10.1016/j.geothermics.2019.101734.
- Franzius, Jan Niklas; Pralle, Norbert (2011): Turning segmental tunnels into sources of renewable energy. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering* 164 (1), S. 35–40. DOI: 10.1680/cien.2011.164.1.35.
- Geisler, T.; Wolf, M.; Götzl, G.; Burger, U.; Cordes, T.; Voit, K. et al. (2023): Optimizing the geothermal potential of tunnel water by separating colder sectional discharges - Case study Brenner Base Tunnel. In: *Renewable Energy* 203, S. 529–541. DOI: 10.1016/j.renene.2022.12.069.
- Geisler, Thomas; Voit, Klaus; Burger, Ulrich; Cordes, Tobias; Lehner, Florian; Götzl, Gregor et al. (2022): Geothermal Potential of the Brenner Base Tunnel—Initial Evaluations. In: *Processes* 10 (5), S. 972. DOI: 10.3390/pr10050972.
- Insana, A.; Barla, M. (2020): Experimental and numerical investigations on the energy performance of a thermo-active tunnel. In: *Renewable Energy* 152 (4), S. 781–792. DOI: 10.1016/j.renene.2020.01.086.
- Insana, A.; Barla, M.; Aiassa, S.; Antolini, F. (2023): Thermal performance of a metro station in Turin equipped with energy geostructures, S. 619–627. DOI: 10.1201/9781003348030-75.
- Könighofer, Kurz; Schreilechner, Marcellus; Goldbrunner, Johann; Füreder, Jürgen (2014): Potenzial der Tiefengeothermie für die Fernwärme- und Stromproduktion in Österreich. In: *GeoEnergie2050*.
- Kürten, Sylvia (2014): Zur thermischen Nutzung des Untergrunds mit flächigen thermo-aktiven Bauteilen. Dissertation. Technische Hochschule Aachen, Aachen.
- Lee, Chulho; Park, Sangwoo; Won, Jongmuk; Jeoung, Jaehyeung; Sohn, Byonghu; Choi, Hangseok (2012): Evaluation of thermal performance of energy textile installed in Tunnel. In: *Renewable Energy* 42 (2), S. 11–22. DOI: 10.1016/j.renene.2011.09.031.
- Mimouni, Thomas; Dupray, Fabrice; Laloui, Lyessse (2014): Estimating the geothermal potential of heat-exchanger anchors on a cut-and-cover tunnel. In: *Geothermics* 51 (3), S. 380–387. DOI: 10.1016/j.geothermics.2014.02.007.
- Moormann, Christian; Buhmann, Patrik; Friedemann, Wolf; Homuth, Sebastian; Pralle, Norbert (2016): Tunnel geothermics - International experience with renewable energy concepts in tunnelling / Tunnelgeothermie - Internationale Erfahrungen zu regenerativen Energiekonzepten im Tunnelbau. In: *Geomechanics and Tunnelling* 9 (5), S. 467–480. DOI: 10.1002/geot.201600048.
- Ogunleye, Oluwaseun (2020): A study on the thermal performance of geothermal energy tunnels 2020. DOI: 10.15126/thesis.00854158.
- Rybach, Ladislaus (2008): Tunnelwärmenutzung: Grundlagen und Beispiele aus der Schweiz. In: *Tunnel*, S. 74–80.
- Shafagh, Ida; Rees, Simon; Loveridge, Fleur (2020): Investigations into thermal resistance of tunnel lining heat exchangers. In: *E3S Web Conf.* 205, S. 6006. DOI: 10.1051/e3sconf/202020506006.
- Stemmler, Ruben; Menberg, Kathrin; Rybach, Ladislaus; Blum, Philipp (2022): Tunnelgeothermie – Ein Überblick. In: *Geomechanics and Tunnelling* 15 (1), S. 104–111. DOI: 10.1002/geot.202100084.
- Tentschert, Ewald (2012): Wasserprognosen im Stollenbau – ein Glücksspiel? In: *Beiträge zur Hydrogeologie*, S. 161–168.
- Tinti, F.; Spaggiari, C.; Lanconelli, M.; Voza, A.; Boldini, D. (2023): Exploitation of drainage water heat: A novel solution experimented at the Brenner Base Tunnel. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 137 (6), S. 105131. DOI: 10.1016/j.tust.2023.105131.
- Tinti, Francesco; Boldini, Daniela; Ferrari, Marco; Lanconelli, Matteo; Kasmaee, Sara; Bruno, Roberto et al. (2017): Exploitation of geothermal energy using tunnel lining technology in a mountain environment. A feasibility study for the Brenner Base tunnel – BBT. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 70 (3), S. 182–203. DOI: 10.1016/j.tust.2017.07.011.
- Wilhelm, Jules; Rybach, Ladislaus (2003): The geothermal potential of Swiss Alpine tunnels. In: *Geothermics* 32 (4-6), S. 557–568. DOI: 10.1016/S0375-6505(03)00061-0.



# Zur Bemessung von Ankern zur Sicherung von Bauwerken in und auf Fels

Prof. Dr.-Ing. M. Alber, Alber GeoMechanik / Ruhr-Universität Bochum  
Dr. M. Duda, Ruhr-Universität Bochum  
S. Fränzer, Ruhr-Universität Bochum

*Bei der Verwendung von Felsankern (Mikropfähle) werden Lasten aus dem Gebirge über Verpressmörtel zum Tragglied aus Betonstabstahl mit Gewinderippen übertragen. Grundsätzliches Ziel ist es, Zugkräfte in den tragfähigen Fels einzuleiten. Nach EC 7-1 (§8.2) müssen die Grenzzustände des Versagens der Kontaktfläche zwischen Verpresskörper und Fels bzw. zwischen Stahlzugglied und Verpresskörper nachgewiesen werden. Zur Erweiterung der Kenntnisse über diese Grenzzustände wurde ein Laborprogramm entwickelt und durchgeführt. Es konnte damit festgestellt werden, dass die Grenzschererspannung beim Versagen des Verbundsystems Anker / Mörtel / Gestein von der Porosität der Gesteins abhängt. Für verschiedene Gestein und Anker werden Scherfestigkeiten an Kontaktflächen angegeben. Damit können Eingangsparameter für Nachweise der Ankerkräfte abgeschätzt werden.*

## 1 Einleitung

Zur Sicherung von Felsböschungen oder untertägiger Hohlräume in Fels werden oft Verpressanker eingesetzt. Für die Abschätzung deren Wirkung ist das Wissen um die Scherfestigkeit der Versagensfläche im Grenzzustand notwendig. Es gibt bis auf die Angaben von Ostermeyer (2003) wenig Informationen zur Gebrauchsmantelreibung von Verpressankern; es wurden Werte zwischen 0,15 MPa für geringfeste, stark geklüftete und verwitterte Gesteine und 1,5 MPa für unverwitterte, gering geklüftete und feste Gesteine angegeben. Aufgrund der Zugfestigkeit des Ankerstahls (Fließgrenze  $\approx 450$  MPa, entspricht 220 kN Zugkraft für einen  $d = 25$  mm Stabstahl) führen Ankerzugversuche selten zum Versagen der Kontaktfläche. Alternativ können durch "Durchdruckversuche" die maßgebende Grenzfläche erkannt werden und die entsprechende Mantelreibung abgeschätzt werden (Slatalla & Alber, 2006). Eine abgeänderte Art dieser Versuche ist in den USA als "short encapsulated pullout test" bekannt und wird für die Bewertung von Kunstharzklebanker im Bergbau angewandt. Mit diesen können für verschiedenen Gesteine Grenz-Mantelreibungen erhoben werden. Damit können die relevanten Eingangsdaten für numerische Berechnungen zur Wirkung von Kunstharzankern in Fels gewonnen werden. Die in diesem Beitrag vorgestellten Ergebnisse liefern die relevanten Scherfestigkeitswerte für das Verbundsystem Anker – Verpressmörtel – Fels für zwei gebräuchliche Anker und verschiedene Gesteinsarten.

## 2 Methodik

Zwei im Felsbau gebräuchliche Ankertypen, GEWI und Ischebeck Titan, wurden in Bohrlöcher in zylindrische Felskörper mit üblichem Ankermörtel eingebracht. Nach einer Abbindezeit des Mörtels  $> 28$  d wurde der Prüfkörper, bestehend aus Gesteinszylinder, Ankermörtel und Anker, in eine Triaxialzelle eingebracht (Abbildung 2-1). Unter verschiedenen Seitendrücken wurde die Druckkraft auf den Anker erhöht, bis eine Nichtlinearität zwischen Kraft und Ankerkopferschiebung festgestellt wurde.

Der aufgetragene Seitendruck verhindert Versagen der zylindrischen Gesteinshülle und simuliert verschiedene Gebirgsdrücke. Für jeden Seitendruck wird eine Spitzenscherfestigkeit der relevanten Grenzfläche (entspricht der Kraft normiert auf die Fläche des Versagens, entweder Anker-Mörtel oder Mörtel-Gestein) und eine zugehörige Normalspannung (entspricht dem Seitendruck) analog zu einem mehrstufigen Triaxialversuch ermittelt. Damit können die Scherparameter Kohäsion  $c$  und Reibungswinkel  $\varphi$  der Grenzfläche berechnet werden.

### 2.1 Materialeigenschaften

Es wurden Versuche mit vier Gesteinen durchgeführt, die sich hinsichtlich ihrer Dichten, Porositäten, Korngrößen, Festigkeiten und Steifigkeiten unterscheiden. Eigenschaften von Gesteinen, Ankermörtel (28d) und Anker sind den Tabelle 2-1 und Tabelle 2-2 aufgeführt. Alle Eigenschaften in Tabelle 2-1 wurden durch Triaxialversuche im Einzelversuch bestimmt.

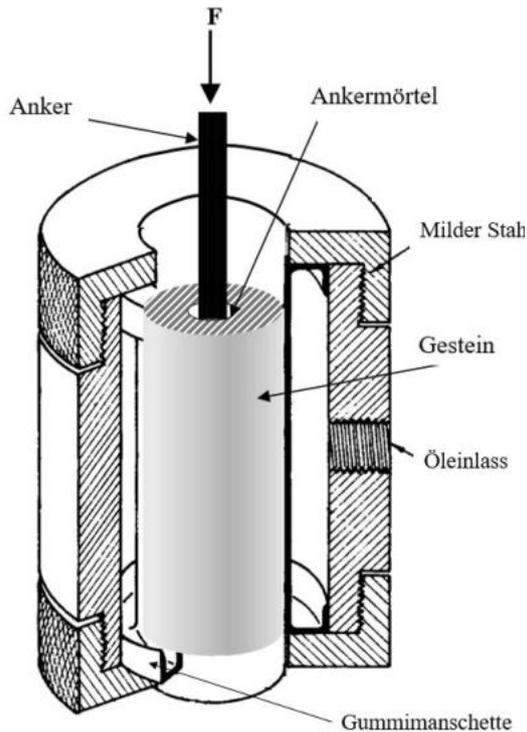


Abbildung 2-1: Aufbau der Versuchseinrichtung

Tabelle 2-1: Eigenschaften der Gesteine / Ankermörtel: GS Gildehaus Sandstein, RS Ruhrsandstein, MB Mendiger Basalt, PK Pappenheim Kalkstein<sup>1</sup>, AM Ankermörtel:  $\rho$  – Dichte,  $E$  – Elastizitätsmodul,  $\sigma_U$  – einaxiale Druckfestigkeit,  $c$  – Kohäsion,  $\varphi$  – Winkel der inneren Reibung.

	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$E$ (GPa)	$\sigma_U$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\varphi$ (°)
GS	2,01	19	48	7,9	53
RS	2,36	25	77	12,8	53
MB	2,14	32	85	19,1	39
PK	2,55	48	144	33,7	38
AM	1,73	10	32	7,4	25

<sup>1</sup>Witte et al. (2021)

Tabelle 2-2: Eigenschaften der Anker (DIBt 2021 und Werksangaben): GF GEWI Felsbolzen  $d = 20$  mm; IT Ischebeck Titan 30/11.

	Typ	Streckgrenze	Bruchlast
GF	GEWI Felsbolzen $d = 20$ mm	157 kN	173 kN
IT	30/11		255 kN

Aus intakten Gesteinskörpern wurden Zylinder mit einem Durchmesser von ca. 114 mm und einer Länge von ca. 188 bis 255 mm gebohrt. Darin wurde das Bohrloch zur Aufnahme von Mörtel und Anker mit einem Durchmesser von 78 mm hergestellt. Das Ankerbohrloch wurde mit einem Ankermörtel nach DIN 1164 gefüllt. Dieser wurde nach Spezifikationen

mit einem w/z-Wert von 0,6 vorbereitet. Die Zementsteinüberdeckung beträgt je nach Anker 24 mm bzw. 29 mm. Der Hohlzylinder hat eine Gesteinsdicke von 20 mm (Abbildung 3-1). Nach einer Zeit  $> 29$  d wurde der Probekörper in die Triaxialzelle (s. Abbildung 2-1) eingebracht.

## 2.2 Versuchsdurchführung

Der Versuchskörper wird in die Triaxialzelle eingeführt. Unterhalb des Zylinders erlaubt ein passender Metallring eine axiale Verschiebung von Anker und/oder Ankermörtel beim Aufbringen einer Kraft auf den Ankerstahl, das Gesteins kann sich nicht nach unten bewegen. Bei einer Versuchsreihe wurde zusätzlich eine Verschiebung des Ankermörtels verhindert, um so die Verbundfestigkeit Anker-Mörtel zu untersuchen. Es wurden jeweils drei Seitendrucke (4 MPa – 2 MPa – 1 MPa) innerhalb eines Versuchs aufgebracht. Bei jedem Seitendruck wurde die axiale Last auf den Anker erhöht, bis eine ausgeprägte Nichtlinearität der Kraft-Verschiebungskurve auftrat (Steigung nahezu 0 N/mm). Anschließend wurde die Ankerlast reduziert und der nächste Seitendruck aufgebracht. Beim letzten Seitendruck wurde die Anker-verschiebung bis in den Nachbruchbereich durchgeführt. Die Versuche wurden in Wegsteuerung durchgeführt. Nach den Versuchen wurde der Versuchskörper ausgebaut und die Versagensfläche (Anker-Mörtel oder Mörtel-Gestein oder im Mörtel) bestimmt. Die Scherspannungen ergeben sich aus dem Verhältnis der aufgetragenen Ankerkraft zur Versagensfläche bei aufgetragener Normalspannung durch den Seitendruck.

Die Scherdehnung ergibt sich aus dem Verhältnis von Ankerverschiebung zu Länge der Versagensfläche. Aus den Ergebnissen werden die Mantelreibung, Kohäsion sowie die Scherstifigkeiten (hier nicht gezeigt) berechnet werden. Eine beispielhafte Versuchskurve ist Abbildung 3-2 gezeigt.

Die jeweiligen Spitzenwerte der Scherspannung  $\tau$  (Kreise in Abbildung 3-2) können gegen die Normalspannung aufgetragen werden. Damit werden nach Mohr-Coulomb die Kohäsion  $c$  (Gebrauchsmantelreibung) und Reibungswinkel  $\varphi$  abgeleitet.

Die Versuche wurden für GS ein- bis zweimal und für alle anderen Gesteine zwei- bis dreimal durchgeführt.

## 3 Versuchsergebnisse

Drei Versagensmechanismen wurden festgestellt. Bei den Versuchen ohne und bei einigen Versuchen mit Verschiebungsmöglichkeit des Mörtels scherten Anker an einer diskreten Versagensfläche nahe des Gewindes des Stahl durch (Abbildung 3-3a). Bei genügend hoher Festigkeit des Verbunds Mörtel-Gestein wurden Scherrisse im Mörtel beobachtet (Abbildung 3-3b). Bei geringen Verbundfestigkeiten Mörtel-



Gestein wurden Anker und Mörtel durch den Gesteinshohlzylinder geschoben (Abbildung 3-3c).



Abbildung 3-1: Probenkörper für Versuche. Links Ischebeck Titan 30/11 und rechts GEWI  $d = 20$  mm.

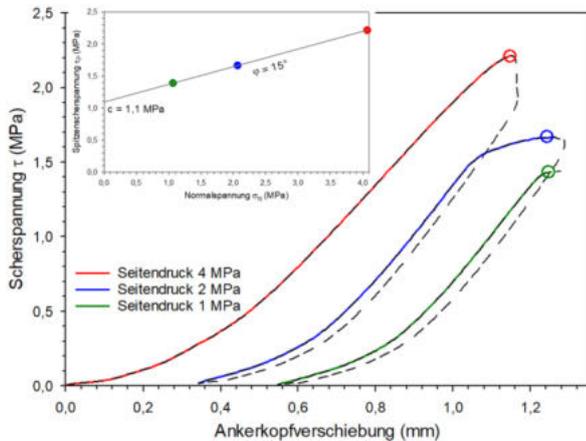


Abbildung 3-2: Beispielhafte Versuchskurve des Ankerdurchdrückversuchs und Auswertung.

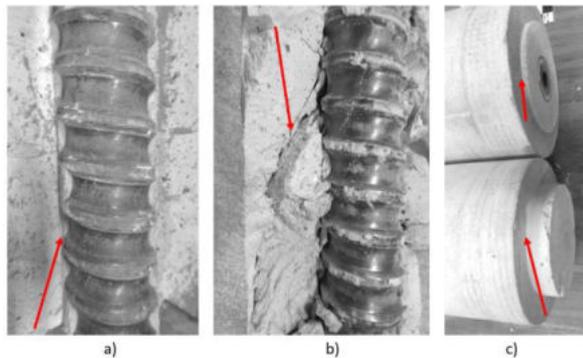


Abbildung 3-3: Versagensmechanismen. a) Anker-Mörtel; b) im Mörtel und c) Mörtel-Gestein.

Für die drei Versagensmechanismen müssen unterschiedliche Bezugsflächen zur Berechnung der Scherfestigkeiten verwendet werden:

1. Anker-Mörtel  
Diese Verbundfestigkeit stellte immer die höchste Scherfestigkeit im System Anker-Mörtel-Gestein dar. Die Bezugsfläche für die Berechnung der Scherspannungen ergibt sich aus dem Durchmesser von  $d_{\text{Anker}} + 1$  mm und der Länge des Probenzylinders und stellt die einhüllende Ankermantelfläche dar.
2. Innerhalb des Mörtels  
Hier liegt der Bezug zwischen der einhüllenden Ankermantelfläche und der inneren Mantelfläche des Gesteinshohlzylinders.
3. Mörtel-Gestein  
Die Bezugsfläche ist hier die innere Mantelfläche des Gesteinshohlzylinders.

Da eine eindeutige Zuordnung des Versagensmechanismus auf Grundlage des Bruchbildes nach Versuchsende nicht für alle Proben möglich war, werden die Versuchsergebnisse zunächst für beide Bezugsflächen gezeigt (Abbildung 3-4 bis Abbildung 3-6).

Für alle Gesteine steigen die Scherfestigkeiten mit zunehmender Normalspannung an. Die höchste Scherfestigkeit wird für Gildehaus Sandstein bei einer Auswertung nach der Bezugsfläche Anker-Mörtel für 4 MPa Normalspannung erreicht (ca. 14,6 MPa). Für Gildehaus Sandstein zeigt sich, dass für beide Bezugsflächen Ischebeck Titan systematisch eine höhere Scherfestigkeit aufweist als der GEWI Felsbolzen. Für Ruhsandstein und Mendiger Basalt ergibt sich im Mittel ein umgekehrtes Ergebnis, allerdings ist die Bandbreite der Scherfestigkeiten bei Mendiger Basalt sehr hoch. Für Pappenheim Kalkstein zeigt sich ein indifferentes Bild.

Zwei Versuche wurden unter Verhinderung des Versagensmechanismus Mörtel-Gestein durchgeführt (Abbildung 3-8). Dabei weist der GEWI Felsbolzen höhere Scherfestigkeiten bei gleicher Normalspannung auf als Ischebeck Titan.

Aus den Ergebnissen wurden die Kohäsion und der Winkel der inneren Reibung über das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb gegebenenfalls für beide möglichen Bezugsflächen ermittelt. Alle Ergebnisse sind in Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 zusammengefasst.

Für die untersuchten Gesteine wurden verschiedene Bruchbilder anhand des Probenzustands nach Versuchsende dokumentiert. Dabei lässt sich allgemein sagen, dass Gildehaus Sandstein und Mendiger Basalt zu einem Versagen im Bereich Anker-Mörtel tendierten, und Ruhsandstein sowie Pappenheim Kalkstein ein indifferentes Bild ergaben. Eine Probe des Pappenheim Kalkstein hat ein deutliches Versagen entlang der Bezugsfläche Mörtel-Gestein gezeigt (Abbildung 3-5c) und insgesamt die geringsten Scherfestigkeiten von 0,11 MPa (1 MPa Normalspannung) bis 0,13 MPa (4 MPa Normalspannung).

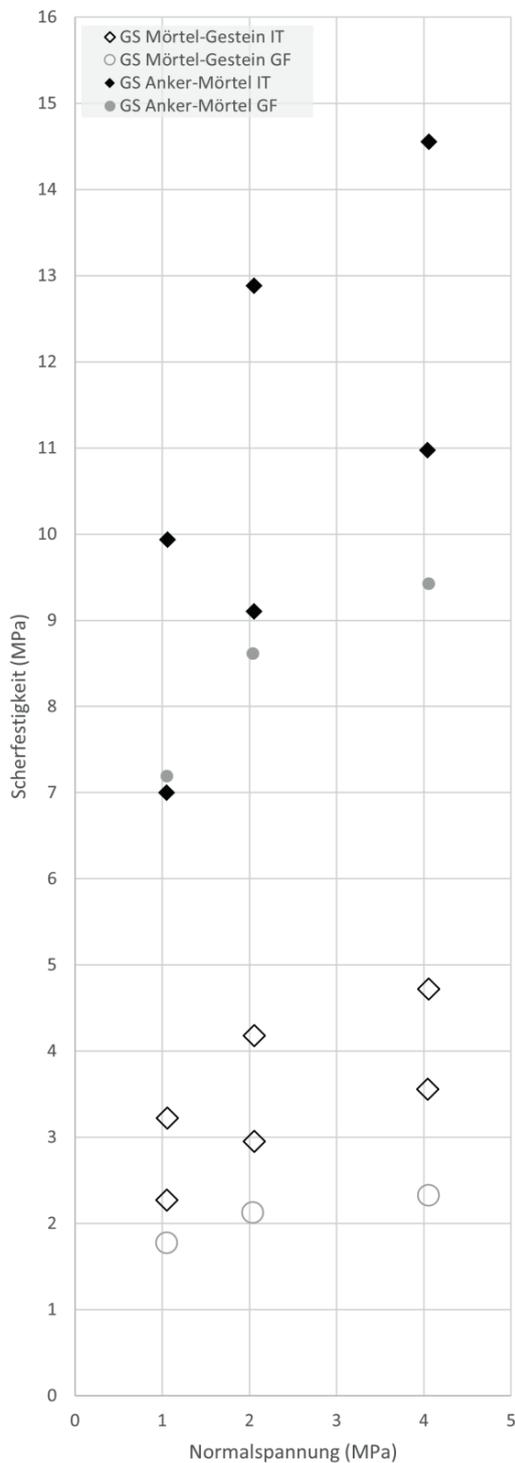


Abbildung 3-4: Versuchsergebnisse Gildehaus Sandstein ausgewertet für Bezugsfläche Mörtel-Gestein (offene Symbole) und Anker-Mörtel (geschlossene Symbole) für IT (Diamanten) und GF (Kreise).

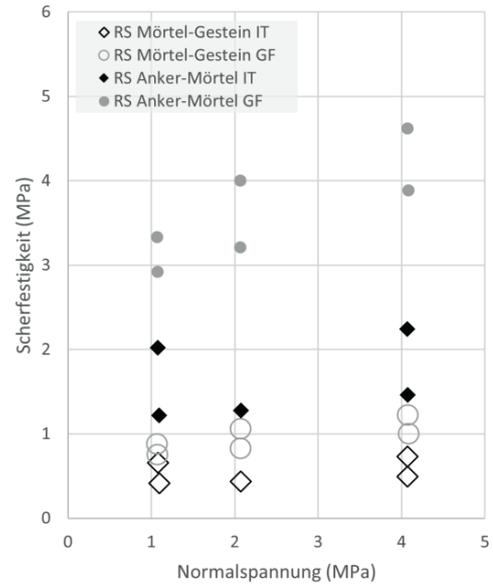


Abbildung 3-5: Versuchsergebnisse Ruhrsandstein analog zu Abbildung 3-4.

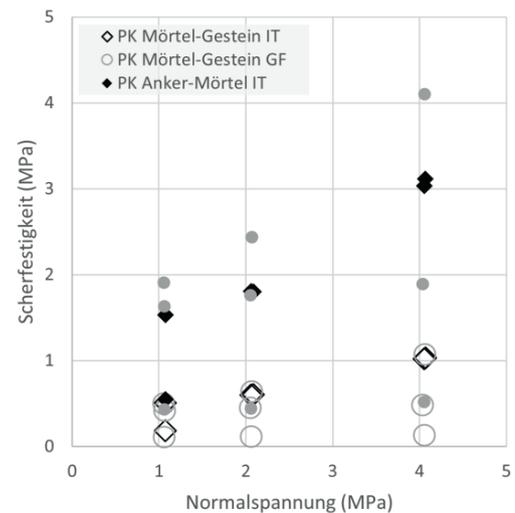


Abbildung 3-6: Versuchsergebnisse Pappenheim Kalkstein.

Tabelle 3-1: Scherfestigkeit des Verbundsystems Anker / Mörtel.

	Kohäsion c	Reibungswinkel $\varphi$
GF in GS	5,6 MPa	54°
IT in PK	4,8 MPa	33°

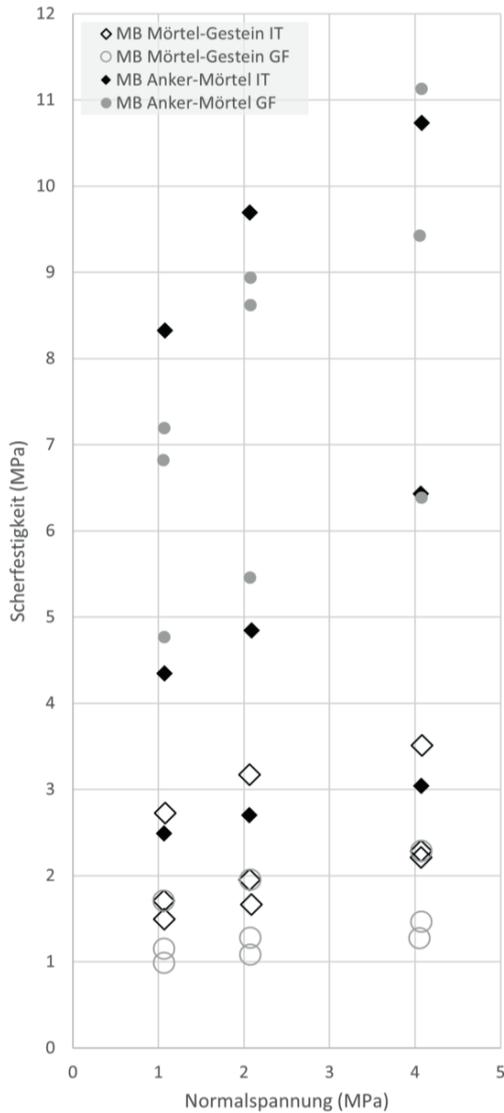


Abbildung 3-7: Versuchsergebnisse Mendiger Basalt analog zu Abbildung 3-4.

Tabelle 3-2: Versagenskriterien des Verbundsystems Anker-Mörtel und Mörtel-Gestein. Der jeweils beobachtete Mechanismus ist grau hinterlegt. Die Kohäsion entspricht der Gebrauchsmantelreibung.

Ge-stein	Anker	Mörtel-Gestein		Anker-Mörtel	
		$c$ (MPa)	$\varphi$ (°)	$c$ (MPa)	$\varphi$ (°)
GS	IT	> 2,4	24	7,5	54
	GF	> 1,7	10	6,8	35
RS	IT	0,5	2	1,4	5
	GF	0,7	5	2,0	16
MB	IT	> 1,5	11	4,5	29
	GF	> 1,2	7	3,3	20
PK	IT	0,1	13	0,4	34
	GF	0,3	4	1,0	16

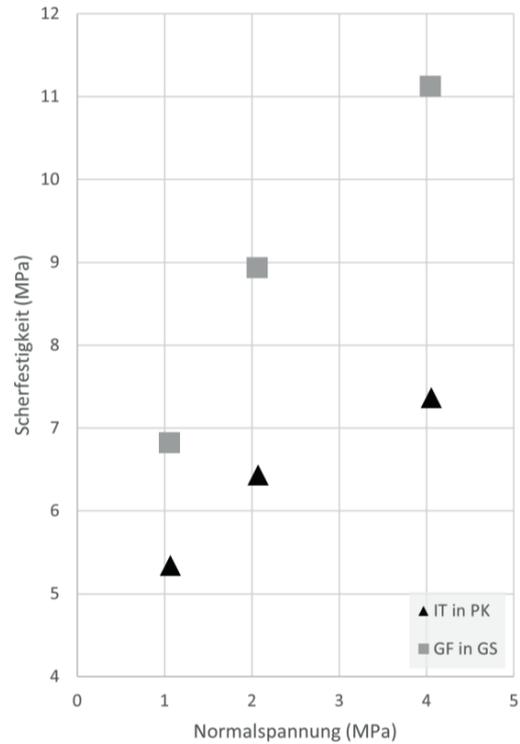


Abbildung 3-8: Versuchsergebnisse für Versagensmechanismus Anker-Mörtel Ischebeck Titan in Pappenheim Kalkstein und GEWI Felsbolzen in Gildehaus Sandstein.

#### 4 Diskussion und Zusammenfassung

Zur Identifikation des maßgeblichen Versagensmechanismus werden zum einen Bruchbilder nach Versuchsende herangezogen. Außerdem können folgende Annahmen getroffen werden:

- Bei einem dominanten Versagensmechanismus Mörtel-Gestein sollte sich keine Abhängigkeit vom verwendeten Anker ergeben.
- Bei einem dominanten Versagensmechanismus Anker-Mörtel ist ein systematischer Unterschied zwischen den verwendeten Ankern zu erwarten. Dieser sollte außerdem im Wesentlichen mit den Angaben aus Tabelle 3-1 übereinstimmen.

Auf Basis der genannten Kriterien sind die dominanten Versagensmechanismen für Gildehaus Sandstein Anker-Mörtel, für Ruhrsandstein vermutlich Mörtel-Gestein, für Mendiger Basalt vermutlich Anker-Mörtel und für Pappenheim Kalkstein vermutlich Mörtel-Gestein. Anzumerken ist, dass auch innerhalb einer Versuchsreihe der Versagensmechanismus wechseln kann.

Die Versuche zeigen für die verschiedenen Gesteine eine große Bandbreite an Gebrauchsmantelreibungen. Die Festigkeit des Gesteins spielt dabei eine untergeordnete Rolle, da z.B. der Ruhrsandstein mit einer einaxialen Druckfestigkeit von durchschnittlich



77 MPa eine etwa doppelt so hohe Mantelreibung wie der Pappenheim Kalkstein mit 144 MPa einaxialer Druckfestigkeit aufweist. Auch der Winkel der inneren Reibung des intakten Gesteins scheint keine wesentliche Rolle zu spielen.

Neben der Festigkeit des Gesteins sind außerdem die Porosität und die Geometrie der Porenräume sowie die Korngröße entscheidende Faktoren für die Gebrauchsmantelreibung. Auffallend ist, dass die beiden Gesteine mit dem größten Porenanteil und den größten Porendurchmessern, Gildehaus Sandstein und Mendiger Basalt, zum Versagensmechanismus Anker-Mörtel neigen. Das deutet daraufhin, dass die Porosität durch das Eindringen des Mörtels in den Porenraum eine entscheidende Rolle für die Verbundfestigkeit Mörtel-Gestein spielt. Bei dem mikritischen Kalk (PK) sind wenige Makroporen vorhanden und der Verbund zwischen Mörtel und Gestein ist somit gering. Ruhrsandstein weist eine Porosität von ca. 4 % auf. Außerdem zeigt der Ruhrsandstein eine höhere mittlere Korngröße als der Pappenheim Kalk. Das könnte die höhere Gebrauchsmantelreibung im Ruhrsandstein gegenüber dem Kalkstein erklären.

Die Ergebnisse sind konsistent mit den Empfehlungen von Ostermayer (2003) zu Grenzlasten von Ankern in bindigen und nicht-bindigen Lockergesteinen. Letztere weisen auf Grund der besseren Verzahnung von Mörtel und offenen Poren bei Sand und Kies eine höhere Grenzlast auf.

Bemerkenswert sind die Werte in Tabelle 3-2. Hier wurde die Kraft beim Versagen des Verbundsystems Anker/Mörtel/Gestein auf beide Grenzflächen (Anker/Mörtel und Mörtel/Gestein) Bei Versuchen mit Gildehaus Sandstein und beim Mendiger Basalt sind als Versagensflächen das Verbundsystem Anker/Mörtel identifiziert worden. Zu beachten ist dabei, dass die effektive Scherspannung während der Versuchsdurchführung dort aufgrund der kleineren Bezugsfläche grundsätzlich immer höher ist. Die Gebrauchsmantelreibung des Anker-Mörtel-Bezugssystems kann also nicht automatisch auf die Bezugsfläche Mörtel-Gestein übertragen werden. Die für die Bemessung von Ankern relevante Gebrauchsmantelreibung muss immer über die Grenzfläche Mörtel/Gestein, also dem kleiner Wert in Tabelle 3-2 definiert werden.

Zusammenfassend kann aus den Versuchen festgestellt werden, dass

- die Scherfestigkeit des Verbunds Anker-Mörtel i.d.R. eine Gebrauchsmantelreibung  $> 4$  MPa hat.
- je feinporiger/dichter das Gestein ist, desto geringer die Scherfestigkeit des Verbunds von Mörtel-Gestein ist;
- die Gebrauchsmantelreibung gesteinsabhängig ist und bei porösen Gesteinen  $> 1$  MPa betragen kann.

- bei Gesteinen mit geringer Porosität und ohne Makroporen die Gebrauchsmantelreibung zwischen 0,1 MPa und 0,7 MPa liegt.

Als baupraktische Konsequenz kann angemerkt werden, dass in dichten bzw. geringporösen Gesteinen ein glattes und gerades Ankerbohrloch vermieden werden sollte. Bei Ankerzugversuchen sollte bedacht werden, dass meist nur das Stahlzugglied getestet wird. Für einen vermörtelten Anker in Ruhrsandstein wurde in den Versuchen mit GEWI Felsbolzen eine Gebrauchsmantelreibung von 0,7 MPa ermittelt. Um einen Anker mit einer vermörtelten Länge von 1 m aus einem Bohrloch mit einem Durchmesser von 78 mm herauszuziehen, müsste eine Zugkraft von 171 kN aufgebracht werden. Dies übersteigt die Streckgrenze eines GEWI 20 Ankers von 157 kN.

### Danksagung

Wir danken den Firmen Friedr. Ischebeck GmbH, Ennepetal, und Beton- und Monierbau GmbH, Herden, für die Bereitstellung von Ankern und Mörtel. Frau Claudia Thoenes danken wir für die aufwändigen Präparations- und Laborarbeiten.

### Literaturverzeichnis

DIBT (2021). *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung DYWIDAG GEWI-Pfähle (Mikropfähle) mit Traggliedern aus Betonstabstahl mit Gewinderippen B500B, Ø 20 mm, Ø 25 mm, Ø 28 mm, Ø 32 mm, Ø 40 mm und Ø 50 mm*. Zulassungs-Nr. Z-32.1-2.

DIBT (2021). *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung System Titan zur Anwendung als Mikropfahl*. Zulassungs-Nr. Z-34.14-209.

DIN EN 1997-1:2009-09 Eurocode 7: *Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln*; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009.

Ostermayer, H. (2001). *Verpressanker*. In Grundbautaschenbuch, 6. Aufl., Teil 2. Berlin: Verlag Ernst & Sohn.

Slatalla, N. & M. Alber (2006). *Load Capacity and Bond Behavior of Resin Grouted Rock Bolts*. Proc. 25th Conf. Ground Control in Mining, S. Peng, C. Mark, W. Khair and K. Heasley (eds.) Morgantown, WV, USA, pp. 412-417.

Witte, L.; Pollmann, N. & T. Backers (2021). *Mechanical investigation of rock-proppant interaction with focus on geothermal applications*. Mechanics and Rock Engineering, from Theory to Practice. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 833 (2021) 012032 IOP Publishing. doi:10.1088/1755-1315/833/1/012032.



# Anisotropie – ein Stiefkind der Felsmechanik im Tunnelbau?

Univ. Prof. DI Dr. Ing. Thomas Marcher, DI Manuel Winkler, MSc. Ines Metzler  
Technische Universität Graz – Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

*Die Annahme eines isotropen Materialverhaltens ist immer noch gängige Praxis für Tunnelvortriebssimulationen. Streng genommen ist diese Annahme nur dann gültig, wenn der Einfluss der Richtungsabhängigkeiten auf die resultierenden Verformungen und Spannungen untergeordnet ist. In Lithologien, die einen hohen Grad an Anisotropie aufweisen, wie z. B. Schiefer und Phyllite, sollten die Orientierungseigenschaften der Materialeigenschaften wie Festigkeit und Steifigkeit berücksichtigt werden, um gravierende Fehleinschätzungen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des umgebenden Gebirges und des Tunnelausbaus zu vermeiden. Beispiele ausgeführter Projekte werden verwendet, um Lücken in der Modell- und Simulationstechnik aufzuzeigen. Im Weiteren wird die Verwendung gängiger Modellierungsansätze dargestellt. Auf die Herausforderung der Ableitung aussagekräftiger Materialkonstanten aus Laborexperimenten wird hierbei eingegangen. Ein Hauptaugenmerk wird dabei auf die sorgfältige Auswahl geeigneter Prüfverfahren, sowie auf die richtige Vorgehensweise bei der Ergebnisauswertung gelegt. Im Mittelpunkt des Beitrages steht die Verbesserung der derzeitigen Ansätze zur anisotropen Stoffgesetzmodellierung.*

## 1 Einleitung

Die Planung von Tunneln erfordert die Berücksichtigung einer Vielzahl von Versagensmechanismen. Das Gebirge weist ein breites Spektrum an Verhaltenstypen auf. Die Beurteilung des Verschiebungsfeldes um das Tunnelbauwerk wird insbesondere bei stark anisotropem Materialverhalten des Gebirges komplex. Bei der Tunnelplanung wird das Gebirge häufig als isotrop betrachtet. Die Gebirgseigenschaften werden über Klassifizierungssysteme quantifiziert, durch die das Gebirge als verschmiertes isotropes Geomaterial eingestuft wird.

Immer wieder tritt anisotropes Verformungsverhalten während der Herstellung von Tunnelbauprojekten überraschend auf. Die Konsequenz sind unerwartetes Systemverhalten und notwendige Anpassungen bzw. Verstärkungen der Stützmittel im zyklischen Vortrieb. Im kontinuierlichen Vortrieb führt das anisotrope Verformungsverhalten zu einer Reduktion der Vortriebsleistung bzw. im schlechtesten Fall zum Stillstand des Vortriebs. Als prominente Beispiele dieser Phänomene dienen im Alpenraum u.a. der Gotthard Basistunnel (z.B. in der ungünstigen Lagerung der glimmerreichen Lucomagno-Gneise; siehe Gollegger et al. 2009, Jesel et al. 2016) und Fellner (2005), der Strenger Tunnel an der S16 Arlberg Schnellstraße (siehe Budil et al. 2004, Huber et al. 2005, John et al. 2004, Poleschinski et al. 2004) und der Brenner Basistunnel (siehe Reinhold et al. 2013, Unterlass et al. 2022, Mader et al. 2022).

Dabei wären in den meisten Projekten geologische Informationen zur Identifizierung anisotroper Verhaltensformen gegeben. Die geotechnischen Prognosemodelle und Berechnungsansätze vernachlässigen

jedoch oft diese Phänomene. Eine übermäßige Vereinfachung der zu Grunde liegenden Rechenmodelle spielt hier eine entscheidende Rolle.

## 2 Übergangsmaterial (Hard Soil / Soft Rock)

Speziell Geomaterialien, die dem Übergangsbereich zwischen Boden und Fels zugeordnet werden können (HSSR), verfügen aufgrund von Entstehungsprozessen häufig über Strukturen mit präferierten Ausprägungsrichtungen (Schieferungen, Schichtungen, Laminierungen, parallele Ausrichtung von Tonblättchen in überkonsolidierten Böden etc.), die eine Richtungsabhängigkeit der physikalischen Eigenschaften, wie der Festigkeit, Steifigkeit oder Durchlässigkeit bewirken (siehe Stauder et al. 2020 und Marcher et al. 2020).

Aufgrund der Entstehungsgeschichte sind Gesteine in der Regel mit einem anisotropen mechanischen Verhalten verbunden. Reine Isotropie ist in natürlichen Gesteinsformationen nur sehr selten anzutreffen („Anisotropy is Everywhere, to see, to measure, and to model“ - Barton et al. 2014), weshalb die Berücksichtigung von richtungsabhängigen physikalischen Eigenschaften umso wichtiger ist, um realistische ingenieurtechnische Vorhersagen für die Projektierung von Tunnelbauwerken treffen zu können. Anisotropie ist in der Felsmechanik in verschiedenen Maßstäben anzutreffen, vom Maßstab des Gebirges (im Sinne von Gesteinsblöcken und begrenzenden Trennflächen im Makro-Level) über das Meso-Level des intakten Gesteins (ingenieurtechnisch definiert als Gestein, das visuell keine nennenswerten Rissbildungen enthält) bis hin zum Mikro-Level, bei dem

das Gestein bedingt durch die grundlegenden Gesteinsbildungsprozesse aus Körnern, Porenraum und Mikrostruktur besteht.

Die intakte und gerichtete Mikrostruktur von Übergangsgesteinen kann allerdings nicht als die alleinige Ursache für das Vorhandensein einer Materialanisotropie gesehen werden. So führen unter anderem Effekte wie ein anisotroper Spannungszustand (Kolymbas & Herle, 2017) oder die Mikrorissbildung (Qi, 2016), zufolge einer fortschreitenden Schädigung des Materials in der Belastungsphase, zu weiteren bzw. verstärkten richtungsabhängigen Merkmalen.

Um die entsprechenden Einflüsse auf die Anisotropie in Laborversuchen bestimmen und sie in Berechnungsansätzen korrekt berücksichtigen zu können, kommt einer begrifflichen Abgrenzung der unterschiedlichen Arten von Anisotropie eine entsprechend hohe Bedeutung zu. Auch wenn es in der Literatur keine einheitlichen Begriffsdefinitionen zur Anisotropie gibt und viele davon nur im Englischen, bzw. in den einzelnen Fachbereichen der Geotechnik existieren, wird im Folgenden versucht, eine ursächliche Einteilung der Anisotropie vorzunehmen.

### 3 Arten der Anisotropie

Die Anisotropie des intakten Gesteins, die auch als inhärente Anisotropie bezeichnet wird, steht in Zusammenhang mit der Entstehungsgeschichte der meisten sedimentären und metamorphen Gesteine. Im Gegensatz dazu wird die Anisotropie des Gebirges wesentlich durch die Anzahl und die Eigenschaften der Klüfte, die das intakte Gestein durchtrennen, bestimmt.

Die Entscheidung, ob inhärente oder trennflächeninduzierte Anisotropie in gebirgsmechanischen Anwendungen berücksichtigt werden soll, hängt hauptsächlich von der Skalierung (Größe des betrachteten Problems im Vergleich zu den relevanten Gesteinsmerkmalen) ab, die die Richtungsabhängigkeit beeinflussen.

Das gemeinsame Auftreten von Anisotropie und Inhomogenität macht die Identifizierung und Differenzierung der felsmechanischen Phänomene extrem schwierig.

#### 3.1 Inhärente Anisotropie

Unter dem Begriff der inhärenten Anisotropie versteht man das in dem Material selbst begründete Phänomen der Richtungsabhängigkeit von physikalischen Eigenschaften. Aus den Bereichen der Boden- und Felsmechanik kommend, haben sich auch andere Begriffe, wie assoziierte Anisotropie (Pimentel, 2017), Strukturanisotropie (SIA 199:2015; Cudny (2013)) oder Gefügeanisotropie (Kauther & Günther, 2017) für das Bezeichnen der inhärenten Anisotropie etabliert. Es sei jedoch angemerkt, dass der Begriff

der „inhärenten Anisotropie“ einen allumfassenderen Charakter aufweist und zu bevorzugen ist.

Bilden sich Übergangsgesteine zufolge der Verfestigung von feinkörnigen Böden aus, so liegt die Ursache für die inhärente Anisotropie im Sedimentationsprozess mit anschließender Konsolidierungsphase, bei der sich plättchenförmige Ablagerungen senkrecht zur Belastungsrichtung orientieren (Fischer, 2019).

In Abhängigkeit des Ablagerungsprozesses (Periodizität, Ablagerungsumgebung) können sich zudem weitere planare Strukturen, wie Laminierungen (<1 cm) oder Bettungsschichten (>1 cm), ausbilden. Diese lassen sich im mechanischen Sinne als Schwachstellen an den Kontaktflächen von Körnern mit unterschiedlicher Korngröße oder Ausrichtung betrachten. Gem. Bagheripour et al. (2011) können sie der inhärenten Anisotropie zugeordnet werden. Bettungsschichten werden in numerischen Berechnungen erfahrungsgemäß oft mit denselben Ansätzen wie Gebirgstrennflächen berücksichtigt. Trotzdem kann eine Zuordnung dieser Gebirgstrennflächen zur inhärenten Anisotropie nicht erfolgen (Pimentel, 2017), da sie dem inhärent anisotropen Material erst nachträglich, z.B. durch thermische oder mechanische Vorgänge, hinzugefügt werden.

Eine weitere Möglichkeit der Ausbildung von inhärenter Anisotropie in Übergangsgesteinen ist die niedrig- bis mittelgradige Metamorphose von verschiedenen Ausgangsgesteinen (Sadowski, 2020) bei der sich sekundäre planare Strukturen, wie eine Schieferung oder Foliation ausbilden (Reuther, 2012). Hierbei handelt es sich genau genommen zwar um nachträglich aufgeprägte Strukturen, da es sich bei metamorphen Gesteinen allerdings um einen eigenen Gesteinstypus handelt, sind diese Strukturen definitionsbezogen nicht gleich wie Felsklüfte zu betrachten.

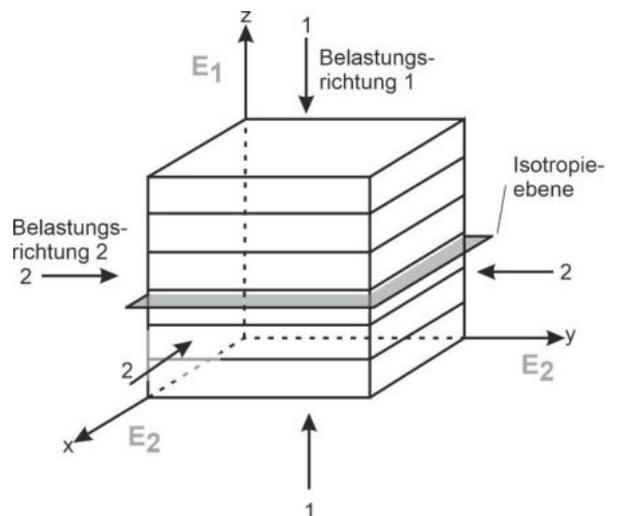


Abbildung 1: Darstellung der richtungsabhängigen E-Moduli eines transversal isotropen Mediums.



Es ist zu erwarten, dass sich das Material zufolge der inhärenten Anisotropie entlang der planaren Ebenen isotrop verhält, normal dazu weichen die Materialeigenschaften allerdings gänzlich von den anderen zwei Richtungen ab (Pimentel, 2017). Diese spezielle Form der Anisotropie wird als transversale Isotropie bezeichnet (siehe Abb. 1)..

### 3.2 Induzierte Anisotropie

Jenes richtungsabhängige Materialverhalten, dessen Ursache nicht mit der inhärenten Anisotropie begründet werden kann und dem Material erst nachträglich hinzugefügt wird, wird im Allgemeinen als „induzierte Anisotropie“ bezeichnet. Neben einer induzierten Anisotropie zufolge von Gebirgsklüftungen lassen sich weitere Arten der induzierten Anisotropie definieren.

#### Spannungsinduzierte Anisotropie

Die Spannungsabhängigkeit der mechanischen Eigenschaften (Festigkeit und Steifigkeit) von den in der Bodenmechanik betrachteten Geomaterialien ist hinreichend bekannt (Dakoulas & Yu, 1995). Es ist daher naheliegend, dass auch Übergangsgesteine über ein barotropes (spannungsabhängiges) Materialverhalten verfügen und das Aufbringen eines anisotropen (nicht-hydrostatischen) Spannungszustands zu einer zusätzlichen Richtungsabhängigkeit der physikalischen Eigenschaften führt (Weng, et al., 2008).

Eine spannungsinduzierte Anisotropie konnte unter anderem durch die experimentellen Untersuchungen von Wu & Hudson (1991) nachgewiesen werden. Sie führten eine Reihe von Triaxialversuchen an isotropem Springwell Sandstein durch, bei dem sich unabhängig vom Spannungsniveau eine größere Steifigkeit in Richtung der Hauptbelastungsrichtung einstellte.

Während die spannungsinduzierte Anisotropie sowohl als ein direktes Phänomen gewertet werden kann, das durch eine sofortige Reaktion auf einen geänderten Spannungszustand hervorgerufen wird (siehe Abb. 2), so bezeichnen einige Autoren auch jene Anisotropie, welche in Folge der Belastungsgeschichte in das Material eingepägt wurde (z.B. Überlagerung mit einem Eispanzer), als spannungsinduzierte Anisotropie (z.B. Neher (2008)). Da diese belastungsgeschichtlich bedingte Form der Anisotropie aber eher mit inhärenten Strukturen in Verbindung gebracht werden kann, erscheint es sinnvoller, diese der inhärenten Anisotropie zuzuordnen.

#### Deformationsinduzierte Anisotropie

Treten in einem Geomaterial (gering verfestigt) plastische Verformungen auf, so besteht die Möglichkeit, dass sich einzelne Körner neu ausrichten und sich somit neue Kontaktflächen (planare Strukturen) ausbilden, welche eine Materialanisotropie begünstigen.

Diese bezieht sich vorwiegend auf die Vorgänge der Verfestigung („hardening“) und Entfestigung („softening“) des Materials in der Belastungsphase (Ismael, 2018).

Die Effekte der deformationsinduzierten Anisotropie treten vor allem in Materialien auf, deren Festigkeit und Steifigkeit stark spannungsabhängig sind und bei denen die Materialfestigkeit nicht überschritten wird, bevor die deformationsinduzierten Einflüsse auf die Anisotropie überhaupt maßgebend werden können (Fuller & Brannon, 2012).

Inwieweit die deformationsinduzierte Anisotropie als Eigenschaft für die Gesamtheit der dem Bereich zwischen Boden und Fels (HSSR) zuzuordnenden Materialien gesehen werden kann, ist noch nicht geklärt und weitere labortechnische Untersuchungen sind erforderlich, um entsprechende Aussagen treffen zu können.

#### Mikrorissinduzierte Anisotropie

Mikrorisse im Fels können ein weiterer Einflussfaktor auf die Richtungsabhängigkeit von mechanischen und hydraulischen Eigenschaften sein. Es kann davon ausgegangen werden, dass bei deviatorischer Belastung eines Materials unter geringem Spannungszustand und mit vorhandenen Mikrorissen, sich diese beginnen, in Richtung der maximalen Hauptspannungsrichtung zu schließen, während sie sich quer dazu zum Öffnen neigen. Einhergehend mit diesen Vorgängen ist zum Beispiel eine richtungsabhängige Veränderung der Steifigkeit. Zwangsbelastungen an den Rissrändern führen in weiterer Folge zu einer richtungsabhängigen Ausbreitung bzw. zu einer Neubildung von Rissen, die dem Material einen zusätzlichen anisotropen Charakter verleihen.

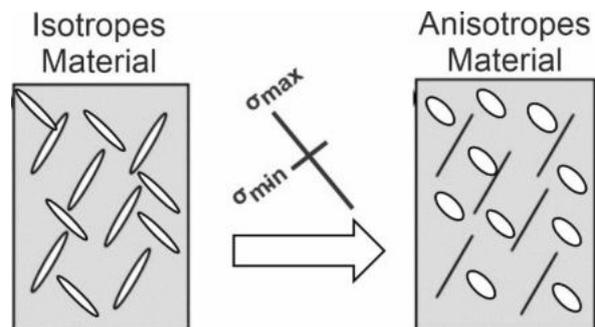


Abbildung 2: Einfluss von geänderten Spannungszuständen (z.B. zufolge Spannungsumlagerungen) im Zusammenhang mit Mikrorissen auf die richtungsabhängigen Eigenschaften von Gesteinen. Ein zunächst isotropes Material erhält anisotrope Eigenschaften.

Im Detail werden die o.g. Vorgänge in der Arbeit von Qi (2016) am Beispiel von quasi-spröden Materialien wie Fels und Beton behandelt. Für Übergangsgesteine (HSSR Materialien) ist die mikrorissinduzierte

Anisotropie noch nicht ausreichend erforscht. Es ist allerdings naheliegend, dass auch diese Materialien, vor allem wenn sie dem oberen Festigkeitsbereich zuzuordnen sind, durch die fortschreitende Mikrorissbildung beeinflusst werden.

#### 4 Modellierung der Anisotropie

Im Hinblick auf die Modellierung der Festigkeits- und Steifigkeitsanisotropie des Gebirges im Zuge von numerischen Simulationen von Tunnelvortrieben werden standardgemäß zwei unterschiedliche Ansätze verfolgt: 1. Kontinuumsmodellierung und 2. Diskontinuumsmodellierung (siehe Abb. 3). Die Wahl eines bestimmten Ansatzes erfolgt in der Regel auf Grundlage von skalierungsbedingten Aspekten, sowie einer Einschätzung der Einflussnahme von dezidierten Trennflächensystemen auf das Gebirgs- und Systemverhalten.

Die Kontinuumsmodellierung eignet sich im Falle von inhärent anisotropen Gebirgen mit keinen oder nur „wenigen“ ungefüllten Trennflächensystemen und, relativ zum Ausbruchsquerschnitt gesehen, geringen Abständen innerhalb der Trennflächenscharen. Wittke et al. (2021) nennt dazu ein Verhältnis von  $s < 1/8$  bis  $1/10 D$  ( $s$  = Trennflächenabstand und  $D$  = Ausbruchsdurchmesser). Die Berücksichtigung der Steifigkeitsanisotropie im elastischen Bereich erfolgt dabei durch das Ansetzen des Hook'schen Gesetzes unter Berücksichtigung der transversal isotropen Steifigkeitsmatrix, welche die Definition von fünf unabhängigen elastischen Konstanten erfordert: Zwei E-Moduli, zwei Poissonzahlen und den transversalen Schubmodul. Die Festigkeit entlang vorhandener Trennflächen wird im Regelfall durch einen „verschmierten Ansatz“ (engl. ubiquitous joint approach) abgebildet, bei dem entsprechende Richtungen in jedem Punkt im Kontinuum durch lokale Bruchkriterien ausgestattet sind (Winkler & Marcher 2020).

Liegen die Trennflächenabstände im Gebirge über dem oben genannten Verhältnis von  $s/D$ , bzw. sind einzelne Trennflächenscharen gefüllt und weisen dementsprechend über stark vom Gebirge abweichende Eigenschaften auf, so eignet sich der Einsatz von Diskontinuumsmodellen. Dabei wird das Gebirge durch einen Verbund von starren oder verformbaren Blöcken abgebildet, welche von explizit modellierten Trennflächen begrenzt werden. Über entsprechende Kontaktmodelle für die Trennflächen, für die sowohl Steifigkeiten als auch Festigkeiten definiert werden können, lassen sich die Interaktionen zwischen den einzelnen Blöcken abbilden. Die Summe der Interaktionen einzelner Blöcke ergibt das prognostizierte Gebirgsverhalten, welches im Unterschied zum Kontinuumsansatz, Unstetigkeiten in den Spannungs- und Deformationskonturen aufweist.

Es bleibt festzuhalten, dass ein verschmierter Ansatz immer mit einer Vereinfachung des realistischen Gebirgsverhaltens einhergeht, auch wenn für die genannten Situationen in vielen Fällen hinreichend genaue Ergebnisse erreicht werden können. Eine größere Gefahr für potentielle Fehleinschätzungen des Systemverhaltens gehen von der Tatsache aus, dass beide erwähnten Modellierungsansätze, unter Einsatz kommerziell verfügbarer Stoffgesetze, das nichtlineare Materialverhalten im Vorbruchbereich linearisieren. Dies wirkt sich vor allem nachteilig für Simulationen in weichen Gesteinen im Übergangsbereich zwischen Boden und hartem Fels (HSSR) aus, welche durch eine ausgeprägte Spannungsabhängigkeit und Nichtlinearität charakterisiert sind. Erweiterte Stoffgesetze, die eine realistischere Beschreibung des Materialverhaltens ermöglichen, sind daher dringend notwendig.

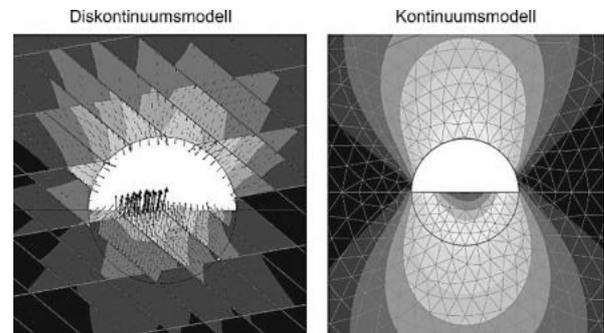


Abbildung 3: Vergleich der Ergebnisse für die Gebirgsdeformationen zwischen Diskontinuums- und Kontinuumsmodellen. Das Diskontinuumsmodell weist Unstetigkeiten auf.

#### 5 Laborversuche zur Bestimmung der Anisotropie

Zur Ermittlung der anisotropen Parameter von intakten Gesteinen werden in der Regel ein- oder triaxiale Druckversuche durchgeführt. Um die Richtungsabhängigkeiten der Materialeigenschaften ausreichend erfassen zu können, sind mehrere Versuche erforderlich, bei der die axiale Belastungsrichtung relativ zu den Isotropieebenen (Foliation, Bettungsschichten etc.) variiert wird. Dies setzt voraus, dass ausreichend viele Prüfkörper mit unterschiedlichen Schichtungsrichtungen zur Verfügung stehen. Auf die unterschiedlichen Möglichkeiten zur orientierten Probenahme wird in Plinniger et al. (2019) eingegangen. Das Standardverfahren zur Ermittlung der elastischen Konstanten von transversal isotropen Gesteinen sieht die Durchführung von mindestens drei Druckversuchen mit unterschiedlichen Hauptbelastungsrichtungen ( $0^\circ$ ,  $90^\circ$  und schräg, vorzugsweise  $45^\circ$ , auf die Strukturflächen) vor. Da die Deformationsgeometrie bei zylindrischen Probekörpern und



Belastungsrichtungen, abweichend von der Normalrichtung zu den Isotropieebenen, die Form einer Ellipse annehmen kann, sind die häufig verwendeten Kettenextensometer für die Ermittlung der radialen Dehnungen durch diametrale Extensometer zu ersetzen (siehe Abb. 4), oder geeignete Ansätze bei der Ergebnisauswertung zu berücksichtigen (Winkler et al. 2023).



Abbildung 4: Messung der Querdeformationen mittels diametralem Dehnungsexensometers.

Die Festigkeitsanisotropie lässt sich ebenfalls durch Druckversuche mit unterschiedlichen Belastungsrichtungen ermitteln. In Abhängigkeit ob sich Strukturflächen wie dezidierte Schwachschichten verhalten, oder die gesamte Gesteinsmatrix einer stetigen Richtungsabhängigkeit unterworfen ist, können die Versuchsergebnisse durch unterschiedliche Bruchkriterien angeglichen werden (Ismael, 2018).

## 6 In-Situ Versuche zur Bestimmung der Anisotropie in einem Sondierstollen

Eines der bedeutsamsten Beispiele eines Sondierstollens ist der mit insgesamt 64 km längste Eisenbahntunnel der Welt, der Brenner-Basistunnel. Neben den zwei Haupttröhren für den Bahnverkehr in beide Fahrtrichtungen enthält dieses Projekt zusätzlich einen durchgehenden Sondierstollen. Dieser Sondierstollen, der zwischen den beiden Haupttunneln und etwas tiefer liegt und als erste Tunnelröhre im Vorfeld zu den weiteren Röhren aufgefahen wird, eröffnet zahlreiche Chancen für innovative und nachhaltige Aspekte in der Bauausführung (siehe Marcher, 2023).

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 Haupttröhren entsprechend optimiert werden, siehe Bergmeister et al. (2017), Reinhold et al. (2017).

Ein aktuelles Tunnelbauprojekt in Österreich, bei dem ein Sondierstollen aufgefahen wird, ist der Angerbergtunnel als Teil der Zulaufstrecke Nord zum Brenner Basistunnel. Es ist hier die Unterangerbergformation zu durchörtern, welche überwiegend aus tertiären Sedimentablagerungen besteht (Sommer et al., 2019) und diese eines der wenigen Vorkommen inneralpiner Molassesedimente darstellt (Ortner et al., 1996). Wechsellagerungen von hochgradig anisotropen und stark unterschiedlich verwitterten Ton-, Mergel- und Sandsteinen dominieren die Gebirgsmasse. Die Wechsellagerung bringt einen häufigen, kleinräumigen Festigkeits- und Steifigkeitswechsel mit sich. Insbesondere die inhärente Anisotropie erschwert den Tunnelvortrieb. Aus diesem Grund wird der spätere Rettungstunnel als Rohbaustollen vorgezogen und dient im Zuge eines FFG-Bridge Forschungsprojektes „Charakterisierung und Modellierung von Übergangsgesteinen unter Berücksichtigung von Anisotropie und Quellfähigkeit“ (Chamod-HSSR) des Instituts für Felsmechanik und Tunnelbau der TU Graz und der ÖBB-Infrastruktur AG, um eine geeignete Materialcharakterisierung und neue Wege der Simulationstechnik für die vorliegende Unterangerbergformation (aber auch anderen, ähnlichen Gebirgsformationen) anzustreben.



Abbildung 5: Visualisierung Rohbaustollen Angath (ÖBB/GC Vision, 2022)



Dies soll u.a. mittels In-Situ Beprobung und Beobachtung spezieller Messquerschnitte in einem designierten Versuchsquerstollens des dem Angerbergstunnel vorangehenden Rohbaustollens Angath (siehe Abb. 5) erreicht werden (Bridge1, 2021).

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Es gibt in der gängigen Praxis definitiv Lücken in der geotechnischen Modellbildung und in der problemorientierten Simulationstechnik für anisotropes Materialverhalten von Untertagebauwerken. Auf die verschiedenen Arten der Anisotropie, die Wichtigkeit der Skalierungsfaktoren und die Wahl der Berechnungsmethodik muss in Zukunft in der Lehre der Felsmechanik auf den Universitäten vermehrt eingegangen werden. Dazu gehört auch die Sensibilisierung der Kommunikation zwischen Geologen und Bauingenieuren/Tunnelplanern mit derselben grundlegenden Terminologie. Bei der Verwendung von Rechenmodellen besteht die Herausforderung der Ableitung aussagekräftiger Materialkonstanten auf Basis von Laborexperimenten und In-Situ-Beobachtungen. Ein Hauptaugenmerk ist dabei auf die sorgfältige Auswahl geeigneter Prüfverfahren, sowie auf die richtige Vorgehensweise bei der Ergebnisauswertung zu legen. Mittelfristig ist eine Verbesserung der derzeitigen Ansätze zur anisotropen Stoffgesetzmodellierungen zu erwarten.

## Literaturverzeichnis

- Bagheripour, M. H., Rahozar, R., Pashnesaz, H. & Malekinejad, M. (2011). A complement to Hoek-Brown failure criterion for strength prediction in anisotropic rock. *Geomechanics and Engineering*, 3(1), S. 61-81 (Taylor and Francis).
- Barton, N. & Quadros, E. (2015). Anisotropy is Everywhere, to See, to Measure, and to Model. *Rock Mech Rock Eng* 48 (4), S. 1323–1339. 10.1007/s00603-014-0632-7.
- Bergmeister, K. & Reinhold, C. (2017). Learning and optimization from the exploratory tunnel – Brenner Base Tunnel. *Geomechanics and Tunneling* 10, Nr. 5. 10.1002/geot.201700039 (Hrsg. Ernst & Sohn).
- BRIDGE 1 (2021). Projektbeschreibung zur 35. Ausschreibung: Charakterisierung und Modellierung von Übergangsgesteinen unter Berücksichtigung von Anisotropie und Quellfähigkeit (ChaMod-HSSR).
- Budil, A., Höllrigl, M. & Brötz, K. (2004). Strenger Tunnel – Gebirgsdruck und Ausbau. *Felsbau* 22, Nr. 1.
- Cudny, M. (2013). Some aspects of the constitutive modelling of natural fine grained soils (Habilitation Monograph). *Politecnica Gdanska*. 10.13140/2.1.4794.5602.
- Fellner D. (2005). Tunnelling Through Anisotropic Rock – Experiences from Gotthard Basetunnel Lot Sedrun. *Felsbau* 23, Nr. 5.
- Fischer, S. (2019). Ein Beitrag zur Klärung der Kinetik beim Aufbruch der Baugrubensohle (Dissertation). Technische Universität Darmstadt (Hrsg. Zachert, H.).
- Gollegger, J., Priller, A. & Rausch, M. (2009). The use of open tunnel boring machines in squeezing rock in the Gotthard Base Tunnel. *Geomechanics and Tunneling* 2, Nr. 5 (Hrsg. Ernst & Sohn).
- Huber, G., Westermayr, H. & Alber, O. (2005). Einfluss der Gefügeorientierung am Strenger Tunnel. *Felsbau* 23, Nr. 5.
- Ismael, M. A. (2018). Inherent strength and stiffness anisotropy of laminated rocks (Dissertation). Technische Universität Bergakademie Freiberg (Hrsg. Konietzky, H.).
- Jesel, T., Amberg, F. & Rohrer, T. (2016). TBM drives at the Gotthard Base Tunnel – Design and experience from tunnelling in Faido *Geomechanics and Tunneling* 9, Nr. 5 (Hrsg. Ernst & Sohn).
- John, M., Spöndlin, D. & Mattle, B. (2004). Lösung schwieriger Planungsaufgaben für den Strenger Tunnel. *Felsbau* 22, Nr. 1.
- Kauther, R. & Günther, C. (2017). Veränderlich-feste Gesteine als geotechnisches Material am Beispiel des Tonsteins aus Minden. *BAWMitteilungen* Nr. 101 - Natürliche, künstliche und virtuelle Stoffe in der Geotechnik, S. 49-60 (Hrsg. Bundesanstalt für Wasserbau).
- Kolymbas, D. & Herle, I. (2017). Stoffgesetze für Böden. *Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen*, 8. Auflage. S. 457 – 509. Berlin (Hrsg. Witt, K.J., Ernst & Sohn).
- Mader, T., Schreter, M. & Hofstetter, G. (2022). On the Influence of Direction-Dependent Behavior of Rock Mass in Simulations of Deep Tunneling Using a Novel Gradient-Enhanced Transversely Isotropic Damage-Plasticity Model. *Appl. Sci.* 12(17), 8532. 10.3390/app12178532.
- Marcher, T. (2023). Innovative und nachhaltige Aspekte bei der Ausführung tiefliegender Tunnel. Beiträge zum Geotechnik-Tag 2023 in München, Cudmani, R. (Hrsg.), TU München.
- Marcher, T., Stauder, S. & Winkler, M. (2020). HSSR – Ein Versuch der Einordnung und Abgrenzung des Materials. Beiträge zum 1. Hard Soil –



Soft Rock (HSSR) Symposium, November 2020, Technische Universität Graz (Hrsg. Marcher, T.).

Neher, H.P. (2008). Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden - Theorie und Anwendung (Dissertation). Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (Hrsg. Vermeer, P.A.).

Ortner, H. & Sachsenhofer, R.F. (1996). Evolution of the Lower Inn Valley Tertiary and constraints on the development of the source area. Oil and Gas in Alpidic Thrustbelts and Basins of Central and Eastern Europe, EAGE Special Publication Nr. 5, S. 237–247. Großbritannien (Hrsg. Wessely, G. and Liebl, W.).

Pimentel, E. (2017). Stoffgesetze und Bemessungsansätze für Festgestein. Grundbau-Taschenbuch Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 8. Auflage. S. 397-449. Berlin (Hrsg. Witt, K.J., Ernst & Sohn).

Plinninger, R.J., Alber, M. & Düllann, J. (2019). Praxisorientierte Untersuchung und Klassifizierung anisotroper Festigkeitseigenschaften von Festgesteinen. Tagungsband zu den Fachsektionstagen Geotechnik (DGGT).

Poleschinski, W., Schierl, H., Sekyra, G., Tischendorf, V., Klary, W., Madritsch, G. & Huber, G. (2004). Baugeologische Besonderheiten beim Projekt Strenger Tunnel. Felsbau 22. Nr. 1.

Qi, M. (2016). Modélisation micromécanique de l'endommagement et du frottement dans des géomatériaux initialement anisotropes (Dissertation). Université de Lille (Hrsg. Sulem, J.).

Reinhold, C. & Töchterle, A. (2013). Ermittlung der geomechanischen Kennwerte von Störungszonen im Innsbrucker Quarzphyllit auf Basis der Erkundungsergebnisse beim Brenner Basistunnel. 19. Tagung für Ingenieurgeologie mit Forum für junge Ingenieurgeologen, München.

Reinhold, C., Schwarz, C. & Bergmeister, K. (2017). 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), Nr. 6, S. 767–778. 10.1002/geot.201700058 (Hrsg. Ernst & Sohn).

Reuther, C. (2012). Grundlagen der Tektonik. Berlin Heidelberg (Springer-Verlag).

Sadowski, G. R. (2020). The Geology of Soft Rocks. Soft Rock Mechanics and Engineering. S. 19-35 (Springer Nature Switzerland AG).

SIA 199:2015 (2015). Erfassen des Gebirges im Untertagebau. Zürich (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein).

Sommer, P., Erharter, G., Sedlacek, C., Strasser, M. & Poscher, G. (2019): Geologische Erkundung und Trassenplanung im gasführenden Tertiär des Unterinntals, Tirol. Fachsektionstage Geotechnik. Interdisziplinäres Forum. Würzburg (DGGT).

Stauder, S. & Marcher, T. (2019). The brittle to ductile behavior of “hard soil and soft rock” – experimental review and challenges for constitutive modelling. ISRM Congress Proceedings, Brazil.

Unterlass, P.J., Erharter, G.H. & Marcher, T. (2022). Identifying Rock Loads on TBM Shields During Standstills (Non-Advance-Periods). Geotech Geol Eng 41, S. 75-89. 10.1007/s10706-022-02263-x.

Winkler, M.B. & T. Marcher (2020). Different Aspects of Modelling Elasticity and Strength of Anisotropic Rocks. ISRM International Symposium - EUROCK 2020.

Winkler, M.B., Frühwirt, T. & Marcher, T. (2023). A theoretical framework for calibrating the transversely isotropic elastic rock parameters from UCS tests on cylindrical specimens using circumferential strain measurements [Manuscript submitted for publication]. Proceedings of the 15th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Salzburg (Hrsg. Schubert, W. & Kluckner, A.).

Wittke, M., Wittke-Schmitt, B., Wittke-Gattermann, P., Wittke, W. (2021). Design and Construction of Tunnels in Jointed Rock according to the AJRM Method - Part 1. Planung und Ausführung von Tunnelbauwerken im klüftigen Fels nach der AJRM-Methode - Teil 1. Tunnel - Official Journal of the STUVA (3), S. 10–22.

Wittke, W. (2014). Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM). Hoboken, NJ, USA (John Wiley & Sons).





# Empfehlung(en) „Verschleiß und Verklebung im Lockergestein“ - ein erster Ausblick

Akad. Dir. Dipl.-Ing. Martin Feinendegen, Geotechnik im Bauwesen,  
RWTH Aachen University

Dipl.-Ing. Tim Babendererde, BabEng GmbH, Lübeck

Dipl.-Ing. Dr. techn. Petra Drucker, CDM Smith Consult GmbH, München

Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, HIC Holzhäuser Ingenieur Consult GmbH, Ettlingen

Dipl.-Ing. Lars Langmaack, MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG, Bottrop

Dipl.-Ing. Annette Richter, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

*Verschleiß und Verklebung sind potenziell stark leistungs- und kostenbestimmende Faktoren, die insbesondere im Spezialtief- und Tunnelbau eine immer größere Rolle spielen. Während die Bestimmung der Abrasivität im Fels mittlerweile als einigermaßen zuverlässig geregelt anzusehen ist und eine darauf aufbauende Abschätzung des zu erwartenden Verschleißes ermöglicht, gilt dies für Bauvorhaben im Lockergestein noch nicht. Insbesondere die in der VOB seit 2015 erhobene Forderung, die Abrasivität von Böden mit dem für gebrochene Gesteinskörnungen entwickelten LCPC-Versuch zu bestimmen, hat zu großen Unsicherheiten in der Praxis geführt, die dringend einer Klärung bedürfen. Als Grundlage für die Abschätzung der Verklebungsneigung bindiger Böden und veränderlich fester Gesteine existieren mittlerweile einige -mehr oder weniger anerkannte- Ansätze, die allerdings z.T. auf recht unterschiedlichen Eingangswerten basieren. Eindeutige normative Regelungen oder Empfehlungen hierzu fehlen -auch international- bislang völlig. In dem im August 2019 gegründeten Arbeitskreis 1.11 der DGGT beschäftigen sich etwa 20 Fachleute aus den verschiedensten Bereichen mit der Erarbeitung, Konkretisierung und anwendungsspezifischen Auswahl von praxisnahen Verfahren zur Bestimmung der Abrasivität von Lockergestein sowie zur Bewertung der Verklebungsneigung bindiger Böden und veränderlich fester Gesteine. Darüber hinaus werden relevante Zusammenhänge zwischen den Bodenparametern, den Bauverfahren und der Bauausführung aufgezeigt. Im Beitrag wird der aktuelle Stand der Arbeiten vorgestellt und ein erster Einblick in den Inhalt der geplanten Empfehlung(en) gegeben.*

## 1 Einleitung

Verschleiß und Verklebung sind potenziell stark leistungs- und kostenbestimmende Faktoren, die insbesondere im Spezialtief- und Tunnelbau eine immer größere Rolle spielen. Eindeutige Regelungen zur Einschätzung des zu erwartenden Verschleißes (bzw. Verschleißpotenzials, s.u.) und zu erwartender Verklebungen bei Bauarbeiten im Lockergestein oder auch im Übergangsbereich zum Festgestein existieren bislang nicht. Aus diesem Grund hat die Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) im Jahr 2019 einen neuen Arbeitskreis (AK) der Fachsektion Bodenmechanik gegründet, der entsprechende Empfehlungen erarbeiten soll.

## 2 Arbeitskreis

Im AK arbeiten aktuell etwa 20 Fachleute aus den Bereichen Forschung und Entwicklung, Consulting, Bauherren, Bauausführung, Maschinen-/Additivhersteller sowie ein Jurist unter der Obmannschaft des

Erstautors dieses Beitrags an der neuen Empfehlung. Der Großteil der Arbeit erfolgt dabei in zwei Unter-Arbeitskreisen (UAK), die von den Co-Autoren dieses Beitrags geleitet werden.



Abbildung 2.1: AK-Sitzung im Januar 2020 bei Fa. Herrenknecht in Schwanau

Die konstituierende Sitzung fand im August 2019 statt, Folgesitzungen wurden im Januar 2020, April

2021 (Corona-bedingt online), September 2022 und Mai 2023 abgehalten. Die bis dato vorliegenden fachlichen Inhalte wurden ganz überwiegend von einzelnen AK-Mitgliedern und in zahlreichen online-Sitzungen der beiden UAK „Verschleiß“ und „Verklebung“ erarbeitet.

### 3 Geplante Empfehlungen

Der Arbeitskreis soll praxistaugliche Hilfestellungen erarbeiten, die eine realitätsnahe Einschätzung von Verschleiß und Verklebung ermöglichen. Auch wenn die Auswirkungen im (maschinellen) Tunnelbau am häufigsten und ausgeprägtesten zu beobachten sind, werden dabei auch Aspekte des Spezialtiefbaus und Erdbaus sowie ggf. auch der Bohrtechnik und anderer Disziplinen, in denen Verschleiß und/oder Verklebungen eine Rolle spielen können, betrachtet.

Wesentliche Inhalte werden Empfehlungen für eine anwendungsspezifische Proben- und Versuchsauswahl, Hilfestellungen zur Interpretation der Versuchsergebnisse sowie Vorgaben für Mindestanforderungen an die Baugrundbeschreibung sein. Die Empfehlungen sollen sich an alle Projektbeteiligten richten, an Bauherren und Ausschreibende ebenso wie an Gutachter und Planer bis hin zu den Bauausführenden und Zulieferern.

Ob der gesamte -sehr umfangreiche- Problembereich letztlich in einer einzigen Empfehlung oder eventuell in mehreren Dokumenten behandelt wird, ist derzeit noch offen. Die aktuell vorliegenden Textentwürfe der beiden Themenbereiche „Verschleiß“ und „Verklebung“ sind inhaltlich ähnlich strukturiert und gliedern sich nach dem folgenden Muster:

- Ausprägungen von Verschleiß bzw. Verklebungen,
- Theoretische Grundlagen,
- Baugrundeigenschaften mit Einfluss auf das Verschleiß- bzw. Verklebungspotenzial,
- Abbau- und Umwandlungsprozesse bei der Entstehung von Verklebungen,
- Indexversuche zur Abschätzung der Abrasivität bzw. des Verklebungspotenzials,
- Modellversuche zur Untersuchung des Verschleiß- und/oder Verklebungsverhaltens,
- Empfehlungen zur Versuchsauswahl,
- Klassifizierung der Abrasivität bzw. des Verklebungspotenzials,
- Verschleiß- bzw. Verklebungsprognose,
- Modifizierung des Verklebungspotenzials,
- Dokumentation sowie
- Ausblick und Forschungsbedarf.

Die Art der späteren Veröffentlichung der Empfehlung(en) ist noch nicht festgelegt, die Mitglieder des AK präferieren aber definitiv eine digitale und frei zugängliche Variante.

### 4 Ausgewählte Aspekte

Im Folgenden werden einige ausgewählte Aspekte aus den beiden Themenkomplexen „Verschleiß“ und „Verklebung“ vorgestellt. Grundsätzlich ist dabei zu berücksichtigen, wie komplex das Zusammenwirken der verschiedenen Einflüsse im (tribologischen) System ist. Für eine möglichst realitätsnahe Betrachtung und daraus abzuleitende Handlungsempfehlungen müssen demzufolge *immer* mehrere Faktoren betrachtet werden - dies gilt gleichermaßen für Verschleiß wie auch Verklebungen, sowohl einzeln als auch im Zusammenwirken.

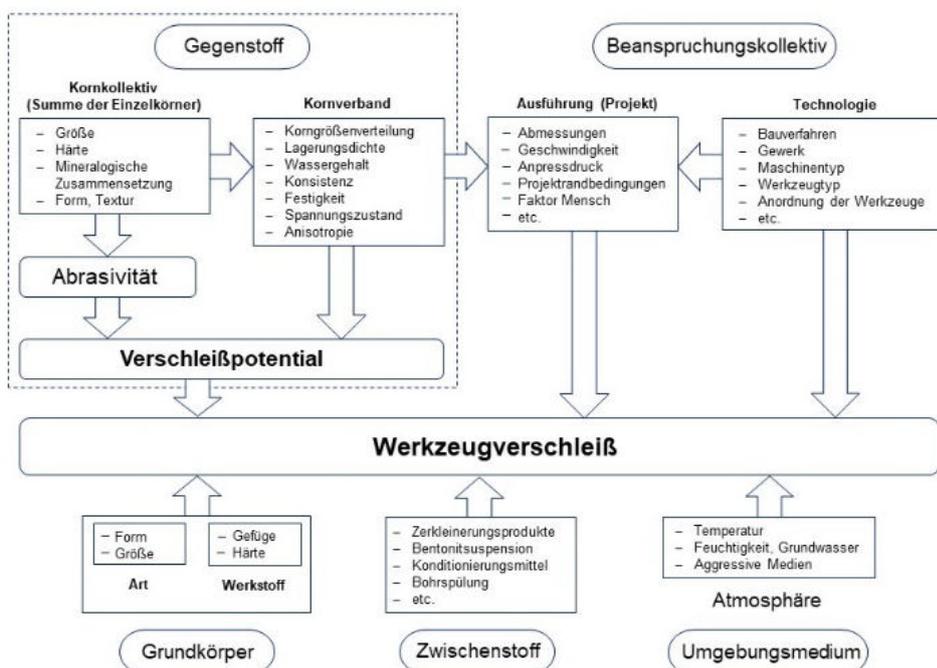


Abbildung 4.1: Unterscheidung von Abrasivität und Verschleißpotential sowie Einflussfaktoren auf den Werkzeugverschleiß im Spezialtief- und Tunnelbau (modifiziert nach Heinrich, 1995)



## 4.1 Verschleiß

Zur Einführung in den Themenkomplex Verschleiß werden zunächst typische Ausprägungen von Werkzeugverschleiß vorgestellt. Zwei Beispiele sind in Abbildung 4.2 zu sehen.



Abbildung 4.2: Verschleiß an einem Stufenmeißel in hoch abrasivem Moselschotter (links), Verschleiß an Schneidrollen (rechts, Bild: Wayss & Freytag)

Weiterhin werden die wesentlichen tribologischen Grundlagen erläutert, die zum Verständnis der Abhängigkeiten zwischen den verschiedenen, den Verschleiß beeinflussenden Größen relevant sind (s. auch Abbildung 4.1). Unter „Abrasivität“ wird im Lockergestein die Summe der verschleißerzeugenden Faktoren des Einzelkorns bzw. des Kornkollektivs verstanden. Die Abrasivität wird anhand von Indexversuchen bestimmt. Zur Einschätzung des Verschleißpotentials müssen zusätzlich noch die Eigenschaften des Kornverbands berücksichtigt werden.

### 4.1.1 Baugrundeigenschaften

Maßgebende Eigenschaften des in situ-Lockergesteins mit Einfluss auf das Verschleißpotential sind insbesondere

- die mineralogische Zusammensetzung (Äquivalenter Quarzgehalt ÄQu),
- die Korngrößenverteilung,
- die Kornform und der Kornrundungsgrad,
- der Wassergehalt,
- die Konsistenz,
- die Lagerungsdichte,
- die Scherfestigkeit sowie
- die Kornbindungsverhältnisse.

Einzelne Baugrundeigenschaften können auch jetzt schon Regelwerk-konform bestimmt und ggf. im Hinblick auf die Abrasivität klassifiziert werden, wie z.B. die mineralogische Zusammensetzung (ÄQu) sowie die Kornform und -rundung und deren Einflüsse auf die Abrasivität nach Empfehlung Nr. 25 des AK 3.3 der DGGT (Plinninger et al., 2021). Eine umfassende Bewertung des Verschleißpotentials ist jedoch nur im Gesamtkontext aller genannten maßgebenden Lockergesteinseigenschaften möglich. Es kann vereinfachend davon ausgegangen werden, dass bei sonst gleichen Randbedingungen bei Indexversuchen im Labor die Abrasivität des Bodens mit größer werdendem Korndurchmesser, steigendem ÄQu und zuneh-

mendem Anteil an Körnern mit eckiger Kornform zunimmt. Der Wassergehalt hat ebenfalls einen großen Einfluss und kann den Verschleiß sowohl positiv als auch negativ beeinflussen.

Eine genaue Quantifizierung der jeweiligen Auswirkung einzelner Faktoren auf das Verschleißpotential ist nur mit einem sehr hohen Versuchsaufwand und spezieller Fachkenntnis möglich. Auf diesem Gebiet ist weitere Grundlagenforschung notwendig.

Darüber hinaus kann die Struktur eines gewachsenen Bodens (der „Kornverband“) mit Laborversuchen grundsätzlich nicht hinreichend genau erfasst werden. Dies gilt auch für Struktureigenschaften mit Auswirkungen auf die Abrasivität, wie z.B. Schichtungen, Inhomogenitäten oder den in situ-Spannungszustand. Die geologisch-geotechnische Baugrundbeschreibung ist daher unbedingt in die Gesamtbeurteilung des Verschleißpotentials einzubeziehen.

### 4.1.2 Indexversuche zur Bestimmung der Abrasivität

Voraussichtlich werden die im Folgenden genannten bereits existierenden und in unterschiedlicher Verbreitung in der Baupraxis eingesetzten Indexversuche -z.T. mit ergänzenden Festlegungen- zur Bewertung der Abrasivität von Lockergesteinen empfohlen:

- der LCPC-Versuch (nach DGGT Empfehlung Nr. 24 (Käsling et al, 2022) mit Ergänzungen, s.u.),
- der CERCHAR-Versuch (nach DGGT Empfehlung Nr. 23 (Käsling et al, 2016) mit Ergänzungen, s.u.),
- das Wiener Abrasimeter (nach ÖBV-Merkblatt, 2013, aktuell in Überarbeitung) und
- der NTNU Soil Abrasion Test (SAT) (nach Nilsen et al., 2007).

Die genannten Indexversuche weisen z.T. sehr enge Anwendungsgrenzen hinsichtlich der für die Versuchsdurchführung geeigneten Korngrößenbereiche auf. Für eine umfassende Bewertung der Abrasivität von (weitgestuften) Böden sind daher i.d.R. verschiedene Versuche zu kombinieren.

### 4.1.3 LCPC-Versuch

Dass der LCPC-Versuch in seiner ursprünglichen Form nur sehr eingeschränkt zur Ermittlung der Abrasivität von natürlich anstehendem Lockergestein dienen kann, ist hinlänglich bekannt (Drucker, 2013; Feinendegen & Ziegler, 2018). Im Rahmen der geplanten Empfehlung sind deshalb einige ergänzende Festlegungen vorgesehen:

#### Ausgangsmaterial

Der LCPC-Versuch eignet sich bei Anwendung im Lockergestein für grobkörnige Böden mit dem Hauptanteil Kies gemäß DIN EN ISO 14688-1. Feinkörnige

Böden, grobkörnige Böden mit Hauptanteil Sand sowie sehr grobkörnige Böden eignen sich nicht für eine Untersuchung mit dem LCPC-Versuch.

#### Versuchsprobe

Der LCPC-Versuch kann trotz seiner Einschränkungen auch für Lockergesteine in einem bestimmten Korngrößenbereich (grobkörnige Böden mit dem Hauptanteil Kies gemäß DIN EN ISO 14688-1) sinnvoll angewendet werden. Im Rahmen der in Vorbereitung befindlichen Empfehlung wird die Versuchskorngröße dabei auf die Teilfraktion 2 bis 8mm der Ausgangsprobe festgelegt. Dies stellt im Vergleich zur bisherigen Anwendung (4 - 6,3mm) eine Erweiterung des untersuchten Korngrößenbereichs um je eine Siebstufe nach oben und unten dar. Die geometrischen Randbedingungen des Versuchs können dabei noch als vergleichbar angesehen werden. Die 500g Versuchsprobe werden unverändert (ohne Brechen!) und entsprechend ihrer Massenanteile an der Ausgangsprobe durch Nasssiebung und anschließende Trocknung gewonnen.

#### Ringversuch

Es ist geplant, einen Ringversuch zur generellen Validierung des LCPC-Versuchs gemäß DGGT-Empfehlung Nr. 24 durchzuführen. In diesem Zusammenhang soll dann auch die vorgeschlagene Erweiterung des Korngrößenbereichs für die Anwendung im Lockergestein getestet und bewertet werden. Alle Institutionen, die LCPC-Versuche durchführen, sind aufgefordert, sich an diesem Ringversuch zu beteiligen!

### 4.1.4 CERCHAR-Versuch

Der CERCHAR-Versuch wird weltweit zur Beurteilung der Abrasivität von Festgestein eingesetzt; die Ergebnisse fließen in fast alle Prognosemodelle für den Werkzeugverschleiß bei Hartgesteins-TBM ein (Stopp & Feinendegen, 2023). Für die Anwendung im Lockergestein sind im Rahmen der geplanten Empfehlungen einige ergänzende Festlegungen vorgesehen:

#### Ausgangsmaterial

Im Lockergestein wird der CERCHAR-Versuch eingesetzt, um größere Komponenten (Grobkies, Steine oder Blöcke) auf ihre Abrasivität zu untersuchen. Die Auswahl von repräsentativen Versuchsproben hat unter Beachtung der petrographischen Zusammensetzung des Ausgangsmaterials durch einen geotechnischen Sachverständigen zu erfolgen.

#### Versuchsprobe

Im Lockergestein ist der CERCHAR-Versuch an der natürlichen Kornoberfläche durchzuführen. Der Mindest-Korndurchmesser ist abhängig von der Kornform und muss fünf Prüfstrecken von jeweils 10mm

Länge ermöglichen. Die Mindestabstände der Prüfstrecken nach DGGT-Empfehlung Nr. 23 von 5mm in alle Richtungen sind zu beachten.

## 4.2 Verklebung

Zur Einführung in den Themenkomplex Verklebung werden auch hier zunächst typische Ausprägungen vorgestellt. Zwei Beispiele sind in Abbildung 4.3 zu sehen.



Abbildung 4.3: „verbackener“ Meißelkasten (links) und verstopfte Bandübergabe (rechts, Bild: Weh) am Katzenbergtunnel

Weiterhin werden umfangreiche Erläuterungen zu den vor allem beim maschinellen Tunnelbau unvermeidbaren Abbau- und Umwandlungsprozessen gegeben. Die verschiedenen Bauverfahren und die unterschiedlichen Verfahrensparameter (Penetration, Zugabe von Additiven, etc.) können zu starken Veränderungen der Materialeigenschaften führen, die wiederum unterschiedliche Ausprägungen der Verklebung zur Folge haben. Das aus den Eigenschaften des in situ-Lockergesteins abgeleitete Verklebungspotential stellt somit nicht unbedingt einen direkten Zusammenhang mit dem Auftreten von Verklebungssphänomen her. Eine alleinige Bestimmung der Baugrundeigenschaften ist daher nicht ausreichend.

### 4.2.1 Baugrundeigenschaften

Maßgebende Eigenschaften des in situ-Lockergesteins mit Einfluss auf das Verklebungspotenzial sind insbesondere:

- die mineralogische Zusammensetzung,
- die Korngrößenverteilung,
- die Zustandsgrenzen bzw. die Plastizität,
- der Wassergehalt,
- die Konsistenz und
- die Kohäsion.

Die bisherigen Klassifikationen für das Verklebungspotenzial (Thewes, 1999; Hollmann & Thewes, 2011; Hollmann, 2015) basieren alleine auf Plastizität und Konsistenz des Bodens. Sie beschreiben das Verklebungspotenzial des unveränderten bzw. mit Wasser angereicherten Bodens, nicht jedoch weitere bauverfahrensbedingte Veränderungen, wie Eintrag von mechanischer Energie, Zugabe von Additiven und Veränderungen von Temperatur und Druck.



## 4.2.2 Indexversuche zur Bestimmung des Verklebungspotentials

Die im Folgenden genannten Indexversuche werden in unterschiedlicher Verbreitung in der Baupraxis zur Bewertung des -teilweise durch Additive veränderten- Verklebungspotentials von Lockergesteinen eingesetzt:

- der Stempel-Adhäsionsversuch (Budach et al., 2019),
- der Konuszugversuch (Feinendegen & Spagnoli, 2021; InProTunnel, 2012) und
- der ATUR-Test (de Oliveira, 2018).

In Abhängigkeit der auszuführenden Bauverfahren werden die jeweiligen Versuche und deren Einsatzmöglichkeit beschrieben.

## 4.3 Weitere Aspekte

Im Folgenden werden einige weitere Inhalte der geplanten Empfehlungen kurz angerissen.

### 4.3.1 Klassifikation und Prognose

Im Hinblick auf die Festlegung von Homogenbereichen wird angestrebt, möglichst konsistente Klassifikationen für das Verschleiß- bzw. Verklebungspotenzial -ggf. auch aus der Kombination verschiedener Faktoren bzw. Versuchsergebnisse- festzulegen. Im Hinblick auf die Prognose ist vorgesehen, Hinweise auf existierende Methoden aufzunehmen. Dezidierte Prognosemodelle z.B. für einzelne Werkzeuge in bestimmten Bodenarten würden den aktuellen Bearbeitungsrahmen allerdings sprengen. Dies kann evtl. in späteren Empfehlungen behandelt werden.

### 4.3.2 Versuchsauswahl und Mindestanforderungen an die Baugrundbeschreibung

Die erläuterten Versuche sollen im Hinblick auf ihre jeweilige Eignung (Haupteinsatzgebiet, eingeschränkt geeignet, nicht geeignet bzw. nicht empfohlen) für verschiedene typische Baugrundverhältnisse bewertet werden. Ausgehend von der Gesamtheit der verfügbaren Verfahren sollen Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung für verschiedene Bautätigkeiten formuliert werden.

### 4.3.3 Dokumentation

Im Hinblick auf Bauvertrag und Abrechnung kommt der sorgfältigen Dokumentation von auftretenden Verschleiß- und/oder Verklebungsproblemen eine wichtige Rolle zu. Hierzu sollen -basierend auf erfolgreichen Praxiserfahrungen- Empfehlungen formuliert werden.

## 4.3.4 Modellversuche

In den vergangenen Jahren sind -überwiegend im Rahmen von Forschungsvorhaben- verschiedene Modellversuche zur wissenschaftlichen Untersuchung von Verschleiß- und/oder Verklebungsphänomenen entwickelt worden. Trotz der z.T. sehr limitierten Verbreitung werden in den zukünftigen Empfehlungen einige bekannte Versuchsgeräte und -verfahren aufgeführt, die bei speziellen baupraktischen Fragestellungen oder auch in Streitfällen ggf. weiterführende Erkenntnisse liefern können:

- der Clogg TS (InProTunnel, 2012),
- das RUB Tunnelling Device (Küpferle et al., 2016),
- der SGAT Soft Ground Abrasion Tester (Jakobsen et al., 2013)sowie
- das TUHH Modellschneidrad (Milatz et al., 2019).

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem vorliegenden Beitrag wird ein Einblick in die bisherige Arbeit des AK 1.11 „Verschleiß und Verklebung im Lockergestein“ der DGGT gegeben und es werden erste inhaltliche Aspekte der geplanten Empfehlung(en) vorgestellt. Eine umfassende Beschreibung des sehr komplexen Zusammenwirkens zahlreicher Einflussfaktoren, sowohl aus dem Baugrund als auch aus der Bau- und Maschinenteknik, stellt dabei eine große Herausforderung dar. Da mit einigen der bislang verfügbaren Versuchs- und Bewertungsmethoden noch keine (langjährigen) Erfahrungen vorliegen, können im Hinblick auf die jeweiligen Anwendungsgrenzen zunächst auch nur Hinweise gegeben werden. Die Arbeit an den Empfehlungen geht in zweimonatigen UAK- und halbjährlichen AK-Sitzungen weiter. Wann und in welcher Form ein erster Entwurf veröffentlicht wird, ist derzeit noch offen. Tatkräftige und aktive Mitarbeit von Fachleuten aus den unterschiedlichen Fachgebieten ist im AK jederzeit herzlich willkommen - wie auch die Beteiligung an dem geplanten LCPC-Ringversuch!

## Literaturverzeichnis

- Budach, C.; Placzek, D.; Kleen, E. (2019): *Quantitative Bestimmung des Verklebungspotenzials feinkörniger Böden auf Basis von Adhäsionsspannung: Aktuelle Untersuchungen und neue Erkenntnisse*. geotechnik (42), S. 2-10.
- Drucker, P. (2013): *Über die Abrasivität von Lockergestein und den Werkzeugverschleiß im Spezialtiefbau*. Dissertation, TU Wien.
- Heinrich, R. (1995): *Untersuchungen zur Abrasivität von Böden als verschleißbestimmender Kennwert*. Dissertation, TU Freiberg.



- Feinendegen, M.; Ziegler, M. (2018): *Zur Aussagekraft des LCPC-Versuchs für die Festlegung von Homogenbereichen*. Geomechanics and Tunnelling (11), S. 113-122.
- Feinendegen, M.; Spagnoli, G. (2021): *Erkenntnisse aus zehn Jahren Verklebungsbewertung mit dem Konuszugversuch: Versuchsdurchführung, Aufbereitung der Proben, maßgebende Bewertungsfaktoren*. In: STUVA-Tagung 2021, Karlsruhe. S. 194-202.
- Hollmann, F.; Thewes, M. (2011): *Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Lockergestein*. In: 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen 2011, Berlin. S. 237-244.
- Hollmann, F. (2015): *Bewertung von Boden und Fels auf Verklebungen und Feinkornfreisetzung beim maschinellen Tunnelvortrieb*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Shaker Verlag.
- InProTunnel (2012): *Schlussberichte zu BMBF Förderkennzeichen 03G0713 InProTunnel - Grenzflächenprozesse zwischen Mineral- und Werkzeugoberflächen - Ursachen, Probleme und Lösungsansätze am Beispiel des maschinellen Tunnelbaus im Rahmen des BMBF-Sonderprogramms GEOTECHNOLOGIEN Förderrichtlinie „Mineraloberflächen - Von atomaren Prozessen zur Geotechnik“*.
- Jakobsen, P. D.; Langmaack, L.; Dahl, F.; Breivik, T. (2013): *Development of the Soft Ground Abrasion Tester (SGAT) to predict TBM tool wear, torque and thrust*. Tunnelling and Underground Space Technology (38), S. 398-408.
- Käsling, H.; Plinninger, R. (2016): *Bestimmung der Abrasivität von Gesteinen mit dem CERCHAR-Versuch - Empfehlung Nr. 23 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*. Bautechnik (93), S. 409-415.
- Käsling, H.; Düllmann, J.; Plinninger, R.J. (2022): *Bestimmung der Abrasivität von Festgesteinen mit dem LCPC-Versuch - Empfehlung Nr. 24 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*. geotechnik (45), S. 117-121.
- Küpferle, J.; Röttger, A.; Theisen, W.; Alber, M. (2016): *The RUB Tunneling Device - A newly developed test method to analyze and determine the wear of excavation tools in soils*. Tunnelling and Underground Space Technology (59), S. 1-6.
- Milatz, M.; Grabe, J.; Delle, M. (2019): *Bewertung von Verklebungen und Werkzeugverschleiß im Lockergestein anhand von Modellversuchen*. geotechnik (45), S. 59-75.
- Nilsen, B.; Dahl, F.; Holzhäuser, J.; Raleigh, P. (2007): *New Test Methodology for Estimating the Abrasiveness of Soils for TBM Tunneling*. In: RETC, S. 104-116.
- de Oliveira, D. (2018): *EPB Excavation and conditioning of cohesive mixed soils: clogging and flow evaluation*. Dissertation, Queens's University.
- Österreichische Bautechnik Vereinigung (2013): *Merkblatt Abrasivitätsbestimmung von grobkörnigem Lockergestein*. Hg. v. ÖBV. Wien.
- Plinninger, R.J.; Käsling, H.; Popp, T. (2021): *Bestimmung der Abrasivität von Gesteinen mit mineralogisch-petrographischen Verfahren - Empfehlung Nr. 25 des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*. geotechnik (44), S. 123-135.
- Stopp, A.; Feinendegen, M. (2023): *State of the Art der Verschleißprognose im maschinellen Tunnelbau*. Geomechanics and Tunnelling (accepted).
- Thewes, M. (1999): *Adhäsion von Tonböden beim Tunnelvortrieb mit Flüssigkeitsschilden*. Dissertation, Bergische Universität Wuppertal, Shaker Verlag.



# Empfehlungen und Empfehlungsarbeit des Arbeitskreises 3.3 „Versuchstech- nik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.

Dr.rer.nat. Ralf J. Plinninger, Dr. Plinninger Geotechnik, Bernried  
Dr.-Ing. Thomas Frühwirt, Technische Universität Graz  
Dipl.-Ing. Thomas Mutschler, ehem. Karlsruher Institut für Technologie, Pfinztal

*Der 1976 als „Arbeitskreis 19, Versuchstechnik Fels“ gegründete Arbeitskreis 3.3 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. erarbeitet Empfehlungen für felsmechanische Labor- und Feldversuche sowie Messungen im Gebirge und an geotechnischen Bauwerken. In diesen Empfehlungen werden Messprinzipien, die Anforderungen an Geräte sowie Vorgehensweisen für die Durchführung und Auswertung solcher Versuche und Messungen festgelegt. Damit soll erreicht werden, dass felsmechanische Versuchs- und Messergebnisse miteinander vergleichbar sind. In den ersten 45 Jahren seiner Tätigkeit hat der Arbeitskreis insgesamt 25 Empfehlungen publiziert, viele davon bereits in einer zweiten, aktualisierten Neufassung. Die Empfehlungen des AK 3.3 umfassen dabei sowohl thematische Neubearbeitungen, als auch in den nationalen Kontext übertragene internationale Normen und Empfehlungen. Viele der bisher veröffentlichten Empfehlungen sind im weiteren Normierungsprozess in DIN- und EN-Normen überführt worden. Die bis 2020 in der Zeitschrift „Bautechnik“ veröffentlichten Empfehlungen werden seit 2021 in der Fachzeitschrift „geotechnik“ veröffentlicht, ein Sammelband aller bisherigen Empfehlungen ist im Oktober 2022 im Verlag Ernst & Sohn erschienen. Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die Empfehlungen und die aktuelle Empfehlungsarbeit des AK3.3.*

## 1 Aufgaben des AK 3.3

Der Arbeitskreis 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) hat innerhalb der Fachsektion „Felsmechanik“ die Aufgabe, Empfehlungen für die Durchführung von felsmechanischen Labor- und Feldversuchen sowie Messungen im Gebirge und an geotechnischen Bauwerken zu erarbeiten. In diesen Dokumenten werden Messprinzipien, die Anforderungen an Geräte sowie Vorgehensweisen für die Durchführung und Auswertung solcher Versuche und Messungen festgelegt. Damit soll erreicht werden, dass Versuchs- und Messergebnisse miteinander vergleichbar sind

## 2 Historie

Der Arbeitskreis wurde im Jahr 1976 als Arbeitskreis 19 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. (DGEG) ins Leben gerufen. In der Folge der Umbenennung der DGEG in DGGT im Jahre 1994 wurden die Arbeitskreise neu gegliedert und zugeordnet. Seit 1995 ist der Arbeitskreis mit AK 3.3 „Versuchstechnik Fels“ der DGGT benannt und gehört zur Fachsektion 3 „Felsmechanik“.

Der Arbeitskreis wird gemäß der Geschäftsordnung für Arbeitskreise der DGGT von einem Obmann geleitet. Bis dato haben folgende Fachkollegen den Arbeitskreis geleitet:

1976 - 1993	Prof. Dr. Arno Pahl
1993 - 1998	Prof. Dipl.-Ing. Axel Paul
1998 - 2020	Dipl.-Ing. Thomas Mutschler
seit 2020	Dr. Ralf Plinninger
	Stellvertreter: Dr. Thomas Frühwirt

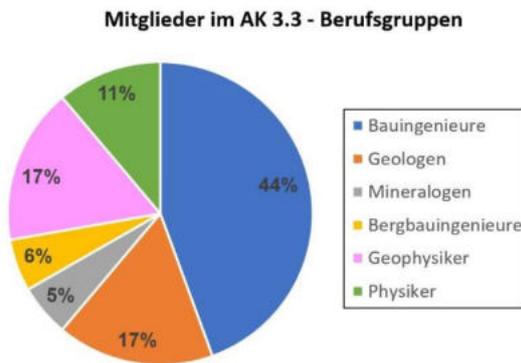


Abbildung 2-1: Symbolische Darstellung des Tätigkeitsspektrums des AK 3.3, im Uhrzeigersinn: Probenahme im Gelände, Triaxialversuch in der Prüfanlage und Probekörper nach Durchführung von Spaltzugversuchen.

### 3 Aktuelle Zusammensetzung

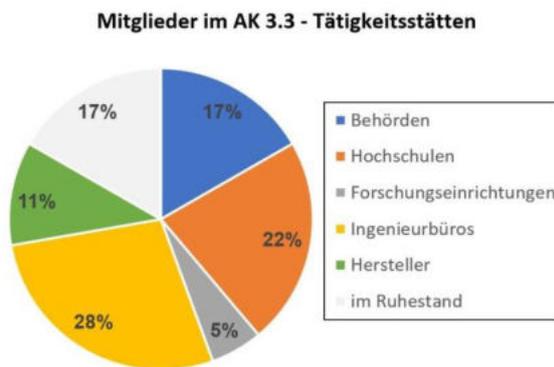
Derzeit gehören dem Arbeitskreis 18 Mitglieder und 5 Gäste an. Die aktuelle Arbeit an einigen Empfehlungen wird darüber hinaus von 5 Sondergästen unterstützt, die ihre spezifische Expertise in die entsprechende Empfehlungsarbeit einbringen.

Die Mitglieder des Arbeitskreises bilden ein Kompetenzteam, das hinsichtlich seiner fachlichen Expertise ebenso wie bezüglich seiner beruflichen Erfahrung das Anwendungsgebiet des felsmechanischen Versuchswesens sehr weit abdeckt. Sie kommen aus den Ingenieur- und Naturwissenschaften (Abbildung 3-1) und sind in Forschung und Lehre, in Fachbehörden sowie in Firmen mit der praktischen Umsetzung von geotechnischen Projekten oder der Herstellung von Versuchs- und Messeinrichtungen befasst (Abbildung 3-2).



Stand 03/2023

Abbildung 3-1: Im AK 3.3 vertretene Berufsgruppen.



Stand 03/2023

Abbildung 3-2: Tätigkeitsstätten der Mitglieder des AK 3.3.

Der AK 3.3 trifft sich turnusmäßig zweimal jährlich zu Plenarsitzungen. Untergruppen („Taskgroups“) richten darüber hinaus für die Erarbeitung entsprechender Empfehlungsvorlagen Spezialsitzungen im kleineren Kreis aus.

Der Arbeitskreis führt seine Kooperation mit den Normenausschüssen NABau 05.03.00 „Baugrund; Laborversuche“ und NABau 05.09.00 „Baugrund; Feldversuche“ sowie den Arbeitskreisen 1.11 „Verschleiß und Verklebung“, 2.10 „Geomesstechnik“ und 3.8 „Geotechnik in der Endlagerung radioaktiver Abfälle“ der DGGT fort und tauscht sich mit diesen aus. Die Kooperationen werden vom Umstand getragen, dass einzelne Mitglieder des AK 3.3 auch Mitglieder der kooperierenden Gremien sind.

### 4 Veröffentlichte Empfehlungen

Die Ursprünge der Empfehlungen des AK 3.3 lagen insbesondere in der Anfangsphase meist in den Empfehlungen der Kommission für Versuchsmethoden der Internationalen Gesellschaft für Felsmechanik, ISRM (Suggested Methods of the Commission on Testing Methods). Themen, für die ein praktischer Bedarf im Bereich der DGGT gesehen wurde, wurden herausgegriffen und Inhalte, die mit den nationalen Erfahrungen übereinstimmen, in die deutsche Sprache übersetzt. Abweichungen zu den Suggested Methods der ISRM rühren daher, dass dort entweder im nationalen Kontext nicht übliche Prozeduren beschrieben werden oder Vorgehensweisen, die im deutschsprachigen Raum den Stand der Technik repräsentieren, fehlen. Die Empfehlungen des Arbeitskreises 3.3 enthielten zudem in der Regel detailliertere Angaben als die Suggested Methods der ISRM.

In den Empfehlungen des AK 3.3 werden felsmechanische Feld- und Laborversuche zu etwa gleichen Teilen abgedeckt. Hydrogeologische Versuche werden bis dato nur in zwei Empfehlungen, Empfehlung Nr. 9: „Wasserdruckversuche im Fels“ und Empfehlung Nr. 26 (in Bearbeitung): „Untersuchung der Permeabilität von geringdurchlässigen Gesteinen“ behandelt (Abbildung 4-1).



Abbildung 4-1: Inhaltliche Ausrichtung der bereits veröffentlichten und in Bearbeitung befindlichen Empfehlungen des AK 3.3.



In zunehmendem Maße werden Empfehlungen auf Basis der spezifischen Expertise im Arbeitskreis neu entwickelt. Diese Empfehlungen haben (noch) keine Entsprechung im internationalen Kontext.

## 5 Publikationen

### 5.1 Veröffentlichung der Empfehlungen

Von 1976 bis 2020 hat der Arbeitskreis 3.3 seine Empfehlungen in der Zeitschrift „Bautechnik“ veröffentlicht. Als Reaktion auf die Veränderung der Medienlandschaft, die fachliche Ausrichtung der Fachzeitschriften und den Status der „geotechnik“ als Organ der DGGT haben die Mitglieder des AK 3.3. im Rahmen einer außerordentlichen Sitzung im Januar 2021 beschlossen, die Empfehlungen des AK 3.3. nicht mehr in der Zeitschrift „Bautechnik“, sondern in der Zeitschrift „geotechnik“ zu veröffentlichen. Dies wurde erstmals mit Erscheinen der Empfehlung Nr. 25 in der Ausgabe 2/2021 der „geotechnik“ umgesetzt.

### 5.2 Sammelband (1. Auflage 2022)

In Zusammenarbeit mit dem Verlag Ernst & Sohn wurde im Herbst 2022 ein Sammelband mit allen bis dato veröffentlichten Empfehlungen Nr. 1 – Nr. 25 in Buchform veröffentlicht (Abbildung 5-1).

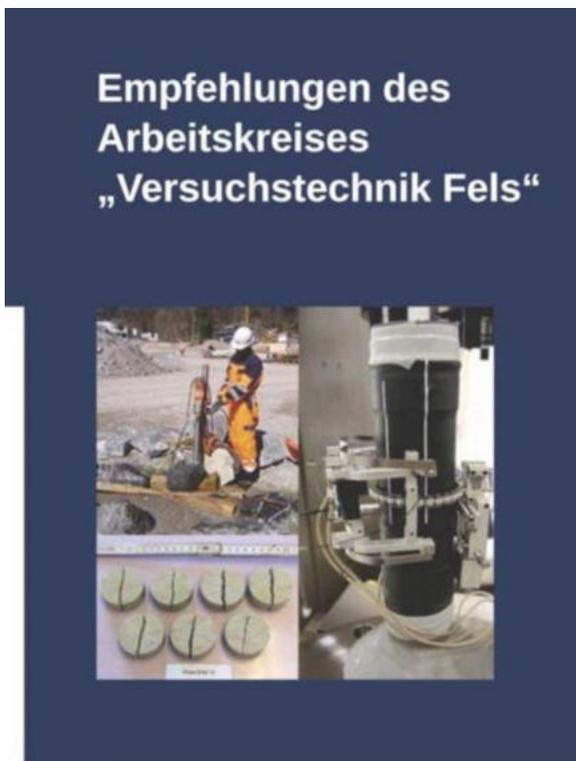


Abbildung 5-1: Buchcover des im Oktober 2022 im Verlag Ernst & Sohn erschienenen Sammelbands „Empfehlungen des Arbeitskreises Versuchstechnik Fels“.

Für den versierten Anwender stellt dieses Kompendium damit erstmals ein kompaktes Nachschlagewerk zur Verfügung. Darüber hinaus verbinden die Herausgeber mit der vorliegenden Buchveröffentlichung aber auch die Hoffnung, die Empfehlungsarbeit des AK 3.3 einem noch breiteren Fachpublikum zugänglich zu machen und damit einen Beitrag zur interdisziplinären Zusammenarbeit in der Geotechnik und zur Lösung geotechnischer Aufgabenstellungen zu leisten.

## 6 Aktuelle Empfehlungsarbeit

Neben der Überarbeitung der teilweise überholten Empfehlungen Nr. 2 „Dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben“ (1979) und Nr. 11 „Quellversuche an Gesteinsproben“ (1986) bearbeitet der AK 3.3 derzeit zwei neue Empfehlungen (E26, E27), die in den folgenden beiden Absätzen kurz vorgestellt werden sollen.

### 6.1 E26 - Permeabilität geringdurchlässiger Gesteine

Die Empfehlung Nr. 26 trägt den Arbeitstitel „Bestimmung der Permeabilität geringdurchlässiger Gesteine im Labor“. Derzeit ist geplant, die Empfehlung Nr. 26 in zwei Teilen zu veröffentlichen, wobei Teil 1 die Durchströmung mit Flüssigkeiten (stationäre / instationäre / oszillatorische Verfahren) und Teil 2 die Durchströmung mit Gasen (stationäre / instationäre Verfahren) behandeln soll.

Die Redaktion des ersten Teils der Empfehlung und die Koordinierung der insgesamt 12 Mitglieder umfassenden Taskgroup obliegen Fr. Dr. Duda (Ruhr-Universität Bochum).

Die neue E26 wird die Untersuchung von Gesteinen mit einer Permeabilität  $< \text{rd. } 10^{-15} \text{ m}^2$  (entspricht einem  $k_f$ -Wert von  $< 10^{-8} \text{ m/s}$ ) behandeln und stellt damit eine Ergänzung nationaler und internationaler Normen und Empfehlungen für Laborversuche an geringdurchlässigen Gesteinen dar.

Anders als die Mehrzahl der Empfehlungen des AK 3.3, die mechanische Fragestellungen im Kontext des Tief-, Tunnel- und Spezialtiefbaus zum Gegenstand haben, ist die Anwendung der Empfehlung Nr. 26 in den Bereichen Geothermie, Endlagerung radioaktiver Abfälle, Kavernenspeicherung, untertägige Deponierung,  $\text{CO}_2$ -Sequestrierung und der Kohlenwasserstoffindustrie zu verorten. Die hier gewonnenen Kennwerte dienen z.B. der Abschätzung der Verlustleistung eines untertägigen Speichers, der Fähigkeit eines Endlagers zum Abführen freierwerdender Gase und Wärme, der Dauer einer vollständigen Rücksättigung, z. B. synthetischer Barrieren in einem atomaren Endlager, Projektierung und Bau von

Strecken- und Schachtverschlüssen im Bergbau oder der Ermittlung der Dichtigkeit von hangenden Schutzschichten über Hohlräumen.

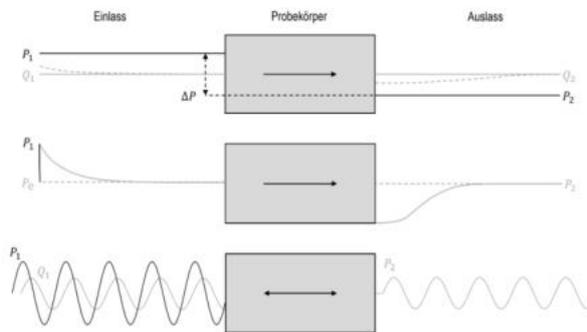


Abbildung 6-1: Beispielhafte, schematische Darstellung von einlassseitigen und auslassseitigen Randbedingungen stationärer (oben), transienter (Mitte) und oszillatorischer (unten) Verfahren zur Bestimmung der intrinsischen Permeabilität.

Die in der Empfehlung Nr. 26 beschriebenen Versuche basieren im Grundsatz auf einer Prüfeinrichtung, in der ein zylindrische Probekörper über seine Endflächen vollflächig durchströmt wird (Abb. 6-1). Je nach Vorgabe des zeitlichen Verlaufs des Porendrucks werden drei Versuchsverfahren beschrieben: stationäre, transiente und oszillatorische Verfahren (Abb. 6-2).

Empfehlung Nr. 26: Bestimmung der intrinsischen Permeabilität von geringdurchlässigen Gesteinen im Labor Teil 1: Bestimmung mit Flüssigkeiten		
Stationäre Verfahren	Transiente Verfahren	Oszillatorische Verfahren
<b>ST1:</b> Stationäres Verfahren mit Porendruck am Auslass  <b>ST2:</b> Stationäres Verfahren ohne Porendruck am Auslass	<b>TR1:</b> Transientes Verfahren mit Gegendruck am Auslass  <b>TR2:</b> Transientes Verfahren mit konstantem Porendruck am Einlass  <b>TR3:</b> Transientes Verfahren ohne Gegendruck am Auslass	<b>OS1:</b> Oszillatorische Porendruckmethode  <b>OS2:</b> Oszillatorische Porenflussmethode

Abbildung 6-2: Übersicht über die für E26 Teil 1 vorgesehenen Versuchsverfahren und Versuchsoptionen.

## 6.2 E27 - Klassifizierung der Zerfallsneigung im kombinierten Trocknungs-Wiederbefeuchtungsverfahren mit Kristallisationsversuch

Die Empfehlung Nr. 27 trägt den Arbeitstitel „Klassifizierung der Zerfallsneigung von Gesteinen im kombinierten Trocknungs-Wiederbefeuchtungsverfahren mit Kristallisationsversuch“. In der Empfehlung wird ein Klassifizierungsversuch für veränderlich feste Gesteine aufgegriffen, der Ende der 2000er-Jahre an der TU München entwickelt wurde (Nickmann, 2009) und seither weite Anwendung in der Baupraxis gefunden hat.

Die Empfehlung wird in Zusammenarbeit mit dem Arbeitskreis 5.1.5 der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV) bearbeitet, die gemeinsame Redaktion haben Fr. Dr. Nickmann (TU München), Hr. Baumgärtel (Obmann des AK 5.1.5 der FGSV) und Hr. Dr. Plinninger (Obmann des AK 3.3 der DGGT) übernommen.

Zielsetzung des Verfahrens ist die Charakterisierung und Klassifizierung von Gesteinen hinsichtlich deren Eigenschaft, auf Änderungen des Wassergehalts und/oder der Temperatur mit Festigkeitsreduzierung bis hin zum Zerfall zu reagieren. Diese Kenntnis ist sowohl für Probenahme, Transport, Herstellung der Probekörper und Prüfung derartiger Gesteine relevant, als auch für eine zutreffende Beurteilung geotechnischer und bautechnischer Fragestellungen, wie z. B. Standsicherheit, Lösen, Laden, Fördern, Aufbereiten, Zwischenlagern, Einbauen, Verdichten oder die Verwendung als Baustoff.

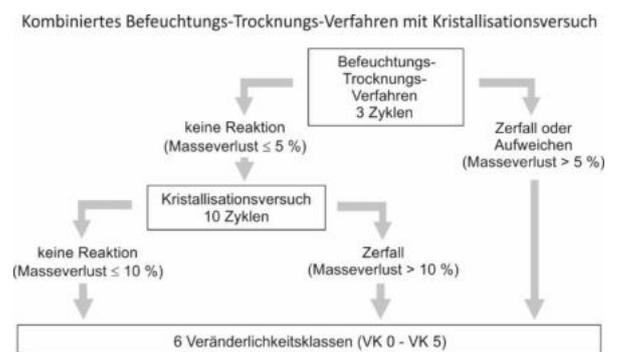


Abbildung 6-3: Ablaufschema des in der E27 behandelten Versuchsablaufs.

Das in der E27 beschriebene Verfahren (Abb. 6-3, 6-4) ergänzt die Versuchsverfahren der 24-stündigen Wasserlagerung nach DIN EN ISO 14689 und des Siebtrommelversuchs nach DGGT-Empfehlung Nr. 20. Gegenüber dem einmaligen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 erlaubt das Verfahren auch eine Beurteilung von Gesteinen, die erst



nach vorhergehender Trocknung zerfallen oder die eine mittel- bis langfristige Zerfallsneigung aufweisen.

Gegenüber dem Siebtrommelversuch der DGGT-Empfehlung Nr. 20 zeichnet sich das Verfahren durch einen geringeren apparativen Aufwand aus. Zudem erfolgt keine zusätzliche mechanische Einwirkung auf die Probe.



Abbildung 6-4: Beispiele für die Fotodokumentation des Kristallisationsversuchs an verschiedenen Sandsteinen, jeweils Anfangszustand und Zustand nach 5 bzw. 10 Zyklen.

## 7 Ausblick

Die Weiterentwicklung von Bauverfahren, Erkundungsanforderungen, Bauverträgen und Messtechnik in einem breit gefächerten Anwendungsspektrum, das von Bergbau über Tiefbau, Tunnelbau und Spezialtiefbau bis hin zur Lagerstätten erkundung, zur Geothermie und zur Erkundung von Speicher- und Endlagermöglichkeiten für Rohstoffe und Abfälle reicht, stellt hohe und ständig wachsende Anforderungen an Labor- und Feldversuche im Fels.

Der AK 3.3 wird sich dieser Entwicklungen auch in Zukunft annehmen. Im Rahmen der turnusmäßigen halbjährlichen Plenarsitzungen werden Anforderungen aus der Wirtschaft reflektiert, etablierte Versuchsverfahren im Fels hinsichtlich einer Bearbeitung als Empfehlung geprüft, sowie bestehende Empfehlungen modernisiert und überarbeitet.

## Literaturverzeichnis

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2022): *Empfehlungen des Arbeitskreises „Versuchstechnik Fels“*, 1. Auflage, 371 Seiten, Berlin: Ernst & Sohn.

DIN – Deutsches Institut für Normung e.V.: *DIN EN ISO 14689:2018-05: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels*, 37 Seiten, Berlin: Beuth Verlag.

Nickmann, M. (2009): *Abgrenzung und Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieur-geologischen Aspekten*. - Münchner Geologische Hefte, Reihe B, Heft 12, München.





# BIM im Tunnelbau - Neue Empfehlungen vom Deutschen Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. - DAUB

Dipl.-Ing. Stephan Frodl, Ed. Züblin AG, Stuttgart

*Der Deutsche Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) hat mehrere Empfehlungen erarbeitet und veröffentlicht, mit dem Ziel, eine Standardisierung für die Anwendung der BIM Methode im Untertagebau zu erreichen. Im vorliegenden Beitrag werden die vom DAUB-Arbeitskreis „BIM im Tunnelbau“ erarbeiteten Empfehlungen vorgestellt und der Inhalt erläutert.*

## 1 Einleitung

Bei der Anwendung der BIM-Methode werden 3D-Modelle mit verschiedenen Informationen verknüpft. Für eine einfachere Herstellung der Beziehungen zwischen 3D-Modell und Informationen müssen die unterschiedlichen Objekte eindeutig benannt werden.

Um einen möglichst fehlerfreien Fluss der Informationen zu gewährleisten, ist ein einheitliches Verständnis des Informationsmanagements erforderlich. Hierfür sind die Themen Identifikation der Informationsanforderung (AIA / EIR), Erstellung des Informationsangebotes (BAP / BEP) und Informationslieferung (Data Drops) sowie Dateninteroperabilität einheitlich zu beschreiben. Die Modellstruktur und Modellinhalte sowie die geometrische Genauigkeit LOG und der Informationsgrad LOI sind festzulegen.

Auch für die Erstellung eines Baugrundmodells ist eine einheitliche Struktur und Benennung der Objekte des Baugrundes von Nöten. Es muss ein allgemeingültiges Verständnis eines Baugrundmodells geschaffen und dessen Aufbau und den darin enthaltenen Informationen definiert werden. Es ist eine einheitliche Benennung und Codierung anzuraten.

Insbesondere für die Erstellung eines modellbasierten Leistungsverzeichnisses sind eindeutige Merkmale für die Beschreibung der Leistungen und die Mengenabfragen der unterschiedlichen Objekte notwendig. Es ist erforderlich, dass allgemeingültige Bezeichnungen von Objekten angewendet und die Merkmale und deren Werte übergreifend einheitlich definiert werden.

Unabhängig von den Objektbezeichnungen und die Benennung der Merkmale von Objekten spielen im Untertagebau die zu erwartenden Verformungen sowie die für die Herstellung erforderlichen Vorhaltemaße und Überhöhungen eine maßgebende Rolle. Um kollisionsfreie Modelle zu erhalten und präzisere Mengen aus den Modellen abfragen zu können, ist eine Modellierung inklusive Vorhaltemaße und Überhöhungen unerlässlich.

Der Deutsche Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) hat zu den vorgenannten 5 Aspekten jeweils eine Empfehlung erarbeitet, mit dem Ziel, eine Standardisierung für BIM im Untertagebau zu erreichen.

Im vorliegenden Beitrag werden die vom DAUB-Arbeitskreis „BIM im Tunnelbau“ erarbeiteten Empfehlungen vorgestellt und deren Inhalt erläutert.

## 2 Entstehung der Empfehlungsreihe

Der DAUB hat im Jahr 2018 den Arbeitskreis BIM im Tunnelbau (BiT) ins Leben gerufen, um die Umsetzung und Anwendung der BIM-Methodik im Untertagebau voranzutreiben. Der Arbeitskreis, welcher sich aus Mitgliedern von Auftraggebern, Unternehmen, der Wissenschaft und von Planern zusammensetzt, hat 2019 die erste Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - BIM im Untertagebau“ veröffentlicht. Diese fand sehr großes Interesse und steht mittlerweile neben der deutschen Fassung in den Sprachen Englisch und Spanisch zur Verfügung. Es zeigte sich jedoch bereits beim Verfassen des Dokuments, dass weitere, vertiefende Empfehlungen nötig sind, um die BIM-Methodik in der Praxis anwenden zu können. Als besonders wichtig wurde die Definition von einheitlichen Benennungen der Objekte und standardisierten Modellstrukturen erkannt.

Somit wurde mit der Erarbeitung eines Objektkataloges und zugehörigen Merkmalen begonnen. Mit der Empfehlung "Modellanforderungen - Teil 1, Objektdefinition, Codierung und Merkmale" wurde 2020 ein umfangreicher Objektkatalog erarbeitet und als native Exceldatei auf der Webseite des DAUB zum Download zur Verfügung gestellt.

Die Empfehlungsreihe wurde 2022 mit den vier Teilen "Teil 2, Informationsmanagement", "Teil 3, Baugrundmodell", "Teil 4, Modellbasierte Leistungsverzeichnisse" und "Teil 5, Vorhaltemaße und Überhöhungen" fortgesetzt.

In Abbildung 2-1 sind alle Empfehlungen des DAUB-Arbeitskreises in der Übersicht aufgeführt. Alle Empfehlungen können von der DAUB-Internetseite unter nachfolgender Adresse kostenlos heruntergeladen werden (<https://www.daub-ita.de/publikationen/empfehlungen/>). Auch der Objektkatalog und weiter Tabellen können als native und bearbeitbare Dateien zur eigenen Verwendung heruntergeladen werden.

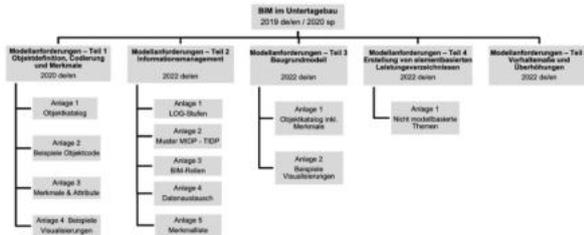


Abbildung 2-1 Übersicht DAUB-Empfehlungen

### 3 Die einzelnen Dokumente der Empfehlungsreihe

#### 3.1 Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - BIM im Untertagebau

Mit dem Stufenplan „Digitales Planen und Bauen“ des Deutschen Bundesministerium für Verkehr und Digitale Infrastruktur wurde eine verbindliche Nutzung von BIM bei öffentlichen Infrastrukturprojekten vorgeschrieben. In diesem Stufenplan wurden unter anderem auch 20 Anwendungsfälle (AwF) definiert. Die BIM-Methodik wurde inzwischen durch den „Masterplan BIM Bundesfernstraßen“ weiter konkretisiert. Auch die Deutsche Bahn AG schreibt die Anwendung von BIM in ihrer „BIM-Strategie zur Implementierung von Building Information Modeling (BIM) im Vorstandsressort Infrastruktur“ in den nächsten Jahren verbindlich vor.

Um die im Stufenplan genannten Vorgaben verständlicher und greifbarer zu machen, wurden mit der Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - BIM im Untertagebau“ diese Definitionen für den Untertagebau „übersetzt“ und mit entsprechenden Beispielen und Erläuterungen versehen. Dies führte in der Fachwelt zu einem deutlich besseren Verständnis für die BIM-Methodik und deren Anwendung im Untertagebau.

#### 3.2 Modellanforderungen - Teil 1, Objektdefinition, Codierung und Merkmale

##### 3.2.1 Objektkatalog

In der Empfehlung „Modellanforderungen - Teil 1, Objektdefinition, Codierung und Merkmale“ wurde ein umfangreicher Katalog erstellt, der Begriffe für

zahlreiche Gegenstände enthält, die im Zusammenhang mit der Herstellung von Untertagebauwerken gebräuchlich sind. Im erstellten Objektkatalog wird eine strukturierte Sammlung zahlreicher Objekte, die zur Modellierung eines Untertagebauwerkes erforderlich sind, zur Verfügung gestellt.

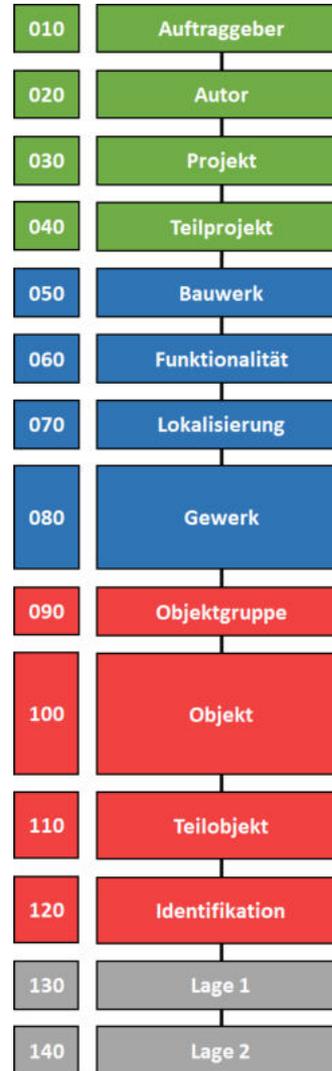


Abbildung 3-1 Vollständige Objektstruktur

Die Strukturierung erfolgt in insgesamt 14 Ebenen, welche von „010“ bis „140“ klassifiziert werden (siehe Abbildung 3-1). Die ersten Ebenen von „010“ bis „040“ geben Auskunft über den Auftraggeber, den Modellautor und das Projekt. Damit ist ein Projekt eindeutig zu identifizieren. Die Ebenen „050“ bis „080“ spiegeln eine Untergliederung von Bauwerken, Abschnitten und Gewerke innerhalb eines Projektes wider. Somit können in einem Projekt entsprechende Unterscheidungen getroffen werden. Die Ebenen „100“ und „110“ stellen die eigentlichen Objekte dar. Hinter den Objekten und Teilobjekten verbergen sich sämtliche Bauteile, Elemente, Geräte und Einrichtungen. Die Unterteilung der Objekte in Teilobjekte ist dazu

gedacht, um Objekte wie z.B. eine Ankergruppe in einzelne Anker weiter zu unterteilen. Die Ebene „090“ stellt eine Gruppierung von Objekten dar. Damit können z.B. sämtliche Objekte, die für eine „Hohlraumsicherung“ benötigt werden, zusammengefasst werden. Die Ebene „120“ bietet die Möglichkeit, einzelne gleichartige Objekte zu unterscheiden, indem sie eine Nummerierung erhalten, wie dies z.B. bei den Innenschalenblöcken mit einer Blocknummer üblich ist. Denkbar sind auch Angaben von Stationierungen oder Ankernummern usw. Als letztes bieten die beiden Ebenen „130“ und „140“ noch die Möglich-



keit eine Unterscheidung in Querrichtung zur Tunnelachse abzubilden, wie dies z.B. bei einem mehrteiligen Ausbruchsquerschnitt mit rechtem und linkem Ulmenstollen, Kalotte, Stross und Sohle erforderlich ist (siehe Abbildung 3-2).

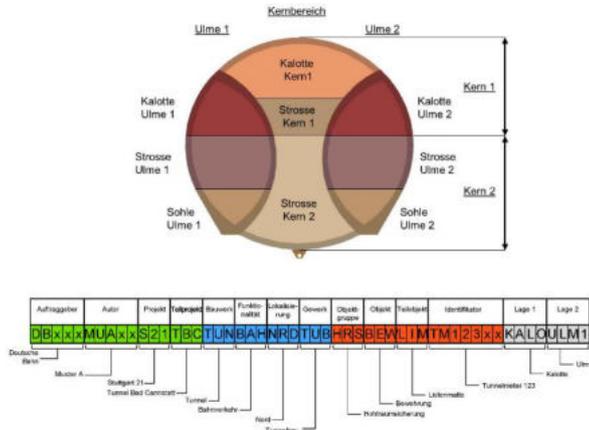


Abbildung 3-2 Beispiel einer Objektcodierung

### 3.2.2 Objektcodierung

Zusammen mit dem Objektkatalog wurde eine Objektcodierung eingefügt. Diese Codierung dient dazu, alle Objekte mit einem eindeutigen Code oder einer eindeutigen ID zu versehen. Mit Hilfe einer solchen Codierung können Objekte gezielt gefiltert oder mit Prozessen verknüpft werden. Dies ist z.B. entscheidend, wenn unterschiedliche Objekte eines Modells mit einzelnen Positionen einer Leistungsbeschreibung zugeordnet und die Mengen aus dem Modell ermittelt werden sollen.

Die Codierung besteht in jeder Ebene aus einer fest definierten Anzahl an Ziffern, die vorwiegend aus Buchstaben bestehen, aber auch Numerische Werte enthalten können. Wichtig hierbei ist, dass jedes Codesegment eindeutig ist und nur einmal im Katalog verwendet wird. In Abbildung 3-2 ist die Codierung für einen Ulmenstollen dargestellt. Durch die Farbliche Unterscheidung ist die Strukturierung entsprechend der Abbildung 3-3 zu erkennen.

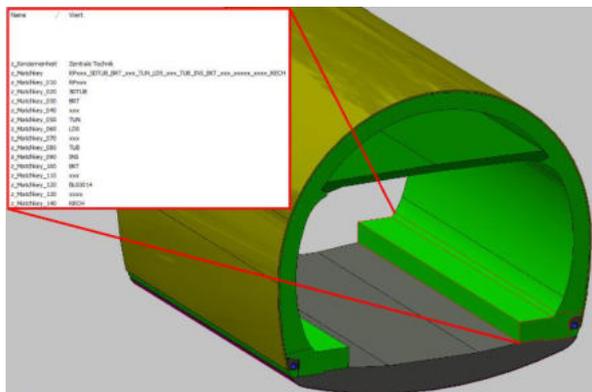


Abbildung 3-3 Objektcodierung im Modell

In Abbildung 3-3 ist ein Beispiel gezeigt, wie die Codierung im Modell aussehen kann. In diesem Beispiel wurde für die einzelnen Codesegmente separate Merkmale erstellt. Aus den einzelnen Merkmalen mit den entsprechenden Codesegmenten wird ein vollständiger Objektcode automatisiert zusammengesetzt und in einem weiteren Merkmal angegeben.

### 3.2.3 Merkmale

Im Teil 1 der Empfehlung wurde bereits eine umfangreiche Auflistung mit Merkmalen zu ausgewählten Objekten erstellt. Diese Auflistung dient dazu, ein besseres Verständnis für die Merkmale und deren Attribute sowie die Zusammenhänge zu den Objekten zu vermitteln. Die Liste der Merkmale ist bei weitem nicht vollständig.

## 3.3 Modellanforderungen - Teil 2, Informationsmanagement

Wie im Namen der Methodik „BIM – Building Information Modelling“ bereits erkennbar ist, liegt neben dem Modellieren ein wesentlicher Schwerpunkt in den Informationen. Da der Umgang mit der Vielzahl von Informationen und Modellen sehr komplex sein kann, sind auch hier einheitliche Definitionen und Regelungen unerlässlich. In der Empfehlung „Modellanforderungen - Teil 2, Informationsmanagement“ wird deshalb das grundlegende Verständnis des Informationsmanagements erläutert und aufgezeigt, damit mittels einheitlicher Strukturen und Prozesse der Informationsaustausch, die Informationsverwaltung sowie die Zurverfügungstellung der Informationen in der Projektabwicklung im Untertagebau deutlich verbessert werden. Es werden allgemeingültige Prozesse beschrieben und in Bereichen auf untertagebauspezifische Belange und Aspekte eingegangen. Neben einer Einführung und der Darstellung der theoretischen Ansätze sowie der aktuell vorhandenen Normen und Richtlinien werden Themen wie die der Identifikation von Informationsanforderung (AIA / EIR), über die Erstellung des Informationsangebotes (BAP / BEP) und über die Informationslieferung (Data Drops) bis zur Dateninteroperabilität beschrieben. Ebenso wird auf die Modellstruktur und Modellinhalte sowie auf die geometrische Genauigkeit LOG und den Informationsgrad LOI bzw. den LOIN eingegangen.



Abbildung 3-4 Möglichkeiten zur Verortung der Data Drops

Da die Festlegung für die Übergabe von Informationen zu bestimmten Zeitpunkten ein wesentlicher Aspekt bei der Anwendung der BIM-Methodik ist, wird auch besonders auf die sogenannten Data Drops eingegangen. In Abbildung 3-4 sind zwei mögliche Szenarien der Data Drops in Bezug auf die Vergabestrategie dargestellt.

Was im Teil 1 der Empfehlungsreihe mit der Auflistung von Merkmalen für ausgewählte Objekte begonnen wurde, ist im Teil 2 weitergeführt worden. Es wurde ein umfangreicher Merkmalskatalog erstellt, der ca. 500 Merkmale mit den zugehörigen Attributen umfasst. Aber auch dieser Merkmalskatalog ist nur ein Anfang und noch nicht vollständig.

Neben den Merkmalen für die Objekte der Bauwerke wurden auch Merkmale für die Beschreibung des Baugrundes definiert (siehe hierzu Abschnitt 3.4).

Da die Übersichtlichkeit und die Handhabung der Merkmale nicht mehr mit Hilfe einer Tabellenverarbeitungssoftware zu gewährleisten ist, sollen die Merkmale zukünftig in eine Datenbank überführt werden. Die Inhalte der Datenbank sollen frei zugänglich sein. Da im Herbst 2022 das BIM-Portal des Bundes gestartet wurde, ist man derzeit bestrebt, die Objekte des Objektkataloges und die zugehörigen Merkmale aus dem Merkmalskatalog in das BIM-Portal des Bundes zu integrieren und darüber zur Verfügung zu stellen (<https://via.bund.de/bim/infrastruktur/landing>).

### 3.4 Modellanforderungen - Teil 3, Baugrundmodell

Die Modellierung des Baugrundes stellt besondere Herausforderungen dar, da die Erfassung und Beschreibung des Baugrundes um ein Vielfaches komplexer ist als von Bauteilen eines Bauwerkes. Im Untertagebau stellt der Baugrund jedoch ein wesentliches Element des Bauwerkes dar, da er nicht nur als Einwirkung das Bauwerk belastet, sondern auch zur Lastabtragung und Stützung des Bauwerkes herangezogen wird. Eine gewissenhafte Erkundung und die daraus abgeleitete möglichst realistische Abbildung inklusive Beschreibung des Baugrundes ist notwendig, da diese die wesentlichen Grundlagen für die Lage des Bauwerks, dessen Abmessungen und das Herstellverfahren darstellen. Da das Bauwerk und der Baugrund in einer direkten Wechselbeziehung stehen, sollte das digitale, objektbasierte Baugrundmodell eine vergleichbare Struktur bzw. Systematik wie das Bauwerksmodell aufweisen. Somit können beide Modelle als Fachmodelle in einem Gesamtmodell zusammengeführt werden.

In der Empfehlung „Modellanforderungen – Teil 3, Baugrundmodell“ werden die Anforderungen an das Modell des Baugrundes und die Gliederung bzw. der Aufbau des Modells ausführlich beschrieben. Die Systematik der Modellstruktur des Baugrundmodells

berücksichtigt die Anforderungen an das Modell sowie die darin enthaltenen bzw. damit verknüpften Informationen.

Das Baugrundmodell setzt sich aus mehreren Sub-Fachmodellen zusammen, welche unterschiedliche Inhalte des Baugrunds repräsentieren. Die Sub-Fachmodelle gliedern sich in ein „GeoDoku Modell“ (Faktenmodell) und mehrere interpretierte Modelle (Interpretationsmodell), das „Geologiemodell“, das „Geotechnikmodell“, das „Hydrogeologiemodell“ und das „Streckenabschnittsmodell“. In Abbildung 3-5 wird die Struktur des Fachmodells Baugrund und den Zusammenhang der Sub-Fachmodelle veranschaulicht. Die einzelnen Subfachmodelle werden nachfolgend noch genauer beschrieben.

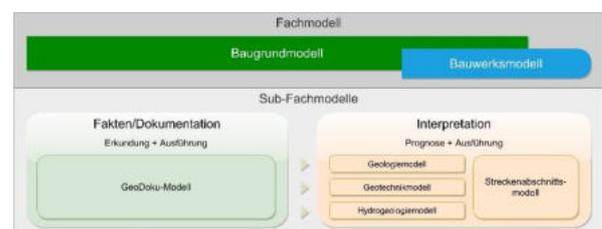


Abbildung 3-5 Struktur des Fachmodells Baugrund

Um den Aufbau und die Strukturierung eines Baugrundmodells analog zur im Teil 1 der Empfehlungsreihe beschriebenen Systematik erstellen zu können, wurden auch für den Baugrund zahlreiche Objekte und zugehörige Merkmale samt Attributen definiert. Die Objekte und Merkmale für den Baugrund werden mit der Empfehlung zum Download zur Verfügung gestellt. Die neuen Objekte für das Baugrundmodell werden noch in den Objektkatalog mit aufgenommen. Dieser wird anschließend in einer neuen Version veröffentlicht werden. Ebenso werden die Merkmale für den Baugrund in den Merkmalskatalog mit aufgenommen.

#### 3.4.1 GeoDoku-Modell

Das GeoDoku-Modell umfasst alle verwendeten Grundlagendaten, die als Fakten für die Baugrundmodellierung zur Verfügung stehen. Es dient auch zur Dokumentation der verwendeten Daten und Informationen. Diese bestehen aus geologischen Bestandsdaten aus vorhandenen Quellen, wie z.B. aus offiziellen Karten, geologischen Dokumentationen vorhandener Bauwerke und ähnlichen. Insbesondere enthält es aber die Ergebnisse der Baugrunderkundung (Kartierung, Aufschlusskampagne, Labor- und in-situ-Versuche). Der Gewinn an Erkenntnis ist nicht auf die eigentlichen Erkundungsphasen beschränkt, sondern umfasst auch die Baugrunderkundung während der Ausführung.



### 3.4.2 Geologiemodell

Das Geologiemodell (Interpretationsmodell) bildet die Interpretation des geologischen Aufbaus des Modellbereichs ab. Der Detaillierungsgrad im Geologiemodell kann in Abhängig vom Anwendungsfall und der Projektphase variieren. Ein wesentlicher Faktor ist die vorhandene Menge und Qualität der geologischen Informationen in den verschiedenen Projektphasen.

Auf Basis des GeoDoku-Modells werden geeignete geologische Homogenbereiche oder Einheiten definiert, so wie dies auch in der Vergangenheit in der klassischen Planung erfolgt. Die Modellierung von Volumenkörpern und deren Abgrenzung ergibt sich durch die vom Ersteller des Geologiemodells definierten Kriterien und dessen Interpretationen der Geologie.

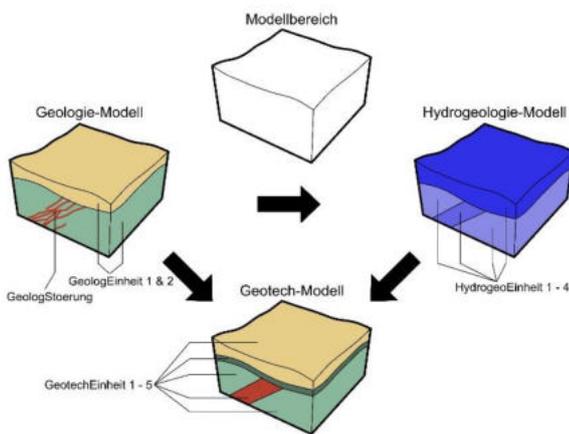


Abbildung 3-6 verschiedener Sub-Fachmodellen und deren mögliche Überlagerung

### 3.4.3 Geotechnikmodell

Das Geotechnikmodell ist ebenfalls eine Interpretationsmodell und verortet die „geotechnischen Einheiten“, die projektspezifisch vom Projektverfasser Baugrund festgelegt werden. Dies geschieht in der Regel auf Basis von bestehenden Normen und Richtlinien (Homogenbereich gemäß DIN 18300 ff, Gebirgsarten gemäß ÖGG Richtlinien, ...). Diese Einheiten unterteilen den Baugrund spezifisch für klar definierte Verwendungszwecke und Projektphasen. In einem Projekt können für verschiedene Anwendungsfälle und Projektphasen mehrere Geotechnikmodelle mit unterschiedlich festgelegten geotechnischen Einheiten verwendet werden.

### 3.4.4 Hydrogeologiemodell

Das Hydrogeologiemodell (Interpretationsmodell) beinhaltet eine Charakterisierung und Einteilung des Baugrunds hinsichtlich hydrogeologisch relevanter Eigenschaften. Die zeitliche Veränderlichkeit des Grundwasserspiegels stellt eine Herausforderung

bei der Modellierung und Visualisierung des Grundwassers dar. Dabei erfordert die hydrogeologische Modellierung oft aufwändige mathematische Berechnungen, für die bei großräumigen Untersuchungen auf numerische FE-/FD-Modellierung der Grundwasserdruckfläche zurückgegriffen wird. Für kleinräumige (Detail-)Betrachtungen, frühe Projektstadien und einfache hydrogeologische Systeme kann eine analytische Berechnung bzw. fachtechnische Festlegung hinreichend genau sein.

### 3.4.5 Streckenabschnittsmodell

Das Streckenabschnittsmodell (Interpretationsmodell) stellt den wichtigen Bezug zwischen den Sub-Fachmodellen GeoDoku (Grundlagendaten) und interpretierten Modellen zum Untertagebauwerk dar. Dieses Modell beinhaltet die Informationen entsprechend einem Tunnelbautechnischen Prognoselängsschnitt oder einem Tunnelbautechnischen Rahmenplan. Das Streckenabschnittsmodell entspricht den aus der bisherigen Planungsmethode vertrauten „Tunnelbändern“ unterhalb eines geologischen Längsschnittes. Die modellierten Abschnitte entlang der Tunnelachse stellen die Bereiche mit gleichen thematischen Eigenschaften dar (siehe Abbildung 3-7).

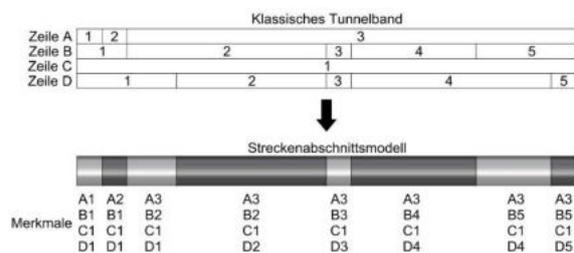


Abbildung 3-7 Konzeptionelle Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem klassischen Tunnelband und dem Streckenabschnittsmodell.

An den einzelnen Objekten des Streckenabschnittsmodells werden sämtliche Informationen verortet bzw. verknüpft, die zu diesem Abschnitt relevant sind, und können im Modell abgerufen werden.

### 3.5 Modellanforderungen - Teil 4, Modellbasierte Leistungsverzeichnisse

Um möglichst automatisiert Mengen aus einem Modell abfragen und ein modellbasiertes Leistungsverzeichnis erstellen zu können, bedarf es einer hohen Standardisierung. In der Empfehlung „Modellanforderungen - Teil 4, Modellbasierte Leistungsverzeichnisse“ werden das Zusammenspiel von Modell und Leistungsverzeichnis sowie die Abhängigkeiten erläutert. In Abbildung 3-8 ist dies schematisch darge-

stellt. Besonders wichtig ist auch hier die standardisierte Definition von Objekten, Merkmalen und deren Attributen, um die Objekte und die Mengen den richtigen Positionen zuweisen zu können.

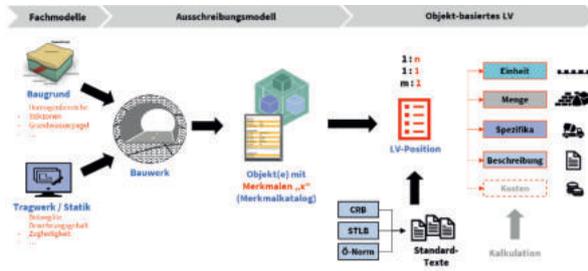


Abbildung 3-8 Schema zur objektbasierten LV-Erstellung

Hierfür ist allerdings auch entscheidend, dass einheitliche Standardleistungsbeschreibungen existieren und angewendet werden. Hier existiert ein dringender Handlungsbedarf.

### 3.6 Modellanforderungen - Teil 5, Vorhaltemaße und Überhöhungen

Die in der 2D-Planung bisher übliche Vorgehensweise, Regelquerschnitte nach den Soll-Vorgaben planerisch darzustellen und erforderliche Überhöhungen und Vorhaltemaße in der Ausführung anzuwenden, ist in der 3D-Planung nicht zielführend. Um kollisionsfreie Modelle zu erhalten und realistische Mengen aus den Modellen ableiten zu können, ist die Berücksichtigung von Vorhaltemaßen und Überhöhungen bei der Modellierung unerlässlich (siehe Abbildung 3-9). In der Empfehlung „Modellanforderungen - Teil 5, Vorhaltemaße und Überhöhungen“ wird die Notwendigkeit für dieses Vorgehen erläutert und konkrete Vorgaben für die Modellierung gegeben.

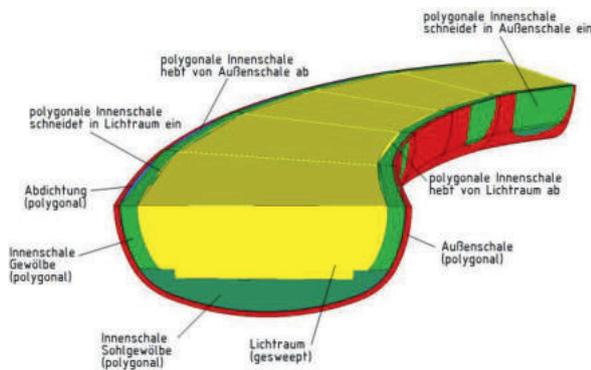


Abbildung 3-9 Kollisionsbehaftetes Modell bei Vernachlässigung von Vorhaltemaßen und Überhöhungen

## 4 Ausblick

Die hier vorgestellten Empfehlungen und Grundlagen bilden einen Grundstein zur Standardisierung

der BIM-Methodik im Untertagebau. Der Objektkatalog und die Merkmale mit Attributen sind frei zugänglich und sollen in Zukunft über das BIM-Portal des Bundes der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt werden. Der Objektkatalog wird stetig erweitert und in einer aktualisierten Version veröffentlicht.

Das Baugrundmodell im BIM-Kontext steht noch an den Anfängen. Mit den hier vorgestellten Empfehlungen besteht die Erwartung, dass die Baugrundmodellierung verstärkt zur Anwendung kommt. Auch hier werden die Erfahrungen zu zukünftigen Ergänzungen in den Empfehlungen führen.

Neben den dargelegten Themen der Überhöhungen im Untertagebau und der modellbasierten Mengenermittlungen mit LV-Erstellung bestehen jedoch auch noch weitere Themenfelder wie z.B. Abrechnung und Controlling, die bisher noch nicht betrachtet wurden. Auch hier sind noch weitere Empfehlungen zu erwarten.

## Literaturverzeichnis

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2015). „Stufenplan Digitales Planen und Bauen“, BMVI

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2021). „Masterplan BIM Bundesfernstraßen“, BMVI

DB AG (2019). „BIM-Strategie, Implementierung von Building Information Modelling (BIM) im Vorstandsresort Infrastruktur der Deutschen Bahn AG“, Deutsche Bahn AG

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2019). DAUB-Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - BIM im Untertagebau“, DAUB

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2020). DAUB-Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - Modellanforderungen – Teil 1“, DAUB

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2022). DAUB-Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - Modellanforderungen – Teil 2, Informationsmanagement“, DAUB

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2022). DAUB-Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - Modellanforderungen – Teil 3, Baugrundmodell“, DAUB

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2022). DAUB-Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - Modellanforderungen – Teil 4, Modellbasierte Leistungsverzeichnisse“, DAUB

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V. (2022). DAUB Empfehlung „Digitales Planen, Bauen und Betreiben von Untertagebauten - Modellanforderungen – Teil 5, Vorhaltemaße und Überhöhungen“, DAUB



# Fachmodell Baugrund und BIM - Möglichkeiten und derzeitige Grenzen am Beispiel von Infrastrukturprojekten

M.Sc. Angela Hauger, Boley Geotechnik GmbH, München

Dr.-Ing. Lisa Wilfing, Boley Geotechnik GmbH, München

B.Sc. Tilman Sandner, Boley Geotechnik GmbH, München

Prof. Dr. Joachim Michael, Quick und Kollegen – Ingenieure und Geologen GmbH,  
Darmstadt

*In den vergangenen Jahren hat die Relevanz des Building Information Modeling (BIM) in der Geotechnik stark zugenommen. In dem folgenden Beitrag werden die Möglichkeiten und derzeitige Grenzen bei der Planung von großflächigen Bauprojekten mit langen Strecken- und Ingenieurbauwerken aus Sicht der Boley Geotechnik GmbH erläutert. Hierbei wird am Beispiel der DB-NBS Gelnhausen – Fulda sowie des AD Köln-Heumar berichtet. Für die Erstellung des 3D-Baugrundmodells wurde das Programm Leapfrog Works® (4.6.0) von SEEQUENT LIMITED (2022) verwendet. Im Zuge der Projektbearbeitung hat sich gezeigt, dass Erfahrungen mit der Erstellung von 3D-Baugrundmodellen in dieser Größenordnung innerhalb der Baubranche weiterhin nur spärlich vorliegen. Im Rahmen der Veröffentlichung wird die Modellierung von großflächigen Bauprojekten mit komplexen Baugrundverhältnissen dargelegt. Herausforderungen entstehen beim Datenaustausch mit BIM-Plattformen (Einlesen des IFC-Datenformat) und dem Einlesen von Erkundungsdaten. Es zeigt sich, dass einer detaillierten und spezifizierten Vorbereitung bezüglich der Vorgaben an Planungsgrundlagen bereits im Zuge der Ausschreibung ein hoher Stellenwert eingeräumt werden muss. Die Chancen der 3D-Baugrundmodellierung lassen sich vor allem im Rahmen von Großprojekten an einer übersichtlichen Darstellung mit hoher Informationsdichte, einfachen Schichtmodellen und Zugänglichkeit der Öffentlichkeit zu fachspezifischen Fragestellungen zusammenfassen.*

## 1 Einleitung

Das Bauwesen befindet sich in einem bedeutenden digitalen Wandel der Planung, der Ausführung und des Betriebs. Building Information Modeling (BIM) erfordert insbesondere im Bereich der Geotechnik vor allem das Verständnis für und den Umgang mit Softwarelösungen und stellt neben den hierfür erforderlichen technischen Voraussetzungen (leistungsfähige EDV-Infrastruktur und Datenleitungen) im Unternehmen auch an die Bearbeiter umfassende Herausforderungen und Kenntnisse -nicht nur für den Modellierungsprozess, sondern auch für den Austausch digitaler Informationen mit den Projektbeteiligten.

BIM ist ein modellbasierter Prozess, in dem zunächst die Planung, dann die Ausführung eines Bauvorhabens sowie dessen Betrieb abgebildet werden sollen. Hierzu werden in einem digitalen Gesamtmodell die verschiedenen Teil- und Fachmodelle mit speziellen BIM-Softwarelösungen integrativ bearbeitet.

Über die Herausforderungen für die Anwendung der BIM-Methode, insbesondere bei der Planung von

großflächigen Bauprojekten mit langen Strecken- und Ingenieurbauwerken, wird am Beispiel der DB-Neubaustrecke (NBS) Gelnhausen – Fulda sowie des Autobahndreiecks (AD) Köln-Heumar berichtet. Das Projektgebiet der NBS Gelnhausen – Fulda stellt aus geotechnischen, geologischen, hydrogeologischen und im Hessischen Mittelgebirge teilweise auch aus morphologischen Gründen besondere Anforderungen an die Baugrunderkundungsmaßnahmen. Es handelt sich überwiegend um Gesteine der Germanischen Trias (Buntsandstein und Muschelkalk), d.h. um Einheiten des Deckgebirges, deren ursprünglich horizontal gelagerte Schichten durch wiederholte tektonische Prozesse geklüftet, gekippt und verlagert wurden.

Der anstehende Baugrund des AD Heumar ist geprägt durch anthropogene Eingriffe. Tief liegende, mächtige Auffüllungen sowie Anschüttungen sind u.a. auf Nasskiesabbau und früheren Bautätigkeiten zur Errichtung der Bestandsbauwerke zurückzuführen. Die Böden weisen teils niedrige Lagerungsdichten bzw. weiche Konsistenzen auf. Die geologischen Gegebenheiten sind vor allem hinsichtlich der Erstellung des 3D-Baugrundmodells und der Festlegung



von Homogenbereichen als Herausforderung zu betrachten.

Im Zuge der Projektbearbeitungen hat sich gezeigt, dass Erfahrungen mit der Erstellung von 3D-Baugrundmodellen in dieser Größenordnung innerhalb der Baubranche weiterhin nur spärlich vorliegen. Im Rahmen der Veröffentlichung wird dargelegt, wie die Modellierung großflächiger Bauprojekte mit komplexen Baugrundverhältnissen erfolgen kann, welche Herausforderungen an die Bearbeitung gestellt werden und welche Prozesse erforderlich sind, um neben der geometrischen Integration und Darstellung der geotechnischen Informationen auch deren Attribuierung und Parametrisierung vorzunehmen. Zudem soll über die Kommunikation im Planungsteam, d.h. den Austausch von Daten, berichtet werden.

## 2 Konzept BIM für 3D-Baugrundmodellierung

BIM steht für Building Information Modelling. Bei dieser Methode wird für den Lebenszyklus eines Bauwerks ein digitales 3D-Modell erstellt, welches wichtige Informationen und Daten redundanzfrei verwaltet und stetig aktualisiert wird (BRAMANN & MAY, 2015). Diese Modelle können von allen Projektbeteiligten genutzt und weiterverarbeitet werden (BRAMANN & MAY, 2015). In der Beschreibung wird deutlich, dass der Baugrund zunächst nicht berücksichtigt wird. Das dreidimensionale Gebäudemodell beinhaltet vordefinierte Bauteile und Strukturelemente. In der geotechnischen Modellierung gibt es keine vordefinierten Modelle, da Boden standortspezifisch und aufgrund seiner natürlichen Entstehung in der Regel nicht reproduzierbar und geometrisch heterogener Natur ist. Es wird deutlich, dass ein Fachmodell "Baugrund" sich in seiner inhaltlichen Struktur deutlich von anderen Fachmodellen (z.B. Hochbau, Signaltechnik, Gebäude, etc.) unterscheidet. Durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur wurde jedoch der Stufenplan Digitales Planen und Bauen entwickelt, um Building Information Modelling (BIM) als Standardwerkzeug für Infrastrukturprojekte zu integrieren. Dieser sieht die verpflichtende Anwendung der BIM-Methode ab spätestens 2025 für Infrastrukturprojekte von öffentlichen Auftraggebern vor (BRAMANN & MAY, 2015).

Zu den zentralen Aufgaben von BIM gehört das Ermöglichen kollaborativen Arbeitens (KESSLER ET AL., 2015). Hierdurch können die Teilmodelle, welche aus dem Grundmodell hervorgehen widerspruchsfrei entwickelt werden (BRAMANN & MAY, 2015). Zudem müssen alle relevanten Beteiligten (z.B.: Fachplaner, Bausachverständige, Tragwerksplaner oder technische Gebäudeausrüstung (BRAMANN & MAY, 2015)) Zugriff auf die Daten haben

und diese nutzen können (KESSLER ET AL., 2015). Das Konzept beinhaltet ein Datenverwaltungssystem über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks (KESSLER ET AL., 2015).

Durch die Digitalisierung sollen vor allem bei Großprojekten Verzögerungen und Kostenunterschätzungen vermieden werden. Aufgrund der Nutzung von BIM können verschiedene Varianten eines Projekts besser visualisiert werden. Planungsfehler werden vermieden, da durch BIM frühzeitig geplant wird und Kollisionsprüfungen durchgeführt werden können. Ein reibungsloser Bauablauf wird unterstützt durch computergestützte Simulationen. (BRAMANN & MAY, 2015)

Eine Voraussetzung für gemeinsames Arbeiten an BIM-Modellen ist die Kompatibilität der Daten, welche zwischen den Beteiligten ausgetauscht werden. Deshalb sind standardisierte und herstellernerneutrale Austauschformate von hoher Relevanz. Die sogenannten „Industry Foundation Classes“ (IFC) sind im Hochbau als Standardformat weit verbreitet (BRAMANN & MAY, 2015).

Für eine Anwenden der BIM-Methode im Bereich der Geotechnik ist die Digitalisierung aktuell analog ablaufender Prozesse (Erstellung von geotechnischen Schnitten, das Festlegen von geotechnischen Kennwerten uvm.) vorauszusetzen.

Das Fachmodell „Baugrund“ ist ein attribuiertes und parametrisiertes 3D-Bodenmodell, welches aus verschiedenen Teilmodellen aufgebaut ist und sämtliche baugrundbeschreibende Informationen beinhaltet. Hierzu gehören u.a. Geländemodelle, Grundlagen zur Hydrogeologie und Geologie, Altlasten- und Kampfmittelverdachtsflächen sowie projektbezogene Erkenntnisse aus Baugrunderkundungen. Im Rahmen der AIA wird festgelegt. Welche Fachdaten das Fachmodell „Baugrund“ enthalten soll (MOLZAHN ET AL., 2021).

In Übereinstimmung mit den Vorgaben an einen geologischen Schnitt, sollte das räumliche Baugrundmodell nach DIN EN 1997-2 die Bodenprofile mit den gemessenen Grundwasserständen sowie die Diagramme der indirekten Aufschlussverfahren beinhalten. Nach DIN EN 1997-2 sollten die Aufschlusspunkte so gewählt werden, dass eine Aussage zu den Baugrundverhältnissen im gesamten Untersuchungsgebiet getroffen werden kann. Für die Ermittlung der Baugrundverhältnisse darf ausschließlich zwischen Aufschlusspunkten interpoliert, nicht extrapoliert, werden (DIN EN 1997-2).



Ein digitales 3D-Baugrundmodell sollte eine 3D-Visualisierung des Bodens darstellen. Darin sollten sämtliche relevante Informationen aus Baugrund- und Gründungsgutachten enthalten sein, die für ein Bauvorhaben in Planung, Ausführung und Betrieb entnommen werden können. Es sollte dabei an die spezifische Baumaßnahme, Bauausführung, sowie an unterschiedliche wirtschaftliche und technische Anforderungen des Bauvorhabens angepasst und evaluiert werden (GÜNTNER, 2011).

### 3 Vorgehensweise 3D-Modellierung

Für die Erstellung des 3D-Baugrundmodells am AD Köln-Heumar und für die NBS Gelnhausen-Fulda wurde das Programm *Leapfrog Works*®, entwickelt von Seequent Limited (2022), verwendet. Im Folgenden wird die Vorgehensweise bei der Erstellung des 3D-Baugrundmodells erläutert.

#### 3.1 Datenvorbereitung

Das Programm *Leapfrog Works*® gibt eine feste Tabellenstruktur und Dateiformate für das Einladen der Erkundungsdaten vor. Für eine Modellierung mit *Leapfrog Works*® sind der Collar-Table und der Interval-Table zwingend notwendig. (vgl. Abbildung 1).

holeid	x	y	z	maxdepth
BK 412-03	32363962...	5642355....	49.06	35.0
BK 412-04	32363956...	5642408....	48.98	35.0
BK 412-05	32363949...	5642453....	43.94	35.0
BK 412-06	32363945...	5642504....	45.88	35.0
BK 412-07	32363937...	5642552....	45.46	35.0
BK 412-09	32363926...	5642644....	45.13	35.0
BK 412-10	32363921...	5642693....	45.56	35.0

Abbildung 1: Exemplarischer Ausschnitt eines Collar-Tables

Der Collar-Table beschreibt die räumliche Lage der Bohrlöcher. Der Interval-Table beinhaltet die Schichtdaten des Bodens. Die Bohrlochkennung muss in allen Tabellen identisch sein, da über diese die verschiedenen Tabellen miteinander verknüpft werden.

Je nach Projektstruktur werden die zur Modellerstellung verwendeten Erkundungsdaten von einem Bohrunternehmen übergeben. Im Rahmen der Ausschreibung sollten daher vorab das Datenformat und die Struktur der zu übergebenden Erkundungsdaten genau definiert werden. Hierbei ist zu beachten, dass *Leapfrog Works*® ohne Einheiten arbeitet und somit alle Erkundungsdaten im gleichen Koordinatensystem vorliegen müssen. Nicht kompatible und nicht

optimierte Strukturen und Formate können im Nachgang zu einem hohen Zeitaufwand für die Datenaufbereitung und -anpassung führen.

Vor dem Datenimport ist eine strukturelle Vereinheitlichung und Vereinfachung der einzuladenden Erkundungsdaten sinnvoll. Die erkundeten Schichten aus den Bodenansprachen sollten vereinfachend in Hauptbodenarten zusammengefasst werden. Eine Einteilung der Böden in Homogenbereiche ist ebenfalls hilfreich. Eine Schichtinterpolation zwischen Bohrungen setzt gleiche Schichtbezeichnungen innerhalb der Bohrungen voraus. Die Daten können programmintern weiter gruppiert werden.

Im Beispiel des AD Köln-Heumar wurde im Rahmen der 3D-Baugrundmodellierung der Boden vereinfachend in 3 Homogenbereiche zusammengefasst: 1) Auffüllungen und Lehmböden, 2) quartäre Kiese und Sande und 3) tertiäre Braunkohlesande (vgl. Abbildung 2).

BK 412-17	16.7	21.3	Sand, schwach kiesig	H2
BK 412-17	21.3	21.9	Sand, kiesig	H2
BK 412-17	21.9	30.0	Kies, stark steinig, sandig	H2
BK 412-17	30.0	35.0	Feinsand	H3
BK 412-18	0.0	0.7	Auffüllung (Sand, kiesig, schluffig)	H1
BK 412-18	0.7	1.4	Sand, schluffig	H1
BK 412-18	1.4	1.7	Ton, schluffig (Lehm)	H1
BK 412-18	1.7	4.8	Mittel- bis Grobsand, fein- bis mittelkiesig, schwach schluffig	H2
BK 412-18	4.8	21.4	Sand, kiesig, schwach steinig	H2
BK 412-18	21.4	25.3	Feinsand, schluffig, org. Beimengung	H3

Abbildung 2: Exemplarischer Ausschnitt eines Interval-Tables für das Projekt AD Köln-Heumar einschließlich der zusammenfassenden Schichtbereiche

#### 3.2 Modellierung der 3D-Schichten

Die Erstellung eines 3D-Baugrundmodells mit *Leapfrog Works*® beruht vorwiegend auf der Modellierung von Kontaktoberflächen, welche über das Programm automatisch auf Basis des mathematischen Algorithmus FastRBF™ interpoliert werden. Dieser wurde auf Basis einer radialen Basisfunktion (RBF) entwickelt (SEEQUENT LIMITED, 2020). Die RBF werden als am besten geeignet für die geologische Modellierung angesehen, da sie eine Interpolation mit sehr ebener Oberfläche erzeugen (FRANKE, 1982).

Das Fachmodell „Baugrund“ für die NBS Fulda-Gelnhausen wurde zunächst vorläufig auf Grundlage von Archivbohrungen, geologischem und tektonischem Kartenmaterial sowie ersten geologischen Längsschnitten erstellt. Mit fortschreitender Erkundungskampagne konnte das erstellte Modell sukzessive weiter fortgeschrieben und präzisiert werden.

Für die Erstellung des 3D-Baugrundmodells wurde durch den AG ein digitales Geländemodell mit Gitterweite 10 m (DGM10) für einen 400 m breiten Korridor aus Luftbildern bereitgestellt. Hier wurden die Trassen der beiden Varianten sowie die vorhandenen und geplanten Bohrstandorte eingearbeitet. Aufgrund der Auflösung des DGM10 weicht die Geländeoberfläche, welche die obere Grenze des Modells darstellt, von den exakteren Vermessungsdaten der Erkundungsbohrungen ab. Dies führte zunächst zu Fehlern bei der Interpolation der Schichten, die durch manuelle Nachbearbeitung der Geländeoberfläche am Bohransatzpunkt korrigiert werden mussten. Diesem Problem konnte durch den Import eines genaueren DGM1 entgegengewirkt werden.

Im Falle des Projekts AD Köln-Heumar wurde ebenfalls ein digitales Geländemodell (DGM) als obere Grenze des 3D-Baugrundmodells übergeben, welches zunächst eine zu geringe räumliche Ausdehnung aufwies. Die Schichtinterpolation mit *Leapfrog Works®* erfolgt innerhalb eines rechteckigen manuell festgelegten Bereichs, welcher sich entlang der Hauptkoordinatenachsen ausrichtet. Für eine fehlerfreie Berechnung musste das DGM zunächst erweitert werden, sodass es sich über den gesamten manuell festgelegten Modellbereich erstreckt.

Bei der Erstellung der Schichtenmodelle zeigte sich, dass unter Voraussetzung einer einfachen Schichtfolge die Modellierung der 3D-Schichten mit *Leapfrog Works®* schnell und unkompliziert umzusetzen ist. Im Nachgang eingepflegte Bohrungen werden automatisch vom Programm bei der Schichtinterpolation berücksichtigt. Der Modellierungsaufwand kann sich jedoch bei komplexeren Baugrundverhältnissen, wie Störungszonen, Horst- und Grabenstrukturen, stark erhöhen. Beim gegenständlichen AD betraf dies lediglich die Lage der Auffüllungen und umgelagerten Böden in Rinnen und Anschüttungen. Die Schichten konnten letztlich stark zusammengefasst werden, wodurch die 3D-Modellierung vereinfacht wurde.

Innerhalb der quartären Sand- und Kiesschicht wurden einzelne Schlufflinsen angetroffen. Für eine eindeutige 3D-Schichtmodellierung war es erforderlich, diese Schlufflinsen innerhalb des Programms als separate Bereiche zu definieren. Die Linsen wurden zur Erstellung plausibler Volumenkörper mit Hilfe einer Funktion interpoliert, welche eigentlich für die Modellierung von Intrusivgesteinen vorgesehen ist. Auch komplexere geologische Verhältnisse können somit, zumindest qualitativ, mittels austesten unterschiedlicher Interpolierungsfunktionen automatisch modelliert werden. Im Allgemeinen kommt die automatische Modellierung jedoch bei komplexer Geologie

schnell an ihre Grenzen und führt keine Auswertung oder Interpretation im Sinne einer KI durch.

Aufgrund des großen und komplexen Projektgebietes und der tektonisch stark zerklüfteten Gesteine erforderte das Baugrundmodell der NBS Fulda-Gelnhausen daher auch einen außergewöhnlichen, zusätzlichen manuellen Modellierungsaufwand. Die 3D-Baugrundschichten mussten vermehrt durch beispielsweise das Einladen von Polylinien und sogenannten Fiktivbohrungen, also auf Basis der geologischen Interpretation erzeugten wahrscheinlichen Aufschlussdaten im jeweiligen Bereich, angepasst werden.

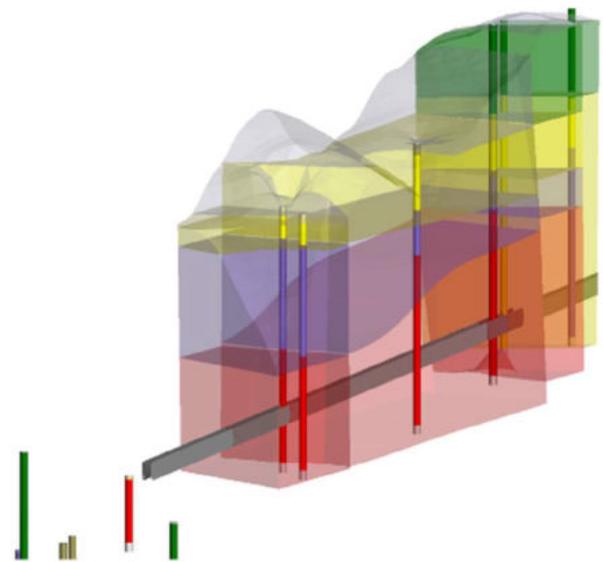


Abbildung 3: Ausschnitt des 3D-Schichtenmodells der NBS Fulda-Gelnhausen

Für die Plausibilisierung der interpolierten 3D-Modelle und die manuelle Nachbearbeitung war grundsätzlich eine hohe Bearbeitungstiefe im Hinblick auf geologische und geotechnische Fragestellungen erforderlich. In Abhängigkeit der geologischen Komplexität der Projekte stellt sich daher die grundsätzliche Frage, ob die in den Ingenieurbüros weiterhin übliche Aufteilung in Zeichner und Projektingenieure/-geologen bei der BIM-Planung Bestand haben kann, oder ob hier die Entwicklung spezialisierten Fachpersonals erforderlich ist.

### 3.3 Implementierung weiterer Erkundungsdaten

Neben Schichtdaten aus den Erkundungsbohrungen, wurden dem Modell für das AD Köln-Heumar, wie nach DIN EN 1997-2 gefordert (vgl. Abschnitt 2), ebenfalls numerische Daten aus indirekten Aufschlussverfahren wie CPT, DPH und SPT hinzugefügt. Hierdurch wird eine übersichtliche Darstellung



und Bewertung der Lagerungsdichten ermöglicht (vgl. Abbildung 4).

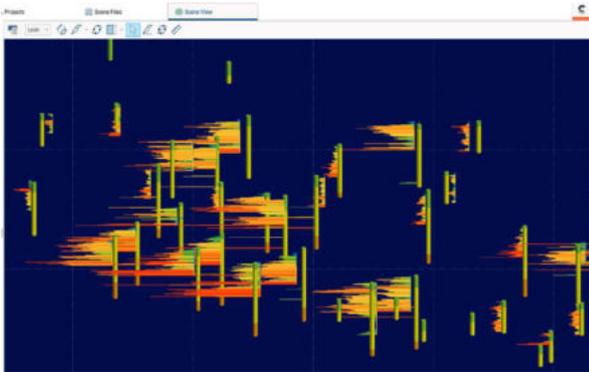


Abbildung 4: Ausschnitt der Arbeitsfläche von Leapfrog Works® mit Darstellung der eingepflegten CPT-, DPH- und BDP-Daten aus dem Projekt AD Köln-Heumar

Im Rahmen der Projektbearbeitung für die NBS Fulda-Gelnhausen sollte außerdem ein Teilmodell „Grundwasser“ erstellt werden. Da sich das Projekt zum Zeitpunkt der Modellerstellung in Planungsphase 1-2 befand, wurden die Erkundungen mit großen Abständen zwischen den Ansatzpunkten durchgeführt. Aufgrund der sehr komplexen geologischen und tektonischen Situation und der darüber hinaus mangelnden Konsistenz der Erkundungsdaten, konnte das Teilmodell „Grundwasser“ somit nicht realisiert werden. Die angetroffenen Grundwasserstände in den Bohrlöchern konnten nur mit dem Teilmodell „Geologie“ bereitgestellt werden. Das Implementieren von geophysikalischen Messdaten war bisher nicht erfolgreich.

Weiterhin ermöglicht Leapfrog Works® keine gebündelte Bereitstellung allgemeiner Informationen zu den Bohrungen wie Höhe, Koordinaten, Datum der Bohrung, ermittelte Grundwassertiefen, Filterstrecke der Messstelle etc. zusammen mit den stratigraphischen Informationen. Für die Übermittlung der IFC-Dateien der Baugrundmodelle gemäß AIA musste somit ein zusätzliches Teilmodell „Allgemeine Bohrdaten“ erstellt werden.

### 3.4 Import von Bauwerken

Dem 3D-Baugrundmodell können Bauwerke hinzugefügt werden. Für das Projekt AD Köln-Heumar erfolgte die Übergabe der Bauwerke durch den Planer im IFC-Format. Hierbei handelt es sich, wie in Abschnitt 2 bereits erläutert, um ein herstellernerutrales Austauschformat, um im Bereich BIM die Kompatibilität zwischen unterschiedlichen Softwareanwendungen zu gewährleisten. In Leapfrog Works® können die Bauwerke jedoch nur im DWG- oder DWN-For-

mat importiert werden. Für das Einpflegen der Bauwerke mussten die 3D-Zeichnungen daher zunächst in ein DWG-Format transformiert und die Modelle anschließend auf mögliche Übertragungsfehler überprüft werden, was mit einem hohen zusätzlichen Bearbeitungsaufwand verbunden war. Aus planerischer Sicht ist die Schnittstelle zu gebräuchlichen BIM-Plattformen somit bisher nicht ausgereift.

### 3.5 Attribuierung des 3D-Modells

Für die BIM-Planung ist es erforderlich, den Objekten Attribute zuzuordnen, auf welche die Projektbeteiligten entsprechend den planerischen Anforderungen zugreifen können. Die anfangs eingeladenen Bohrungen können attribuiert werden. Mittels zusätzlich eingeladenen CSV-Dateien können dem IntervalTable, welcher die unterschiedlichen lithologischen Einheiten beinhaltet, beispielsweise Ergebnisse aus Laborversuchen hinzugefügt werden. Zudem bietet Leapfrog Works® die Möglichkeit über Attributtabelle für die erstellten Schichtvolumen geotechnische Parameter zu hinterlegen (vgl. Abbildung 5). Diese Attribuierung kann mit einem hohen Aufwand verbunden sein, da alle Attribute händisch in die hierfür vorgesehenen Tabellen eingetragen werden müssen.

Volume	Masscenter x and y	Feuchtheit (g/cm³)	Kohlenstoff (kg/cm³)	unelast. Scherfestigkeit (kg/cm²)	Wassergehalt (g)	Porositätszahl (%)
H1	-90	1,7-2,2	0-30	0-60	10-30	10-40
H2	-90	1,8-2,2	0	0	10-30	-
H3	-5	1,8-2,2	0	0	15-30	-

Abbildung 5: Exemplarische Darstellung einer Attributtabelle in Leapfrog Works®

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Das Programm Leapfrog Works® wurde speziell für die 3D-Baugrundmodellierung entwickelt. Es ermöglicht eine intuitive Bedienung über den Projektbaum, weshalb einfache Schichtenmodelle, auch für Großprojekte, einfach und automatisiert erstellt werden können.

Bei der Modellierung der beiden Fachmodelle „Baugrund“ für das AD Köln-Heumar und die NBS Fulda-Gelnhausen war es möglich erste Schritte in der Anwendung von BIM im Bereich der Geotechnik erfolgreich umzusetzen. Für die beiden Infrastrukturgroßprojekte ist es gelungen, die Fachmodelle „Baugrund“ auch mit komplexen Baugrundverhältnissen zu modellieren. Dennoch ergaben sich weiterhin große Herausforderungen bei der Modellierung, aufgrund fehlender Erfahrungen und Richtlinien.

Leapfrog Works® bietet die Möglichkeit, das erstellte 3D-Modell im IFC-Format zu exportieren. Ein



Import von Bauwerken im IFC-Format ist jedoch nicht möglich und muss über Umwege erfolgen. Eine Schnittstelle zu gebräuchlichen BIM-Plattformen ist somit vorhanden, jedoch vereinzelt lückenhaft.

Das Programm bietet eine geringe Flexibilität im Einlesen der Erkundungsdaten. Die benötigten Datenformate und -strukturen sollten somit bereits im Zuge der Ausschreibung der Erkundungsarbeiten festgelegt und grundsätzlich vereinheitlicht werden.

Weiterhin gilt zu beachten, dass mit Hilfe der in Abschnitt 3.2 erwähnten RBF die Schichtvolumen des Baugrunds zwar oft schnell und einfach erzeugt werden können, jedoch zwingend durch einen fachkundigen Geologen auf Plausibilität überprüft und nachkorrigiert werden müssen. Die 3D-Modelle erzeugen schnell den Anschein einen „Digital Twin“ des gegenständlichen Baugrunds darzustellen. Das Fachmodell „Baugrund“ kann zum jetzigen Zeitpunkt jedoch nicht gänzlich realitätstreu erzeugt werden.

Die Erstellung von 3D-Baugrundmodellen in der Bau Praxis zeigt, dass sich BIM in der Geotechnik weiterhin im Entwicklungsstadium befindet, jedoch ein sehr hohes Potenzial vorhanden ist, da durch BIM ein kollaboratives Arbeiten ermöglicht wird. Durch die Verschneidung der geologischen Modelle mit der Bauwerksplanung können Konflikte frühzeitig erkannt werden. Zudem eignen sich die 3D-Schichtenmodelle für die präzise Bewertung von vertraglichen Größen, wie Homogenbereichen, Vortriebsklassen, Ausbruchkubaturen und Entsorgungskosten sowie kritischen Kreuzungspunkten. Theoretisch werden durch die erstellten Bodenschichtmodelle auch die im Rahmen einer BIM-Modellierung sogenannte 4. und 5. Dimension, also die Zeit- und Kostenplanung, abgedeckt.

In der Praxis erfolgt ein Großteil von Planung und Bemessung im Bereich der Geotechnik jedoch unter zusätzlicher Anwendung der traditionellen Methoden, da die Erstellung der BIM-Modelle sowie deren sinn- und fachgemäße Übertragung in Ausschreibung und Rechenmodelle mit einem hohen Arbeitsaufwand verbunden, oder nur mit erheblichen Einschränkungen möglich sind.

Klar im Vorteil werden künftig jene Unternehmen sein, welche die Prozesse, von der Bohrkernaufnahme bis zur Erstellung aller geotechnischen Planungsgrundlagen, im Hinblick auf die BIM-Modellierung optimieren. Dafür ist die Entwicklung weiterer Softwarelösungen und spezialisierten Fachpersonals erforderlich sowie die Anerkennung als hochwertigen Leistungsbereich durch die Auftraggeber.

## Literaturverzeichnis

Bramann, H. & May, I. (2015): Stufenplan Digitales Planen und Bauen - Einführung moderner, IT-gestützter Prozesse und Technologien bei Planung, Bau und Betrieb von Bauwerken. Berlin: Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI)

DIN EN 1997-2, (Oktober 2010): Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds. Berlin: Beuth Verlag.

Franke, R. (1982): Scattered Data Interpolation - Tests of Some Method. In: Mathematics of Computation 38 (157), S. 181.

Günthner, W. A. (Hg.) (2011): Digitale Baustelle - innovativer planen, effizienter ausführen - Werkzeuge und Methoden für das Bauen im 21. Jahrhundert. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag

Günthner, W. A. (Hg.) (2011): Digitale Baustelle - innovativer planen, effizienter ausführen - Werkzeuge und Methoden für das Bauen im 21. Jahrhundert. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag

Kessler, H.; Wood, B.; Morin, G.; Gakis, A.; McArdle, G.; Dabson, O. et al. (2015): Building Information Modelling (BIM) - A route for geological models to have real world impact. In: The Geological Society of America (Hg.): Annual Meeting. Baltimore, 01.-04.11.2015

Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S. & Tilger, K. (2021): Entwicklungstufen und Attribuierung des Fachmodells Baugrund – Empfehlung Nr. 2 des Arbeitskreises 2.14 der DGGT „Digitalisierung in der Geotechnik“, Geotechnik, 44, 3.

Seequent Limited (2020): User Manual for Leapfrog Works® version 3.1. Online verfügbar unter <https://help.seequent.com/Works/3.1/en-GB/LeapfrogWorksUserManual.pdf>, zuletzt geprüft am 20.05.2021

Seequent, The Bentley Subsurface Company (2021): Leapfrog Works®. Version 4.6.0



# Chancen und Risiken bei Anwendung von ML-Techniken in der Geotechnik/Tunnelbau

MSc Paul J. Unterlass, Ass. Prof. Dr. Alla Saprionova, Univ. Prof. DI Dr. Ing. Thomas Marcher  
Technische Universität Graz – Institut für Felsmechanik und Tunnelbau

*Die Digitalisierung verändert die Planungs- und Betriebsabläufe im Tunnelbau und der Geotechnik. Die Art und Weise der Erhebung geologischer Daten, die Methoden der Gebirgsklassifikation, die Tunnelplanung sowie die Prozesse während der Herstellung und Instandhaltung von Tunnelbauwerken werden von dieser digitalen Transformation beeinflusst. Wachsende Datenmengen kombiniert mit dem Zuwachs an Rechenleistung von Computern, führen zu einem starken Anstieg der erfolgreichen Anwendung der Techniken der Datenanalyse und des maschinellen Lernens (ML). Zunächst gehen wir in dieser Arbeit näher auf das Digitalisierungspotential im Tunnelbau/der Geotechnik ein, gefolgt von einer Vorstellung der ML-Techniken. Der Hauptteil dieser Arbeit konzentriert sich auf die Chancen und Risiken von ML-Methoden im Tunnelbau und der Geotechnik. Beispiele sollen zeigen, wie das kontrollierte Training künstlicher neuronaler Netzwerke für die Gebirgsklassifikation angewendet werden kann, wie die Analyse von Bohrdaten aus Sprenglöchern das Volumen an zu verwendenden Sprengmitteln optimieren kann und wie der Einsatz von generativen Netzwerken zur Vergrößerung und Verbesserung einer qualitativ hochwertigen Datengrundlage beitragen kann.*

## 1 Einleitung

Die Digitalisierung in der Geotechnik/im Tunnelbau ist ein fortlaufender Prozess, der sich unter anderem auf Entwicklungen im maschinellen Lernen (ML) (ein Untergebiet der künstlichen Intelligenz – KI) oder fortschrittliche Lebenszyklussysteme wie Building Information Modeling (BIM) stützt. Während ML-Techniken schon länger in anderen Disziplinen eingesetzt werden, wächst die Nachfrage deren Anwendung in der Geotechnik und im Tunnelbau langsamer. Viele der Veröffentlichungen, die ML zur Problemlösung in der Geotechnik oder im Tunnelbau verwenden, stützen sich auf überwachtes ML; Mit (Erharder et al., 2019a, 2019b, 2019c) werden drei Artikel angegeben, die künstliche neuronale Netze (KNN) verwenden, um das Gebirgsverhalten anhand von Betriebsdaten von Tunnelbohrmaschinen (TBM) zu klassifizieren.

Der Hauptnachteil für diese Anwendungen in der Geotechnik ist die begrenzte Verfügbarkeit ausreichender Mengen qualitativ hochwertiger Daten. Bis heute wird nur ein kleiner Teil der theoretisch verfügbaren Daten während des Planungs- und Bauprozesses von Tunneln verwendet (unabhängig davon, ob diese Daten zu Dokumentationszwecken gespeichert werden oder als Nebenprodukt von Bauarbeiten anfallen). Die begrenzte Nutzung dieser Daten kann zum Teil mit dem Fehlen einer klaren Methodik der objektiven und nachvollziehbaren Datenanalyse erklärt

werden. Dies gilt insbesondere für geologische und geotechnische Anwendungen, bei denen viele Klassifikationen von Natur aus halbquantitativ sind. Eine große Herausforderung stellen hier insbesondere durch menschliche Klassifikation eingeführte Verzerrungen dar (Erharder et al., 2019b).

Großes Potenzial wird daher im unüberwachten ML gesehen, bei dem die endgültige Klassifikation aus den Daten gelernt und nicht auferlegt wird. ML-Techniken können demnach verwendet werden, um die Effizienz der täglichen Arbeitsabläufe im Tunneldesign und -bau zu verbessern (Marcher et al., 2020). Letztlich erfährt Reinforcement Learning (RL), ein weiterer Zweig von ML, erhöhte Aufmerksamkeit. Erste Versuche der Anwendung von RL in der Geotechnik und im Tunnelbau (Erharder et al., 2021; Soranzo et al., 2022) bestätigen das Potential dieses ML-Zweiges.

Grundsätzlich muss auf zwei wichtige Voraussetzungen bezüglich Datenquelle und Qualität der Daten explizit hingewiesen werden:

- Vor der Verarbeitung von Daten mit ML-Techniken muss die Quelle der Daten verifiziert und eine Datenaufbereitung/Vorverarbeitung durchgeführt werden (Rohdaten müssen von ungenauen oder irrelevanten Teilen des Datensatzes getrennt werden).
- Eine ethisch vertretbare Verwendung durch alle beteiligten Parteien ist unerlässlich, um die notwendige Sicherheit zu bieten, die erforderlich ist, um das Beste aus dieser Technologie herauszuholen (Erharder et al., 2019b).



Systematische Datenerfassung und der Einsatz von ML-Techniken bieten demnach enormes Potential für die digitale Transformation im Tunnelbau und der Geotechnik.

Dieser Artikel gliedert sich wie folgt: in Kapitel 2 wird ein kurzer Einblick in verschiedene digitale Technologien gegeben, welche die Zukunft des Tunnelbaues erheblich mitbestimmen werden. In Kapitel 3 wird die Technologie des ML näher betrachtet und deren verschiedene Bereiche vorgestellt. Kapitel 4 gibt Einblicke in Anwendungsbeispiele von ML im Tunnelbau und abschließend werden in Kapitel 5 die Chancen und Risiken von ML Anwendungen diskutiert.

## 2 Die Zukunft des digitalisierten Tunnelplanungs- und Bauprozesses

Die Zukunft der Digitalisierung im Tunnelbau liegt in einer vollständig digitalisierten Projektorganisation, die verschiedene Schlüsseltechnologien verknüpft, z.B.:

- Maschinelles Lernen (ML),
- Building Information Modelling (BIM),
- Augmented Reality (AR).

Der Einsatz von ML-Techniken wird es u.a. ermöglichen: (1) eine vollständig autonome Stützmittelinstallation durchzuführen, (2) eine automatische Gesteinsklassifizierung auszuüben, (3) die geologischen Vorhersagen vor der Ortsbrust zu aktualisieren, (4) die Menge an Arbeitsmitteln (e.g., Sprengmittel) zu optimieren, bis hin zur Anwendbarkeit von RL zur vollständigen Automatisierung verschiedener Bauprozesse (e.g., selbstfahrende TBM).

Der Einsatz von BIM wird enorme Auswirkungen auf Planung, Bau und Betrieb von Tunnelprojekten haben. Aktuelle Entwicklungen in BIM für den Tunnelbau konzentrieren sich jedoch meist auf BIM Grundlagen – e.g., 3D-Geometrien und entsprechende Datenmodelle/Semantik. Um den Übergang von „einfachen“ semantisch angereicherten 3D-Geometrien zu vollständigen digitalen Zwillingen umzusetzen, ist die Einbeziehung der oben genannten Technologien zwingend erforderlich, da nur dies den erforderlichen Informationsaustausch innerhalb des Modells ermöglicht. Die digitale Transformation wird durch systematische Datenerhebung und Automatisierung erreicht und wird sowohl den konventionellen (sequentiellen) als auch den kontinuierlichen (TBM) Tunnelbau beeinflussen. Während der Planungsphase werden digitale Datenerfassung, Datenmanagement und 3D-Modellierungstechniken die Erstellung geologischer Modelle oder felsmechanischer Vorhersagemodelle für Tunnelprojekte verbessern (Horner et al., 2016).

Schließlich ist zu erwarten, dass sich AR im gesamten Bereich des Tunnelbaus weitverbreitet. Es gibt einen Blick auf die reale Welt, in der Elemente und

Ebenen von computergenerierten Dateien wie Grafiken, Sounds, Videos oder anderen digitalen Informationen überlagert werden. Diese Computertechnologie bietet erhebliche Vorteile durch Simulation und Visualisierung in der Bauindustrie, e.g. indem der Benutzer direkt in spezifische Informationen der Umgebung eintauchen kann. Benutzer können sowohl mit realen als auch mit virtuellen Objekten interagieren und den Baufortschritt überwachen, indem sie den geplanten Soll-Zustand dem Ist-Zustand des Projekts gegenüberstellen (Shin and Dunston, 2008).

## 3 Maschinelles Lernen

ML stellt ein Teilgebiet der KI-Forschung dar und Deep Learning ist wiederum eine Teildisziplin von ML (Abbildung 1). Während sich die KI-Forschung im Allgemeinen auf das Verstehen und Synthetisieren von Intelligenz konzentriert, ist Deep Learning ein spezielles Gebiet, das mehrschichtige Netzwerkarchitekturen wie künstliche neuronale Netze (KNNs) verwendet, um aus Daten zu lernen. Die enormen Fortschritte von ML in den letzten Jahren (e.g., Objekterkennung, Spracherkennung, etc.) basieren meist auf dieser Technologie, da sie eine leistungsstarke Methode zum Aufbau von Input-Output-Verbindungen bietet. Nachteile von Deep Learning sind jedoch beispielsweise eine „datenhungrige“ Natur (die beeindruckenden Funktionalitäten von Deep Learning sind nur durch sehr große Datensätze möglich) und die „Black Box“-Eigenschaften der Algorithmen selbst, insbesondere die erlernte Argumentation und Logik der Modelle ist bis dato nicht vollends nachvollziehbar. ML selbst besteht aus drei Hauptzweigen – überwachtes Lernen, unüberwachtes Lernen, bestärkendes Lernen – die im Folgenden beschrieben werden.

### 3.1 Überwachtes Lernen

Überwachtes Lernen stellt den am weitesten verbreiteten Bereich von ML dar, wobei sich häufige Anwendungen sich mit Regressions- und Klassifizierungsaufgaben befassen. Um überwachte Lernalgorithmen zu trainieren, werden Datensätze mit Output-Variablen („Labels“) benötigt. Daher müssen die Eingangs- und Ausgangswerte bekannt sein, bevor der Algorithmus trainiert werden kann (für weitere Informationen siehe (Goodfellow et al., 2016)).

Wenn qualitativ gute Trainingsdatensätze verfügbar sind, können State-of-the-Art-Algorithmen eine sehr gute Genauigkeit erzielen und sind dabei theoretisch in der Lage, fast jeden möglichen Zusammenhang zwischen Input- und Output-Daten zu erlernen. Die Abhängigkeit von Datensätzen mit vordefinierten Input-/Output-Variablen ist jedoch auch eine Kehrseite des überwachten Lernens, da viele reale Datensätze von Natur aus keine Output-Variablen aufweisen und

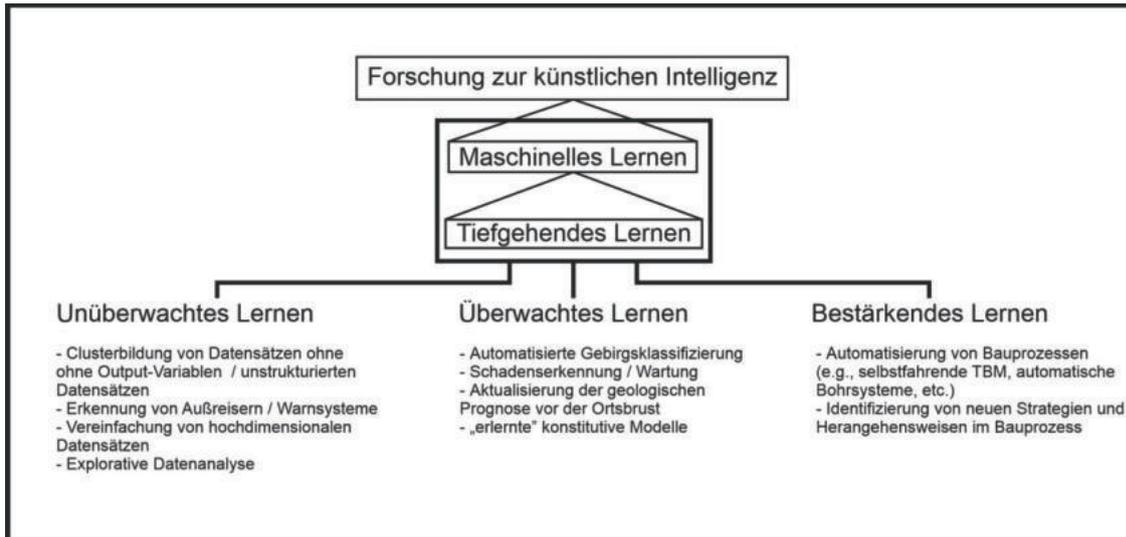


Abbildung 1: Darstellung der Bereiche der künstlichen Intelligenz, des Maschinellen Lernens und des tiefgehenden Lernens sowie der drei Teilgebiete – Unüberwachtes-, Überwachtes- und Bestärkendes Lernen mit Anwendungsbeispielen im Tunnelbau nach (Marcher et. al., 2020).

eine manuelle Erstellung dieser entweder unmöglich oder sehr aufwendig ist.

Input- und Output-Variablen werden den Lernalgorithmen übergeben und während des Trainings lernt der Algorithmus, eine Eingabe-Ausgabe-Funktion aufzubauen (Abbildung 2). Zur Auswertung des Trainingsfortschritts wird der gesamte Datensatz in mehrere Teile aufgeteilt, wobei einer für das Modelltraining, einer für die Modellvalidierung während des Trainings und in einigen Fällen ein dritter unabhängiger Datensatz zum Testen nach dem Training gebildet wird. Diese Partitionierung des Datensatzes ist notwendig, da überwachte Lernalgorithmen dazu neigen, sich zu stark an die Trainingsdaten anzupassen, was letztendlich zu einer schlechten Generalisierung führt, wenn der Algorithmus mit zuvor ungeesehen Test- / Validierungsdaten konfrontiert wird.

Überwachtes Lernen wurde bereits für verschiedene geotechnische Anwendungen und im Tunnelbau (e.g. (Erharder et al., 2020, 2019b, 2019a) Naturgefahren (e.g. (Choi et al., 2012)) und konstitutive Modellierung (e.g. (Javadi and Rezaia, 2009)) angewendet.

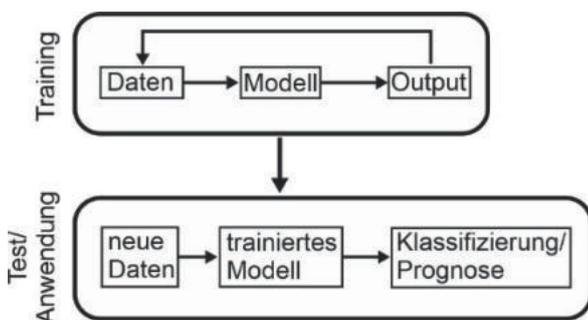


Abbildung 2: Grundprinzip des überwachten Lernens nach (Marcher et. al., 2020).

### 3.2 Unüberwachtes Lernen

Unüberwachtes Lernen ist eine ML-Unterkategorie, bei der die Algorithmen nur Input-Variablen, aber keine Output-Variablen erhalten. Das Ziel von unüberwachtem ML ist es, dass der Algorithmus Repräsentationen der Daten erstellt, die dem Bediener letztendlich helfen, neue Informationen über den Datensatz zu sammeln. Im Verlauf des unüberwachten ML können fast alle Schritte als Lernen eines probabilistischen Modells der Daten gesehen werden (Bousquet, 2014) (Abbildung 3). Mögliche geotechnische Anwendungen umfassen die Erkennung von Ausreißern in den Daten (e.g., zur Klassifizierung des Systemverhaltens beim TBM Vortrieb (Erharder and Marcher, 2020)), Clustering (e.g., zur Identifizierung von Strukturen in Daten (Zhang et al., 2019)) und Dimensionsreduktion um hochdimensionale Daten verständlicher zu visualisieren (Konaté et al., 2015) (e.g., zur Verbesserung der geophysikalischen Bohrlochdatenklassifizierung).

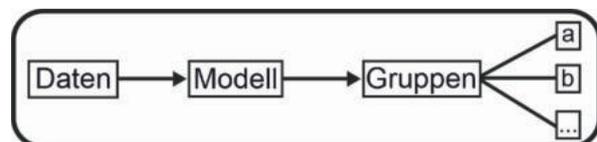


Abbildung 3: Grundprinzip des unüberwachten Lernens nach (Marcher et. al., 2020).

### 3.3 Bestärkendes Lernen

Während beim Überwachten und Unüberwachten Lernen die Daten im Mittelpunkt stehen und Algorithmen entweder von ihnen oder über sie lernen, geht es beim Bestärkenden Lernen um Algorithmen, die

ihre Performance aus der Interaktion mit ihrem Umfeld verbessern. Algorithmen / Modelle werden in diesem Fall oft als „Agent“ bezeichnet und können als Akteure von Entitäten betrachtet werden, die bestimmte Maßnahmen ergreifen können, um den Gesamtzustand ihrer Umgebung zu beeinflussen. Die Umgebung hingegen ist das „Spielfeld“ der Agenten, dass sich als Reaktion auf ihre Aktionen ändert und ihnen Feedback gibt, indem es einen aktualisierten Zustand und ein Belohnungssignal zurücksendet, was es dem Agenten ermöglicht, seine eigene Leistung zu bewerten (Abbildung 4).

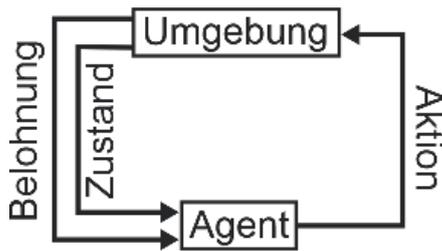


Abbildung 4: Grundprinzip des bestärkenden Lernens nach (Marcher et. al., 2020).

## 4 Beispiele für die Anwendung von ML im Tunnelbau

### 4.1 Automatische Prognose des Q-Wertes mittels KNN, basierend auf TBM Maschinendaten

Dieser Abschnitt befasst sich mit der automatischen Ermittlung von Q-Werten zur Gebirgsklassifizierung anhand der Maschinendaten einer offenen TBM, welche im norwegischen Ulriken Tunnel eingesetzt wurde. Ziel ist es eine Korrelation der Maschinendaten mit dem angetroffenen Gebirge mittels KNN zu erstellen und das Gebirgsverhalten aus den Daten abzuleiten. Die TBM-Daten (Input Variablen) umfassen verschiedene Parameter (e.g., Vortriebskraft, Bohrkopfdrehmoment) welche im neun Sekunden-takt aufgezeichnet wurden und berechnete Parameter (e.g., spezifische Penetration, Drehmomentfaktor nach (Radoncic et al., 2014)). Die Output-Variablen umfassen die Gebirgsklassifizierung in Form von kontinuierlichen Q-Werten, welche mittels des Q-Systems im Zuge der geologischen Dokumentation vor Ort ermittelt wurden. Die Behandlung von TBM-Daten als Input- und der Q-Werte als Output-Variablen entspricht einem klassischen Regressionsproblem des überwachten ML.

Bevor die Daten jedoch an das neuronale Netzwerk weitergegeben werden können, bedarf es einer gründlichen Vorverarbeitung der Rohdaten. Diese umfasst u.a. das Entfernen von Datenpunkten die während Stillständen der Maschine aufgezeichnet wurden; Detektieren und Entfernen von Ausreißern,

räumlich und zeitlich gleichmäßige Verteilung der Datenpunkte; Normalisierung/Skalierung der Datenpunkte zwischen 0 und 1; und die Aufteilung des Datensatzes in Training-, Test- und Validationsdatensatz.

Aufgrund der sequentiellen Natur der Daten wurde die Implementierung eines „Recurrent Neural Networks“ (RNN) mit „Long-Short-Term-Memory“ (LSTM) Architektur gewählt. Solche Netzwerke sind für die Verarbeitung von sequentiellen Daten konzipiert und können sowohl aktuelle als auch zuvor empfangene Eingaben zur Entscheidungsfindung heranziehen. Das Netzwerk wurde auf den Daten zwischen Tunnelmeter 3000 bis 6000 trainiert, 6000-7000 validiert und auf den Daten zwischen Tunnelmeter 2000 und 3000 getestet. Abbildung 5 zeigt das Ergebnis der Testdaten, in den obersten beiden Zeilen sind die TBM-Daten (Drehmomentfaktor und spezifische Penetration) dargestellt. Die dritte Zeile zeigt die Q-Werte wie von den Geologen bestimmt in Schwarz und die Prognose des Netzwerkes in Rot. In Tabelle 1 sind die Fehler Metriken (i.e., MAE – mean absolute error und RMSE – root mean squared error) für den Testdatensatz dargestellt.

Die Ergebnisse lassen auf eine angemessene Genauigkeit des Netzwerkes schließen, die größte Störungszone in den Daten, bei Tunnelmeter 2650, wurde vom Modell als solche erkannt, was sich in den prognostizierten Q-Werten widerspiegelt. Kleinere Schwankungen der Q-Werte können vom Modell jedoch nicht immer richtig abgebildet werden. Die Gründe dafür können mannigfaltig sein, wahrscheinlich liegt es jedoch an einer Kombination aus unausgeglichener Verteilung der Trainingsdaten und menschlichem Bias in den Output-Variablen.

Tabelle 1: Fehler-Metriken des Testdatensatzes.

Tunnelmeter	MAE	RMSE
2000-3000	0.129	0.178

### 4.2 MWD (Measurement While Drilling) Datenanalyse zur Optimierung des Tunnelvortriebs

Die systematische Analyse von MWD-Daten (i.e., Bohrdaten) aus Sprenglöchern kann zur Prozessoptimierung, zum verantwortlichen Einsatz von Ressourcen und zur Risikominimierung im Sprengvortrieb genutzt werden. Ein auf ML basierendes Entscheidungshilfesystem (DSS – Decision Support System) kann beispielsweise das Volumen des zu verwendenden Sprengmaterials vorschlagen und die Bohreffizienz verbessern. Um ein zuverlässiges und vertrauenswürdiges DSS zu entwickeln, muss

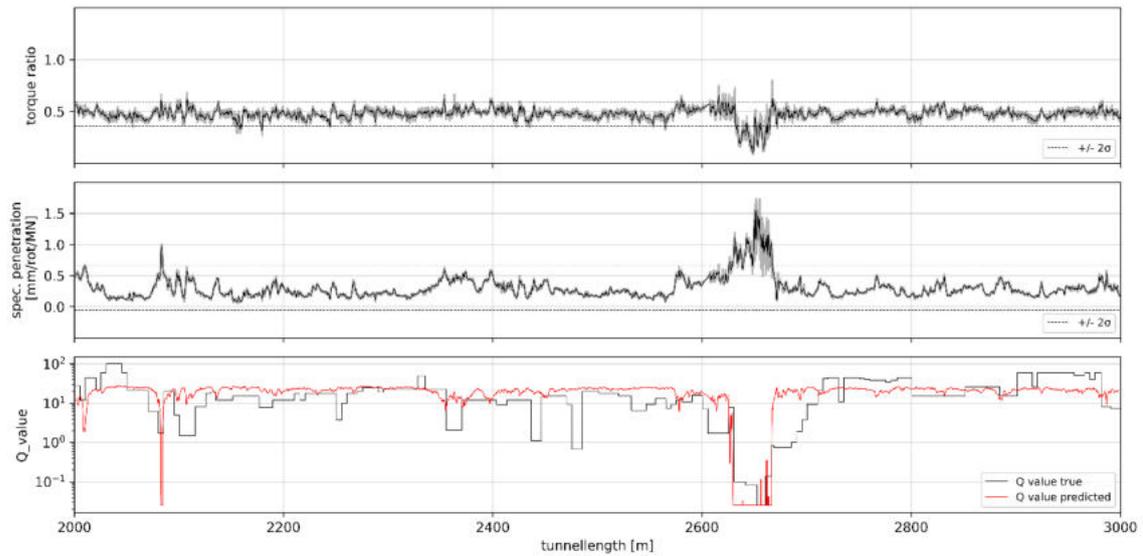


Abbildung 5: Prognose des Q-Wertes durch das LSTM Netzwerk nach (Morgenroth et al., 2022).

man die Beziehung zwischen den MWD-Datenprotokollen und den zugrundeliegenden lithologischen Bedingungen verstehen.

Die MWD-Daten beinhalten unter anderem Messungen der Bohrgeschwindigkeit und des Bohrdrucks. Durch die Analyse der zeitlichen Veränderungen in der Beziehung zwischen diesen Variablen mittels Korrelations- und Zeitreihenanalyse lassen sich Muster und Trends erkennen, die auf Veränderungen in der Geologie des Untergrundes hinweisen. Die Einbeziehung dieser Muster in ML-Modelle kann die Genauigkeit und Robustheit dieser erhöhen. Mit diesem Ansatz können potenzielle Risiken während des Bohrens identifiziert werden, die bei einer einfachen Analyse einzelner Variablen der MWD-Daten möglicherweise nicht erkennbar sind.

Um den Bohrprozess mit Hilfe der MWD-Datenanalyse zu optimieren, wurde eine Korrelationsanalyse erstellt, die den Grad der Abhängigkeit der Bohrvariablen voneinander ermittelt und quantifiziert. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der Korrelationsanalyse geclustert (unüberwachtes Lernen), um Ähnlichkeiten (Muster) zwischen den Korrelationen der Parameter und den zeitlichen Veränderungen einer Korrelation zu erkennen. Die Ergebnisse dieser Analysen sind wichtig, um die Eingangsvariablen des Trainingsdatensatzes anzupassen. Das Clustering der Daten wurde mit der Methode der Hauptkomponentenanalyse (PCA – Principal Component Analysis) durchgeführt. Durch den Vergleich der PCA-Ergebnisse desselben Datensatzes für verschiedene Eingaben und die Anzahl der Komponenten kommen wir zu dem Schluss, dass die niedrigdimensionale Darstellung besser erreicht werden kann, wenn die Analyse auf gemittelten Bohrdaten durchgeführt wird (Tabelle 2). Um zu prüfen, ob es möglich ist, die Ergebnisse der Korrelationsanalyse von MWD-Daten

zur Vorhersage der zugrunde liegenden geologischen Bedingungen zu nutzen, wurde in dieser Arbeit ein Regressionsmodell entwickelt (Random Forest Regression des überwachten Lernens). Für das Training des Vorhersagemodells wurden verschiedene Kombinationen von Eingaben festgelegt (Tabelle 2). Während des Trainings des Modells wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt und die Bedeutung der Eingangsvariablen abgefragt. Auf diese Weise konnten wir für jedes getestete Modell die optimalsten Teilmengen von Eingaben ermitteln.

Dieses Beispiel zeigt, dass eine systematische Datenanalyse/Aufbereitung und ML-Algorithmen zur Analyse von MWD-Daten für die Optimierung der Vortriebsstrategie eingesetzt werden können.

*Tabelle 2: Genauigkeiten des Regressionsmodells für die Vorhersage des Sprengstoffvolumens. Genauigkeit = 100% - MAPE (Mean Absolute Percentage Error).*

Verwendete Input Variablen	Genauigkeit %	RMSE kg/m <sup>3</sup>
MWD Rohdaten	86,6	0,05
MWD Rohdaten + PCA Output	85,7	0,06
Gemittelte MWD Daten + PCA Output	90,5	0,03
Gemittelte MWD Daten + Output der Korrelationsanalyse	91,6	0,03
Gemittelte MWD Daten + PCA und Korrelationsanalyse Output	92,3	0,02

### 4.3 Generierung von synthetischen geotechnischen Daten

Wie zuvor erwähnt sind ML-Modelle extrem datenhungrig. Geotechnische Datensätze sind aber oft in ihrer Menge begrenzt, weisen unausgeglichene Verteilungen auf, bei denen einige Zielvariablenwerte deutlich weniger häufig vorkommen als andere, und erfüllen daher möglicherweise nicht alle Anforderungen für bestimmte empirische, konstitutive oder analytische geotechnische Aufgaben. Einer der wichtigsten Faktoren für die rasche Entwicklung von ML in vielen Disziplinen ist die Verfügbarkeit großer Mengen an offenen Daten. Im Bereich der Geotechnik schränkt jedoch die Vertraulichkeit die Möglichkeiten zur Veröffentlichung von Datensätzen ein, was die Entwicklung und Verwendung maßgeschneiderter ML-Algorithmen einschränkt.

Synthetisch erzeugte Datensätze können dagegen in vielen Situationen, in denen die Verwendung von realen Daten eingeschränkt ist, Abhilfe schaffen. Bei der Datensynthese geht es in erster Linie darum, neue, noch nie dagewesene Daten zu erzeugen, die für die Bewertung und das Training von ML-Modellen verwendet werden können, entweder als eigenständige Daten oder zur Ergänzung von bestehenden verrauschten, spärlichen und unausgebalancierten geotechnischen Datensätzen.

Zur Datensynthese können „Generative Adversarial Networks“ (GAN) (Goodfellow et al., 2020), welche dem unüberwachten Lernen zugeordnet werden, eingesetzt werden. Die von GANs generierten Daten weisen ähnliche Eigenschaften wie die Originaldaten auf, bestehen aber dennoch aus einzigartigen Mustern, ohne dass die Möglichkeit besteht, den technischen Inhalt der Originaldaten zurückzuverfolgen. Somit können realistische, aber synthetische Daten ohne rechtliche Probleme öffentlich zugänglich gemacht werden, was die Entwicklung und Verwendung von Modellen ermöglicht, die normalerweise nicht verfügbar wären.

Die Anforderungen, die wir an die synthetischen Daten stellen, sind dualistischer Natur, wie in (Unterlass et al., 2023) beschrieben: Einerseits müssen die Daten den Originaldaten hinreichend unähnlich sein, so dass sie keine Vertraulichkeitsprobleme verursachen (Forderung nach Originalität). Andererseits müssen sie die gleichen Muster aufweisen und den gleichen Regeln folgen wie die Originaldaten, so dass sie so verwendet werden können, als ob es sich um echte Daten handelt (Forderung nach Konformität).

Abbildung 6 zeigt eine grafische Darstellung vom Input des GANs in der ersten Zeile (i.e., Vektor eines zufälligen Rauschens); jede zweite Zeile zeigt Beispiele der Originaldaten und die Zeilen drei, fünf und sieben Beispiele der generierten Daten.

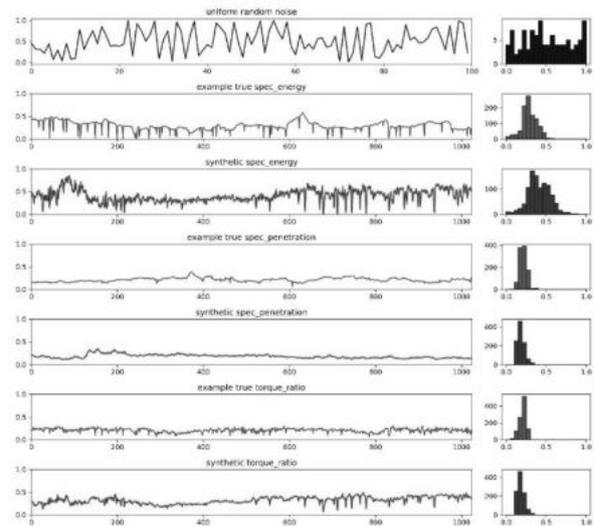


Abbildung 6: Ergebnisse eines GANs zur Generierung von synthetischen TBM-Daten nach (Unterlass et al., 2023).

## 5 Schlussfolgerungen

Der Mehrwert der Digitalisierung im Tunnelbau/der Geotechnik liegt vorwiegend in der Verbesserung von Betriebsabläufen, der Qualitätssicherung und der Erhöhung der Sicherheit für das Baustellenpersonal.

In Bezug auf ML zeigen die vorliegenden Beispiele, dass das sorgfältige Training von künstlichen neuronalen Netzwerken gut Ergebnisse und wertvolle Informationen liefert. Dennoch sollten auf überwachtem Lernen basierende Modelle nur als zusätzliches Hilfsmittel zur Entscheidungsfindung und nicht als Ersatz für geschultes Personal vor Ort eingesetzt werden. Der unmittelbare Vorteil von überwachtem Lernen wird in der verbesserten Klassifizierungseffizienz und Selbstkonsistenz der Methode gesehen. Letztendlich müssen die Ergebnisse aber immer noch kritisch überprüft werden bevor sie zur Entscheidungsfindung eingesetzt werden.

Großes Potential sehen wir in den Ansätzen von unüberwachtem Lernen, bei denen das endgültige Ergebnis nicht den Daten aufgezwängt, sondern daraus gelernt wird.

Das Potential der Automatisierung von Bauprozessen und der Entwicklung neuer Strategien im Tunnelbau/der Geotechnik wird dem bestärkenden Lernen zugerechnet. Erste theoretische Anwendungen hierzu stecken zwar noch in ihren Kinderschuhen, was durch die zunehmende Datengrundlage und Rechenpower sich jedoch bald ändern wird.

Letztendlich könnten generative Netzwerke diesbezüglich durch Verbesserung und Vergrößerung einer qualitativ hochwertigen Datengrundlage für Abhilfe schaffen.



## Literaturverzeichnis

- Bousquet, O., 2014. Advanced Lectures on Machine Learning , ML Summer Lecture Notes in Artificial Intelligence Edited by J . G . Carbonell and J . Siekmann Subseries of Lecture Notes in Computer Science.
- Choi, J., Oh, H., Lee, H.-J., Lee, C.-W., Lee, S., 2012. Combining landslide susceptibility maps obtained from frequency ratio, logistic regression, and artificial neural network models using ASTER images and GIS. *Eng. Geol.* 124, 12–23.
- Erharter, G.H., n.d. Artificial Neural Network Based Online Rockmass Behavior Classification of TBM Data, in: International Conference on Inforatmion Technology in Geo-Engineering. pp. 178–188. [https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-030-32029-4\\_16](https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-3-030-32029-4_16)
- Erharter, G.H., Hansen, T.F., Liu, Z., Marcher, T., 2021. Reinforcement learning based process optimization and strategy development in conventional tunneling. *Autom. Constr.* 127, 103701. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103701>
- Erharter, G.H., Marcher, T., 2020. MSAC: Towards data driven system behavior classification for TBM tunneling. *Tunn. Undergr. Sp. Technol.* 103, 103466. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103466>
- Erharter, G.H., Marcher, T., Reinhold, C., 2020. Artificial Neural Network Based Online Rockmass Behavior Classification of TBM Data, in: Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Springer, pp. 178–188. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-32029-4\\_16](https://doi.org/10.1007/978-3-030-32029-4_16)
- Erharter, G.H., Marcher, T., Reinhold, C., 2019a. Comparison of artificial neural networks for TBM data classification, in: Rock Mechanics for Natural Resources and Infrastructure Development- Proceedings of the 14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering, ISRM 2019. CRC Press/Balkema, pp. 2426–2433.
- Erharter, G.H., Marcher, T., Reinhold, C., 2019b. Application of artificial neural networks for Underground construction – Chances and challenges – Insights from the BBT exploratory tunnel Ahrental Pfons. *Geomech. und Tunnelbau* 12, 472–477. <https://doi.org/10.1002/geot.201900027>
- Goodfellow, I., Bengio, Y., Courville, A., 2016. Deep Learning. MIT Press.
- Goodfellow, I., Pouget-Abadie, J., Mirza, M., Xu, B., Warde-Farley, D., Ozair, S., Courville, A., Bengio, Y., 2020. Generative adversarial networks. *Commun. ACM* 63, 139–144. <https://doi.org/10.1145/3422622>
- Horner, J., Naranjo, A., Weil, J., 2016. Digital data acquisition and 3D structural modelling for mining and civil engineering - the La Colosa gold mining project, Colombia. *Geomech. und Tunnelbau* 9, 52–57. <https://doi.org/10.1002/geot.201500046>
- Javadi, A.A., Rezaia, M., 2009. Intelligent finite element method: An evolutionary approach to constitutive modeling. *Adv. Eng. Informatics* 23, 442–451. <https://doi.org/10.1016/j.aei.2009.06.008>
- Konaté, A.A., Pan, H., Ma, H., Cao, X., Yevenyo Ziggah, Y., Oloo, M., Khan, N., 2015. Application of dimensionality reduction technique to improve geophysical log data classification performance in crystalline rocks. *J. Pet. Sci. Eng.* 133, 633–645. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2015.06.035>
- Marcher, T., Erharter, G.H., Winkler, M., 2020. Machine Learning in tunnelling – Capabilities and challenges. *Geomech. und Tunnelbau* 13, 191–198. <https://doi.org/10.1002/geot.202000001>
- Morgenroth, J., Unterlaß, P.J., Saponova, A., Khan, U.T., Perras, M.A., Erharter, G.H., Marcher, T., 2022. Practical recommendations for machine learning in underground rock engineering – On algorithm development, data balancing, and input variable selection. *Geomech. und Tunnelbau* 15, 650–657. <https://doi.org/10.1002/geot.202200047>
- Praveena, M., Jaiganesh, V., 2017. A Literature Review on Supervised Machine Learning Algorithms and Boosting Process. *Int. J. Comput. Appl.* 169, 32–35. <https://doi.org/10.5120/ijca2017914816>
- Radoncic, N., Hein, M., Moritz, B., 2014. Determination of the system behaviour based on data analysis of a hard rock shield TBM. *Geomech. und Tunnelbau* 7, 565–576. <https://doi.org/10.1002/geot.201400052>
- Shin, D.H., Dunston, P.S., 2008. Identification of application areas for Augmented Reality in industrial construction based on technology suitability. *Autom. Constr.* 17, 882–894. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2008.02.012>
- Soranzo, E., Guardiani, C., Wu, W., 2022. The application of reinforcement learning to NATM tunnel design. *Undergr. Sp.* 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2022.01.005>
- Unterlass, P.J., Erharter, G.H., Saponova, A., Marcher, T., 2023. A WGAN Approach to Synthetic TBM Data Generation, in: Gomes Correia, A., Azenha, M., Cruz, P.J.S., Novais, P., Pereira, P. (Eds.), Trends on Construction in the Digital Era. Springer International Publishing, Cham, pp. 3–19. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-20241-4\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-031-20241-4_1)
- Zhang, Q., Liu, Z., Tan, J., 2019. Prediction of geological conditions for a tunnel boring machine using big operational data. *Autom. Constr.* 100, 73–83. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.12.022>





# Die permanente Überwachung gravitativer Massenbewegungen mittels terrestrischer Laserscanner - Echtzeitassistenz im Risikomanagement auf Basis von Machine Learning Algorithmen

M.Sc. D. Czerwonka-Schröder, DMT GmbH & Co. KG - Geo Field Services and Data Management, Essen

*Thema dieses Beitrags ist die Präsentation eines webbasierten Monitoringdienstes auf Basis eines permanent installierten Long Range Laserscanners zur Identifizierung von Hangbewegungen im Zusammenhang mit der Abwehr von Naturgefahren und dem Schutz von Infrastrukturen. Grundlage dieser Arbeit sind Datensätze aus dem Valsertal in Tirol, wo im Sommer 2020 und 2021 ein fest installierter Laserscanner im Bereich eines Felssturzes erfolgreich webbasiert betrieben wurde. Der allgemeine Fokus liegt auf der Integration innerhalb eines Risikomanagementsystems aus ingenieurgeodätischer Sicht. Vier Prozessierungsschritte innerhalb eines Monitorings mittels TLS sind identifiziert und in verschiedenen Arbeiten thematisiert: Die Datenerfassung innerhalb einer einzelnen Epoche, ein redundantes Datenmanagement als auch eine sichere Datenkommunikation zu zentralen Datenservern, Bi- und Multitemporale Datenanalyse sowie die Informationsextraktion, das Reporting und die Visualisierung. In diesem Beitrag werden etablierte als auch neuartige Ansätze gezeigt multitemporale 3D-Daten in einem webbasierten Monitoringsystem zu integrieren.*

## 1 Einleitung

Erdrutsche, Böschungsversagen und Felsstürze gehören zu den größten Gefahren für den Menschen. Sie treten in allen Teilen der Welt auf und verursachen Schäden in Milliardenhöhe, indem sie Eigentum, die Infrastruktur und die Umwelt beschädigen (Niemeier & Riedel 2017). Das Abtauen des Permafrosts in hochalpinen Lagen und die damit verbundene Wechselwirkung von extremen Wetterlagen als Folge des Klimawandels führen vermehrt zu gravitativen Massenbewegungen in alpinen Regionen, die sich in Form von Hangrutschungen und Bergstürzen bemerkbar machen (Dinkel et al. 2021). Vor diesem Hintergrund sowie der Ausdehnung von urbanen Lebensräumen steigt der Bedarf an qualitativ hochwertigen drei- bzw. vierdimensionalen Datensätzen der Erdoberfläche, die es in ein ganzheitliches Risikomanagement zu integrieren gilt. Solche Datensätze sind ein zentrales Thema bei der Prävention von Naturgefahren, dem Schutz von Infrastrukturen und der Bevölkerung (Bremer et al. 2019) und deren Analyse ist ein grundlegender Bestandteil für ein besseres Verständnis geomorphologischer Prozesse (Anders et al. 2019). Unterschiedliche Stakeholder – sei es auf kommunaler Ebene, beispielsweise die Betreibergesellschaft einer Autobahn oder einer Bahnstrecke – haben ein hohes Interesse an qualifizierten Daten,

um alltägliche Abläufe im Betrieb aufrecht zu erhalten. Die Ingenieurgeodäsie bietet umfassende Mittel an Messtechniken und Auswertemethoden zur Erzeugung der zuvor beschriebenen Datensätze. Wujanz (2016) beschreibt, dass seit der methodischen Entwicklung geodätischer Deformationsmessungen zu Beginn des zwanzigsten Jahrhunderts die wesentliche Prozesskette bei der Auswertung multitemporaler Messungen unverändert ist. In der ursprünglichen Vorgehensweise zur Erfassung von Deformationsvorgängen wird von einem rekursiven Vorgang gesprochen. Dies bedeutet, dass bereits gewonnene Erkenntnisse oder ein Vorwissen über das Bewegungsverhalten eines zu überwachenden Objektes zur Diskretisierung im Geometrie- als auch Zeitbereich vorhanden sein muss (Heunecke et al. 2013). Die Qualität einer Überwachungsmessung korreliert direkt mit der Qualität der vorhandenen Wissensbasis. Bewegungen, die in nicht signalisierten Bereichen auftreten, welche unerkannt bleiben und die zeitaufwändige Signalisierung sind ein wesentlicher Nachteil.

An dieser Stelle hat in den letzten Jahren nach Niemeier & Heunecke (2004) ein Paradigmenwechsel stattgefunden. Dieser zeichnet sich durch einen Übergang von punktuellen, epochalen Messungen hin zu flächenhaften, kontinuierlichen Verfahren sowie der Entwicklung von zeitintensiven offline-Auswertungen hin zu komplexen online-Systemen aus (Niemeier & Riedel 2017). Dadurch haben sich die

Möglichkeiten in der Erfassung von räumlich als auch zeitlich verdichteten Daten erheblich verbessert. Das terrestrische Laserscanning (TLS) hat sich in den letzten zwei Jahrzehnten als Messtechnik etabliert und eine Vielzahl von Anwendungen kann mittels dieser Sensorik abgedeckt werden.

Die ständige Weiterentwicklung hin zu kommunikationsfähigen, programmierbaren Multisensorsystemen, eine kompakte und robuste Bauweise, hohe Messreichweiten sowie wirtschaftlich attraktive Systeme lassen einen Übergang zu permanentem TLS (PLS) zu. PLS sind im Sinne eines adaptiven Monitorings als weiterer Sensor für die Integration in echtzeitnahe Assistenzsysteme prädestiniert. Zu vermessende Objekte lassen sich flächenhaft und bei permanenten Installationen mit einer hohen zeitlichen Auflösung erfassen. Ein Vorwissen ist nur noch im begrenzten Maße notwendig und eine Signalisierung ist aufgrund der reflektorlosen Messtechnik obsolet. Morphometrische Daten mit hoher zeitlicher Auflösung haben einen hohen Informationsgehalt, die es zu extrahieren gilt und resultierend ein tieferes Verständnis von Prozessen an der Erdoberfläche ermöglichen (Eitel et al. 2016).

Durch PLS können Restriktionen einer klassischen ingenieurgeodätischen Überwachungsmessung überwunden werden, einige Herausforderungen bleiben bestehen oder neue Fragestellungen bei der Datenanalyse entstehen.

## 2 PLS: Permanentes Laserscanning

TLS lassen sich permanent mit entsprechender Stromversorgung, einem Datenmanagementsystem sowie einer Datenkommunikation zu zentralen Servern an einem zu überwachenden Messobjekt installieren. PLS ermöglicht eine hochfrequente Datenerfassung über lange Zeiträume. Dies birgt die Herausforderung, tausende Punktwolken analysieren zu müssen. Bitemporale Methoden sind hier nur eingeschränkt anwendbar, da nicht bekannt ist, wann und wo Veränderungen auftreten, welche Art von Veränderungen auftreten, Unterschiede von einer Epoche zur nächsten nicht immer beobachtbar sind, und Veränderungen mit räumlicher Überlappung auftreten. Neue Methoden verwenden die vollständige Zeitserieninformation der 4D-Datensätze zur Detektion und Extraktion von Oberflächenaktivitäten sowie zur Charakterisierung von Änderungen. Das Potenzial solcher Ansätze wurde durch die raumzeitliche Segmentierung von Anders et al. (2021) oder die 4D-Kalman-Filterung von Winiwarter et al. (2022) gezeigt. Bisher sind diese Algorithmen jedoch nicht für die Anwendung im Rahmen eines echtzeitnahen Assistenzsystems optimiert. Die Berechnungen basieren auf der gesamten Punktwolke und haben eine hohe Latenz zwischen der Datenerfassung und der Bereitstellung von Informationen. Im vorliegenden Beitrag

wird daher ein konzeptioneller Workflow vorgestellt, der mehrstufig angelegt ist und die genannten Verfahren in einem semiautomatisierten Prozess anwendet. Hierfür wird eine räumliche Segmentierung der Zeitreihen auf der Grundlage von 2D-Rasterdaten mittels unüberwachtem maschinellen Lernen durchgeführt. Hierzu bieten sich zwei Verfahren an. Zum einen wird die Szene mittels k-Means-Clustering in homogene Segmente unterteilt, die eine räumliche Limitierung relevanter Bereiche zulassen, und zum anderen wird die Anwendbarkeit eines Gaußschen Mischmodells (GMM) präsentiert.

## 3 Untersuchungsgebiet und Daten

In diesem Beitrag wird ein Bereich des Valsertal in Tirol (Österreich) als Testgebiet ausgewählt (Schröder et al. 2022). Die lokalen Behörden richteten in Folge eines Felssturzes im Jahr 2017 ein Überwachungssystem ein, bestehend aus einer Totalstation (Modell: LEICA TM30) mit 21 Messprismen (Modell: LEICA GPR1) und geotechnischen Sensoren (z.B. Extensometer), die im Entstehungsgebiet des Felssturzes am oberen Berghang verteilt wurden. Da keine signifikanten Bewegungen in den erfassten Tachymeterdaten festgestellt werden konnten, wurde die Infrastruktur des etablierten Überwachungssystems für die Forschung neuer Messsysteme zur Verfügung gestellt. Während dreier Messkampagnen in den Jahren 2020 und 2021 wurden Punktwolken des Bergsturzes und Schuttareals mit einem Laserscanner (Modell: RIEGL VZ-2000i) in regelmäßigen Abständen (2-3 h) aufgenommen. Der Laserscanner wurde dafür auf einem Vermessungspefeiler in ca. 800 m Entfernung permanent installiert. Für die hier vorgestellten Methoden wurde ein zeitlicher Ausschnitt vom 2. August bis zum 22. September 2021 aus dem Datensatz ausgewählt. In diesem Zeitraum sind drei Erosionsrinnen als natürliche Prozesse (8. August 2021 aufgrund eines Gewitters) und eine Baustellenaktivität als anthropogene Ereignis (20.-22. September 2021) aufgetreten, die es mittels der vorgestellten Methodik zu detektieren gilt. Abbildung 3-1 zeigt einen bitemporalen Vergleich der gesamten Zeitspanne. In der Abbildung wurden Änderungen von über 10 cm Magnitude hervorgehoben.

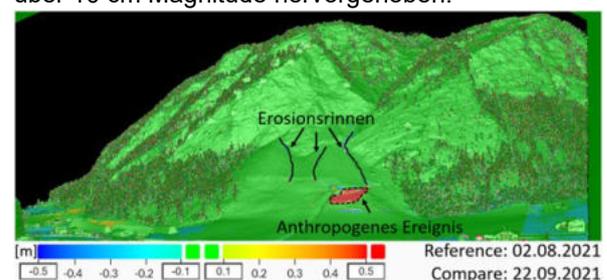


Abbildung 3-1: Bitemporaler Vergleich der Szene zwischen dem 02.08.2021 und dem 22.09.2021.



## 4 Methoden

### 4.1 Extraktion von Zeitreihen aus den Punktwolken

Die Daten werden vor der Extraktion der Zeitreihen in einem komprimierten, unmittelbar am Laserscanner erzeugten Rasterdatenformat gespeichert (Czerwonka-Schröder & Gaisecker 2022). Dazu werden jeweils fünf horizontale und vertikale Winkelschritte zu einer Rasterzelle (Pixel) zusammengefasst. In einem zweiten Schritt werden alle Punkte innerhalb einer Rasterzelle an eine Ebene angepasst, um die Entfernung und Ausrichtung jeder Zelle zu erhalten. Die Entfernung wird am Laserscanner in eine farbige (RGB-) Darstellung umgewandelt und dann als Bild abgespeichert. Unter Verwendung von Gleichung 1 kann der Abstandswert  $r_{pix(i,j),t_n}$  in Metern vom Ursprung des Scanners für jedes Pixel aus den RGB-Werten rückgerechnet werden:

$$r_{pix(i,j),t_n} = (Rot + 256 * Grün + 256^2 * Blau) * 0,001 \quad (1)$$

Wir bezeichnen  $n$  als die ausgewählte Epoche. Die Streckenänderung  $\Delta r_n$  über die Zeit wird in Bezug auf die erste Messung bei  $t_0$  wie folgt berechnet und stellt das wesentliche Merkmal für den folgenden Segmentierungsalgorithmus dar:

$$\Delta r_n = \left( r_{pix(i,j),t_0} - r_{pix(i,j),t_n} \right) * \frac{1}{2} \left( \frac{s_{pix(i,j),t_0}}{255} + \frac{s_{pix(i,j),t_n}}{255} \right); \quad \text{mit } s = -b * v \quad (2)$$

wobei  $b$  der Richtungsvektor vom Bezugspunkt der Ebene zum Ursprung des Scanner-Koordinatensystems und  $v$  der für jeden Pixel bestimmte Ebenennormalvektor ist. Die in Gleichung 2 ausgedrückte Differenz ist auf einen näherungsweise mittleren lokalen Normalenvektor zwischen der Referenzeпоche und der zu vergleichenden Epoche bezogen.

### 4.2 Zeitreihen-Clustering mittels k-Means-Algorithmen

Der k-Means-Algorithmus basiert auf der Minimierung der Summe der Distanzen zwischen den Datenpunkten und den jeweiligen Schwerpunkten. Als zu minimierende Metrik wird die euklidische Distanz dieser Auswertung zugrunde gelegt. Das bedingt, dass alle Merkmale, die zum Clustering genutzt werden, die gleiche Einheit und Skalierung nutzen müssen. Die Umsetzung der Methode erfolgt in Python mithilfe des Pakets Tslern. Eine Voraussetzung für k-Means ist jedoch die Angabe einer Anzahl  $k$  Clustern, die berechnet werden sollen. Die Festlegung ohne Vorwissen über die Änderungseigenschaften ist eine wesentliche Herausforderung in der Anwen-

dung. An dieser Stelle werden zwei Verfahren vorgestellt, die sich dazu eignen, als Deskriptoren für die Ermittlung einer bestmöglichen Anzahl der zu nutzenden Segmente eingesetzt zu werden: (i) die Ellenbogen-Methode: Hier wird Clustering für verschiedene Werte von  $k$  durchgeführt. Die resultierenden Summen der quadrierten Residuen werden in Abhängigkeit von  $k$  in einem X-Y-Plot eingetragen. Visuell wird beurteilt, dass ein optimales  $k$  dann erreicht ist, wenn die Kurve abflacht und durch zusätzliche Cluster keine signifikante Verringerung der Residuenquadratsumme mehr erreicht wird (Shi & Zeng 2013). Die alleinige Beurteilung von minimalen Abweichungsquadraten ist aufgrund der Abhängigkeit von  $k$  jedoch nicht zielführend und wird durch (ii) die Berechnung eines Silhouettenkoeffizienten unterstützt. Der Koeffizient kombiniert sowohl Kohärenz innerhalb eines Clusters als auch die Trennung von Clustern. Die Berechnung und Beurteilung des Koeffizienten ist bei Kaufman & Rousseeuw (1990) ausführlich beschrieben. Nach der Interpretation der Ergebnisse und der Wahl  $k$  geeigneter Cluster wird das Clustering durchgeführt. Als Ergebnis wird jede Rasterzelle einem Cluster zugewiesen. Auf Basis dieser Segmentierung werden erstmalig die räumlichen Zusammenhänge interpretiert. Für die Interpretation der mit den Segmenten verknüpften Prozesse wird für alle Zeitreihen eines Clusters der Median berechnet und den anderen Clustern gegenübergestellt. Abschließend können Zeitreihen durch die analysierende Person den zugrundeliegenden Prozessen zugeordnet werden.

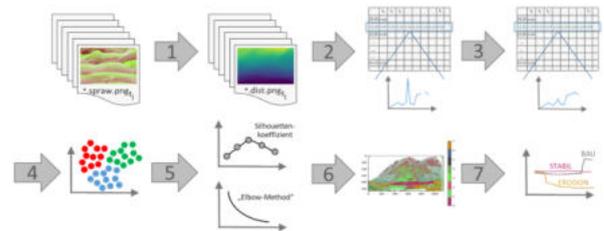


Abbildung 4-1: Workflow: (1) Streckenberechnung pro Pixel, (2) Berechnung einer Zeitreihe pro Pixel, (3) Filterung, (4) Berechnung von verschiedenen Segmentierungen, (5) Modellauswahl, (6) Visualisierung des Clustering und (7) Zuordnung zu relevanten Oberflächenprozessen.

### 4.3 Zeitreihensegmentierung mittels extrahierter Merkmale auf Grundlage Gaußscher Mischmodelle

Die Zeitreihensegmentierung unter Verwendung der euklidischen Distanz mit dem k-Means-Ansatz kann sehr rechenintensiv sein. Die k-Means-Methode ist nicht robust gegenüber Datenlücken oder Ausreißern. Aus diesem Grund wird die Methode von

(Fulcher 2017) verfolgt, der einen merkmalsbasierten Ansatz als Alternative vorschlägt, indem er das Problem in Form von interpretierbaren Merkmalen neu formuliert. Interpretierbare Merkmale charakterisieren eine Zeitreihe anhand einer Reihe von Kennzahlen. Diese Indikatoren können unabhängig von der Rangfolge einer Zeitreihe segmentiert werden, so dass Datenlücken in der Zeitreihe ignoriert oder Ausreißer mit statistischen Methoden identifiziert werden können. Für die vorliegende Untersuchungen wurde das Python-basierte Softwarepaket `tsfresh` verwendet.

Darüber hinaus wird ein Gaußsches Mischmodell (GMM) als unüberwachte Segmentierungsmethode angewendet, sodass mehrdimensionale Gaußsche Verteilungen an die Daten angepasst werden können. Diese Distributionen ermöglichen unterschiedliche Skalierungen in allen Merkmalsdimensionen. Eine Beschreibung des Hauptvorteils dieser Methode gegenüber dem `k-means`-Ansatz findet sich in Winiwarter et al. (2022). GMM ist in Python im Programmpaket `scikit-learn` implementiert und verwendet den Erwartungsmaximierungsalgorithmus zur Schätzung von Mittelwert und Kovarianz für die Clusterschwerpunkte.

Zentrale Einflussgrößen für die Analyse sind (i) die Angabe einer maximalen Anzahl von Iterationen, bei der der Algorithmus anhält, wenn keine Konvergenz erreicht wird, und (ii) die Anzahl der Cluster. Dieser Wert muss z.B. im Rahmen der Modellauswahl im Voraus festgelegt werden. Um die Verwendung zusätzlicher Parameter zu bestrafen und eine Überanpassung zu vermeiden, wurde das Bayessche Informationskriterium (BIC) minimiert. Nach der Auswahl einer Anzahl von Clustern wird die Segmentierung durchgeführt. Als Ergebnis der Segmentierung wird jede Zeitreihe/jedes Pixel einem Cluster zugewiesen. Es entsteht ein neues Rasterbild, das auf der Grundlage der Cluster eingefärbt wird. Außerdem werden aus allen Zeitreihen eines Clusters der Mittelwert und die Standardabweichung berechnet. Es wird sowohl eine räumliche als auch eine zeitliche Darstellung der Ergebnisse erstellt. Auf diese Weise lassen sich die einzelnen Cluster geomorphologischen Prozessen zuordnen.

## 5 Resultate

### 5.1 Zeitreihen-Clustering mittels `k-Means`-Algorithmen

Es werden 318 Einzelscans aus dem genannten Zeitraum für die Auswertung genutzt. Jedes Rasterbild hat eine Größe von  $1129 \times 535$  Pixeln und nach der Filterung der Daten verbleiben 406.756 Pixel und die gleiche Anzahl an Zeitserien, die geclustert werden. Zunächst werden Modelle für verschiedene Werte für `k` (2 bis 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 und 50)

berechnet. Nach der Begutachtung der jeweiligen Summen der Abweichungsquadrate sowie der Silhouettenkoeffizienten fällt die Wahl auf ein Modell mit `k=14`. Aufgrund der hohen Anzahl der vorliegenden Prozesse und Bereiche (Fels, Wiesen, Felder, Bauarbeiten usw.) in der kompletten Szene fällt auf, dass die berechneten Parameter keine eindeutige Struktur in den Daten erkennen lassen. Das ist nicht als Defizit der Methode zu verstehen, vielmehr reicht das Merkmal einer Streckenveränderung alleine nicht aus, die Vielzahl an Oberflächenprozessen in der Szene durch das Modell darzustellen. Im Sinne einer semiautomatischen Echtzeitassistenz der hier vorliegenden Methodik ist im nächsten Schritt eine manuelle Analyse der Daten notwendig. Abbildung 5-1 zeigt auf der linken Seite das Ergebnis des Clustering in 14 Klassen. Die Erosionsrinnen und die darunterliegende Baustellenaktivität sind visuell zu erkennen, aber die Zeitreihen selber zeigen diese Prozesse nicht eindeutig und während der vorgegebenen Zeiträume werden die Prozesse nicht exklusiv extrahiert. Die Segmente werden durch eine Vielzahl an Subprozessen, die überwiegend aus den Bereichen mit den Bäumen stammen, mehrdeutig interpretierbar.

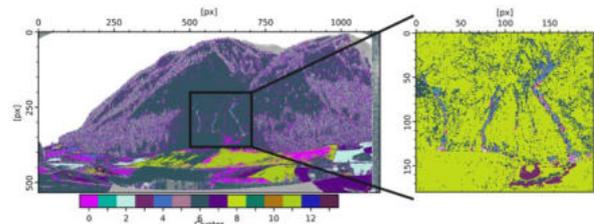


Abbildung 5-1: Räumliche Darstellung der Rasterzellen eingefärbt nach ihrem Clusterergebnis. Links: Clustering der kompletten Szene; Rechts: Clustering im limitierten Bereich.

Mit den bisher semiautomatisch generierten Informationen wird ein Bereich von  $200 \times 180$  Pixeln ausgewählt, der die 3 Erosionsrinnen als auch die Baustellenaktivität beinhaltet. Der Bereich wird dadurch auf 36.000 Zeitreihen reduziert und hat jetzt eine Größe von etwas weniger als 10 % des ursprünglichen Datensatzes. Der ausgewählte Bereich wird nun verwendet, um die zuvor beschriebene Methode in einer weiteren Iteration erneut durchzuführen. Die Summe der Abweichungsquadrate als auch der Silhouettenkoeffizienten deuten auf ein Modell mit `k=9`. Das visuelle Ergebnis ist in Abbildung 5-1 auf der rechten Seite zu sehen. Die Zuordnung zu den Segmenten ist bei jeder Berechnung stochastisch, sodass die Farbgebung der beiden Grafiken nicht identisch ist. Für die jeweiligen Segmente lässt sich der Median der Zeitreihen berechnen, der robust gegenüber Fehlzuordnungen innerhalb eines Segments ist. In Abbildung 5-2 sind Zeitreihen als Repräsentation ei-



nes Segmentes zu sehen, die sich durch visuelle Interpretation einem Oberflächenprozess zuordnen lassen. Die Cluster 1, 4, 5 und 7 sind den Erosionen in unterschiedlicher Magnitude zuzuordnen. Cluster 0 und 2 entsprechen der Akkumulation in der Querrinne aufgrund der Erosion. Erosion und Akkumulation sind zeitlich im Bereich des Gewitters (grün markierter Zeitraum) zu verorten. Cluster 3 stellt die Baustellenaktivität dar, die in Verbindung mit Cluster 2 als eine Entnahme von Material aus der Querrinne verstanden werden kann und deutlich im blau markierten Bereich der Zeitreihe darstellbar ist. Cluster 6 und 8 können als stabil klassifiziert werden. In den beige markierten Bereichen kam es zu Datenausfällen, die den Algorithmus nicht beeinflussen, weil sie ignoriert werden. Die Stärke der Methode ist in Abbildung 5-2 (Zeitpunkt a.) zu sehen. Bei genauer Betrachtung der Scandaten ist zu diesem Zeitpunkt zunächst keine Deformation aufgefallen. Wir erkennen einen weiteren Versatz, der bei erneuter Betrachtung der Daten als Erosion und Akkumulation infolge eines Gewitters am Abend des 4. August 2021 eingeordnet werden kann. Die Bereiche wurden schon bei diesem Gewitter erodiert und waren anschließend wieder stabil.

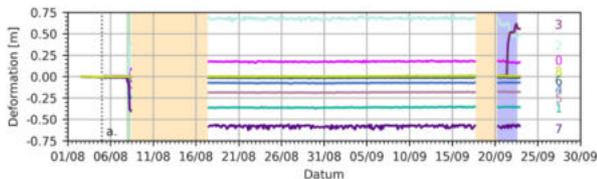


Abbildung 5-2: Median aller Zeitreihen, die einem bestimmten Cluster zugeordnet sind. Türkis: Zeitraum des Gewitters mit Erosion; Blau: Zeit der Baustellenaktivität; Beige: Datenlücken.

## 5.2 Zeitreihensegmentierung mittels extrahierter Merkmale auf Grundlage Gaußscher Mischmodelle

In Abbildung 5-3 (links) sind die Strukturen mit  $k = 12$  dargestellt, und es wurde dieser Wert für die weitere Analyse gewählt, da er einen Kompromiss zwischen Über- und Unteranpassung darstellt. Die Rasterzellen sind entsprechend ihrer Klassifizierung eingefärbt. Die Hintergrundfarbe entspricht dem mittleren Reflexionsgrad pro Pixel. Der Übersichtlichkeit halber sind in Abbildung 5-3 (links) die Cluster 5 (rosa - r.), 7 (lila - p.), 8 (gelb - y.) und 9 (türkis - te.) gewählt. Nach einer manuellen Klassifizierung können die Cluster sinnvollen Prozessen und Oberflächentypen zugeordnet werden (5: Erosion und Grünland I, 7: Baumaßnahmen und Straße, 8: stabil und 9: Erosion und Grünland II). Trotzdem ist festzustellen, dass die Zuordnungen immer noch mehrdeutig sind. Das bestätigt die Annahme, dass die Abstandsänderung kein geeignetes Merkmal ist, um die gesamte Szene

zu beschreiben. Deshalb wird in einer zweiten Iteration ein begrenzter räumlicher Bereich (200 x 180 Pixel) auf der Basis dieses ersten halbautomatisch generierten Ergebnisses ausgewählt. Mit Hilfe des BIC wurde ein schwaches Minimum zwischen  $k = 4$  und  $k = 5$  identifiziert. Bei  $k = 4$  wurden geeignete Strukturen gefunden, wie in Abbildung 5-3 (rechts) dargestellt. Aufgrund des Vorhandenseins von vier Clustern ist die Färbung des begrenzten Bereichs nicht identisch mit der vollständigen Szene. Im begrenzten Bereich werden vier Cluster gebildet, die räumlich eindeutigen Prozessen zugeordnet werden können. Im Gegensatz zu Kushner et al. (2021) kann man die mittlere Zeitreihe eines Clusters nicht zur zeitlichen Lokalisierung von Ereignissen in dieser Phase verwenden.

Dies ist darauf zurückzuführen, dass die zeitliche Veränderung des Abstands nicht das der Segmentierung zugrunde liegende Merkmal ist. Vielmehr werden Merkmale wie das absolute Maximum verwendet. Der Einfluss der charakterisierenden Merkmale wurde bisher nicht im Detail untersucht. Derzeit wird angenommen, dass z. B. die Erosionsrinne als Ganzes segmentiert wird. Er wird durch die Teilprozesse Erosion (negative Veränderung) und Deposition (positive Veränderung) charakterisiert. Ein Mittelwert aller segmentierten Zeitreihen führt zu einem Ausgleich und einer Nulllinie gemäß der Massenbilanz. Es wird angenommen, dass ein Merkmal wie z.B. das "absolute Maximum" für beide Teilprozesse nahezu identisch ist und einen wesentlichen Einfluss auf die Segmentierung hat. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Methode die Prozesse (einschließlich positiver und negativer Veränderungen) als Ganzes clustert und nicht die geometrischen Veränderungen nach ihrer Größe, wie es bei k-Means der Fall ist.

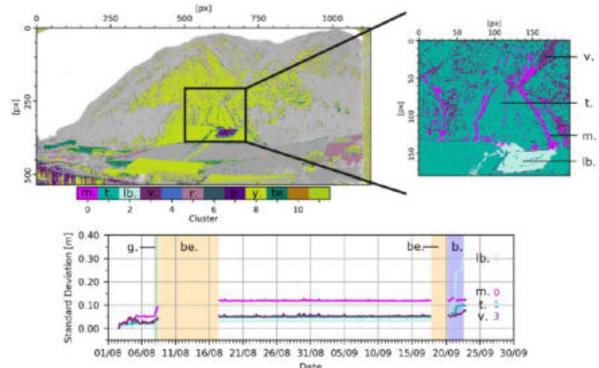


Abbildung 5-3: Oben links: Räumliche Darstellung von Rasterdaten, eingefärbt nach Klassifizierung (gesamte Szene). Oben rechts: Räumliche Darstellung der nach der Klassifizierung gefärbten Rasterdaten (begrenzter Teil der Szene).



## 6 Zusammenfassung und Fazit

In Zukunft wird die kontinuierliche Überwachung von topographischen Oberflächenveränderungen mittels PLS zunehmen und eine große Menge an Daten erzeugen. Die erwarteten Anwendungen gehen über die Überwachung von Erdbeben hinaus und umfassen die Untersuchung atmosphärischer Effekte, aber auch die Analyse von Vegetationsveränderungen. Die riesigen Datenmengen müssen verarbeitet, analysiert und gespeichert werden, eine Aufgabe, die mit vorhandenen Ansätzen noch nicht vollumfänglich zu bewältigen ist.

In diesem Beitrag werden zwei Methoden präsentiert, mit denen es möglich ist auf der Grundlage komprimierter Datenformate Informationen mithilfe von unüberwachtem maschinellem Lernen automatisch Informationen zu extrahieren. Auf diese Weise kann ein Nutzer dabei unterstützt werden, sich auf die relevanten Details zu konzentrieren. Dieser Ansatz ist einfach und hat ein hohes Potenzial für die halbautomatische Analyse, um auf effiziente Weise erste interpretierbare Ergebnisse zu erreichen.

### Literaturverzeichnis

- Anders, K., Lindenbergh, R. C., Vos, S. E., Mara, H., De Vries, S. & Höfle, B. (2019): High-frequency 3D geomorphic observation using hourly terrestrial laser scanning data of a sandy beach. *ISPRS Annals*, 4(2/W5), 317-324.
- Anders, K., Winiwarter, L., Mara, H., Lindenbergh, R., Vos, S. E., Höfle, B. (2021): Fully automatic spatiotemporal segmentation of 3D LiDAR time series for the extraction of natural surface changes. *ISPRS Journal*, 173, pp. 297-308.
- Bremer, M., Zieher, T., Pfeiffer, J., Petrini-Monteferrri, F. & Wichmann, V. (2019): Monitoring der Großhangbewegung Reissenschuh (Schmirntal, Tirol) mit TLS und UAV-basiertem Laserscanning. *20. Int. Geod. W. Obergrgl.*
- Czerwonka-Schröder, D. & Gaisecker, T. (2022): Die permanente dreidimensionale Datenerfassung geotechnischer Strukturen mittels webbasierter Anwendung terrestrischer LiDAR-Sensorik. *Geomechanik und Tunnelbau* 15, H. 5, S. 596–604.
- Dinkel, A., Hoegner, L., Emmert, A., Raffl, L., Wunderlich, T. & Stilla, U. (2021): Gemeinsame Auswertung von geodätischen und photogrammetrischen Punktwolken zum Monitoring hochalpiner, gravitativer Massenbewegungen.. *21. Int. Geod. W. Obergrgl.*
- Eitel, J. U., Höfle, B., Vierling, L. A., Abellán, A., Asner, G. P., Deems, J. S. & Vierling, K. T. (2016): Beyond 3-D: The new spectrum of lidar applications for earth and ecological sciences. *Remote Sensing of Environment*, 186, 372-392.
- Fulcher, B. D. (2017): Feature-based time-series analysis. In: *ArXiv*, 1-28.
- Heunecke, O., Kuhlmann, H., Welsch, W., Eichhorn, A. & Neuner, H. (2013): Auswertung geodätischer Überwachungsmessungen. Möser M., Müller G., Schlemmer H. (Hrsg.): *Handbuch Ingenieurgeodäsie*, 2. Aufl. Wichmann, Berlin.
- Kaufman, L., & Rousseeuw, P. (1990): *Finding Groups in Data: An Introduction To Cluster Analysis*.
- Kuschnerus, M., Lindenbergh, R., & Vos, S. (2021): Coastal change patterns from time series clustering of permanent laser scan data. *Earth Surface Dynamics*, 9 (1), 89103.
- Niemeier, W. & Heunecke, O. (2004): *Paradigmenwechsel bei der Auswertung ingenieurgeodätischer Messungen: Herausforderungen, Konzepte, Trends. Ingenieurvermessung 2004*.
- Niemeier, W. & Riedel, B. (2017): Monitoring von Hangrutschungen. In: Schwarz, W. (Hrsg.): *Ingenieurgeodäsie*. 10.1007/978-3-662-47188-3\_34.
- Schröder, D., Anders, K., Winiwarter, L., Wujanz, D. (2022): Permanent terrestrial lidar monitoring in mining, natural hazard prevention and infrastructure protection – chances, risks, and challenges: A case study of a rockfall in Tyrol, Austria. In *Proc. of the 5th JISDM*.
- Shi, W & Zeng, W (2013): Genetic k-Means Clustering Approach for Mapping Human Vulnerability to Chemical Hazards in the Industrialized City: A Case Study of Shang-hai, China. *International journal of environmental research and public health*. 10. 2578-2595.
- Winiwarter, L., Anders, K., Schröder, D., & Höfle, B. (2022): Full 4D change analysis of topographic point cloud time series using kalman filtering. *Earth Surface Dynamics Discussions* 2022, 1–25.
- Wujanz, D. (2016): *Terrestrial laser scanning for geodetic deformation monitoring, volume C (775)*. DGK.



# Erstellung einer digitalen Baustellenvisite durch Anwendung von Photogrammetrie und Drohnenbefahrung im Rahmen des Forschungsprojekts DRAGON Ruhr

M.Sc. B. Kosmann, Universität Duisburg-Essen, Essen  
und Technische Universität Dortmund, Dortmund  
Prof. Dr.-Ing. E. Perau, Universität Duisburg Essen, Essen  
Prof. Dr.-Ing. F. Könemann, Technische Universität Dortmund, Dortmund

*Das gemeinsame Forschungsprojekt DRAGON Ruhr der Ruhr-Universität Bochum, der Technischen Universität Dortmund und der Universität Duisburg-Essen hat zum Ziel diversitätsoffene, digitale und interdisziplinäre Lehrmodule zu erstellen und universitätsübergreifend einzusetzen. Als interdisziplinäre Schnittstelle zwischen den Geowissenschaften und dem Bauingenieurwesen sollen durch die gemeinsame Bearbeitung von digital bereitgestellten Problemstellungen auch die Zusammenarbeit gestärkt und Studierende auf das spätere Berufsleben vorbereitet werden. Mittels Photogrammetrie werden aus hochaufgelösten Einzelbildern aussagekräftige 3D-Modelle erstellt, die eine digitale Baustellenvisitation unterschiedlicher Bauabschnitte gezielt zugänglich machen. Von einer Aufnahme des Trennflächengefüges bis zur praktischen Bauausführung können so wertvolle Erfahrungen digital gewonnen werden. Durch digitale Lehr- und Weiterbildungsangebote kann eine diversitätsoffene, pandemiesichere und barrierefreie Lehre ermöglicht werden, die zu jeder Zeit verschiedensten Studierenden zugutekommt!*

## 1 Einleitung

Zur Vermittlung von Lehrinhalten, die dreidimensionale Zusammenhänge von Bauwerk und Baugrund beinhalten, sind Erfahrungen, die durch Baustellenvisitationen und physisch offerierte Geländearbeit gewonnen werden, von besonderer Bedeutung. Dazu gehören unter anderem das Einmessen von Trennflächen mittels Gefügekompas oder die Ansprache unterschiedlicher Felsarten im Feld sowie Baustellenvisitationen zur Erfahrung einschlägiger Bauverfahren. Studierende mit körperlichen Beeinträchtigungen, Belastungen durch soziokulturellen Status oder unzureichende finanzielle Mittel können davon nur eingeschränkt profitieren. Auch sind Baustellenvisitationen oft nur in kleinen Gruppen möglich, sodass diese in ihrer Teilnehmeranzahl begrenzt sein können. Mit digitalen Angeboten dagegen kann eine diversitätsoffene, pandemiesichere und barrierefreie Lehre, verschiedensten Teilnehmern/innen zu jeder Zeit ermöglicht werden.

Das Forschungsprojekt DRAGON Ruhr (Diversitätsoffene digitale Geländearbeit im

Geoingenieurwesen der Universitätsallianz Ruhr) als Schnittstelle zwischen den Geowissenschaften der Ruhr-Universität Bochum (Prof. Dr. Tobias Backers, als Projektleiterin: Dr. Mandy Duda) und dem Bauingenieurwesen an der Universität Duisburg-Essen und der Technischen Universität Dortmund hat daher zum Ziel diversitätsoffene digitale und interdisziplinäre Lehrmodule zu erstellen. Das erstellte Lehrmaterial wird später unter dem in Abbildung 1.1 dargestellten Logo zu finden sein.



Abbildung 1.1 Forschungsprojekt DRAGON Ruhr.

Alle erzeugten Lehrmittel werden dann als OER Content (Open-Educational-Resources) hochschulübergreifend auf der Plattform ORCA.NRW kostenfrei zugänglich gemacht.

## 2 Ansatz und Methodik

Wie bei der Anwendung der Beobachtungsmethode kann auch hier die Photogrammetrie und damit

einhergehend die Erstellung von 3D-Modellen einen großen Beitrag zum Verständnis komplexer räumlicher Zusammenhänge leisten. Solche 3D-Modelle können zu Augmented-Reality- oder Virtual-Reality-Elementen weiterverarbeitet werden und somit wichtige Erläuterungen bereitstellen. Die Photogrammetrie steht bereits im Fokus unterschiedlicher Forschungsprojekte und Anwendungen. Dazu seien exemplarisch Projekte wie spezielle Vermessungen an uneinsehbaren Stellen im Feld (Petry & Becker, 2022) oder Bestrebungen, die Photogrammetrie als Volumenersatz-Verfahren bei der Bestimmung der Dichte des Bodens zu verwenden (Grießmaier, 2022) genannt. Für die Digitalisierung von Geländearbeit und Baustellenvisitationen stellt die Photogrammetrie ein vielversprechendes Werkzeug dar. In Abbildung 2.1 ist ein 3D-Modell einer bebauten Böschung aus dem Ahrtal nach der Hochwasser-Katastrophe im Jahr 2021 dargestellt, dieses wurde innerhalb des Forschungsprojekts DRAGON Ruhr angefertigt.



Abbildung 2.1 3D-Modell der Böschungssanierung im Ahrtal bei Schuld (Godlewska, 2022 & Schmuski, 2022)

Die durch das Hochwasser notwendig gewordenen Sanierungs- und Ertüchtigungsarbeiten der Böschung weisen ein ideales Potenzial zur Zusammenarbeit zwischen den Geowissenschaften und dem Bauingenieurwesen auf. Diese beinhaltet, angefangen von einer Ansprache der Gesteine sowie einer Vor- und Baugrunderkundung, der Bildung eines geotechnischen Modells bis hin zur Projektplanung und –überwachung unterschiedliche Schritte, in denen Studierende beider Disziplinen zusammenarbeiten können. Das 3D-Modell ermöglicht allen, eine Vorstellung von dem räumlichen Trennflächengefüge sowie von abzufangenden Bauwerkslasten und schlussendlich von der zu ertüchtigenden Böschung zu bekommen. Gleichzeitig sollen hochaufgelöste 3D-Modelle von Gesteinsproben im betrachteten Gebiet bereitgestellt

werden, um den geologischen Verlauf nachvollziehen zu können sowie einschlägige Laborversuche mit zugehörigen Ergebnissen, um eine Beurteilung durch Standsicherheitsuntersuchungen zu ermöglichen. Dieser interdisziplinäre Austausch soll um Lehrvideos und 3D-Modelle geotechnischer Bauverfahren und Gewerke, wie der Herstellung einer Schlitzwand erweitert werden. Alle Aufnahmen sind grundsätzlich bildschirmfähig, können aber auch realitätsnah mittels VR-Brille erlebt werden.

### 3 Einführung in die Photogrammetrie

Die Grundlage für die Anwendung der Photogrammetrie und somit auch für die Erstellung von aussagekräftigen 3D-Modellen bilden qualitativ hochwertige Einzelbilder, die mittels Handkamera gewonnen werden. Je komplexer die betrachteten Vorgänge sind, desto mehr Detailaufnahmen sind notwendig, um diese zu erfassen. Um aussagekräftige Aufnahmen von schwer zugänglichen oder gar gefährlichen Bereichen einer Baumaßnahme zu gewinnen, ist darüber hinaus die Befahrung mittels Drohnen erforderlich. Abbildung 3.1 zeigt Perspektiven, aus denen Einzelbilder für die Erstellung eines 3D-Modells von Schlitzwandaufbauten aufgenommen wurden.



Abbildung 3.1 Erstellung von Einzelbildern; jede Aufnahme-Position ist hier blau dargestellt (Schmidt, 2023)

Die Aufnahmen sollten sich zu 30 % bis 60 % überlappen und möglichst in verschiedenen Abständen und Höhen erstellt werden, damit von einer Photogrammetriesoftware möglichst viele 3D-Punkte bestimmt werden können (Pomaska, 2016).



Nach eigenen Erfahrungen ist bei besonders großen Objekten eine Überlappung zwischen 60 % bis 70 % für eine zutreffende Rekonstruktion erforderlich.

Die Blende des Aufnahmegerätes sollte über alle Aufnahmen gleich eingestellt bleiben und die maximale Auflösung der Kamera verwendet werden. Auf den Einsatz eines Zooms sollte verzichtet und die Beleuchtung nicht variieren werden. Des Weiteren empfiehlt es sich mehr Aufnahmen als zunächst notwendig erscheinen anzufertigen, da eine Evaluierung der Aufnahmen in der Regel erst im Nachhinein erfolgen kann (Pomaska, 2016).

Im Baustellenbetrieb ist die Erstellung von Einzelbildern keine einfache Aufgabe. Das Wetter und die dynamischen Abläufe auf einer Baustelle lassen bereits die Photographie im benötigten Umfang zu einer großen Herausforderung werden. Dauerhafter Betrieb und wechselnde Lichtverhältnisse müssen vor Ort eingeschätzt und berücksichtigt werden. Auch erschweren mitunter Störfrequenzen, die z. B. durch Baustellenaggregate verursacht werden, den Einsatz von Drohnen. Kann ein Bauverfahren durch derartige Umstände nicht adäquat aufgenommen und in einem 3D-Modell dargestellt werden, wird für die Erstellung von digitalem Lehrmaterial auf die klassische Videografie zurückgegriffen. Der Aufwand und die Probleme mit der Erstellung gelungener und verwertbarer Aufnahmen bei schlechtem Wetter oder unerwarteten Baustillstand dürfen nicht außer Acht gelassen werden. Solche Probleme existieren jedoch bei physischen studentischen Exkursionen in gleichem Maße. Auch dann können vor Ort nur Erfahrungen in geringem Maße gewonnen werden. Hieraus ergibt sich ein weiterer wichtiger Vorteil von digitalem Lehrmaterial: dieses ermöglicht nämlich einen gezielten Zugriff auf unterschiedliche, auch zeitlich weit auseinanderliegende Phasen der Herstellung eines Gewerkes. Exemplarisch kann hier die Herstellung einer Schlitzwand in ihren Phasen, dem Aushub sowie der Herstellung von Verpressankern genannt werden.

Sind im Feld erfolgreich Aufnahmen gewonnen worden, können diese mittels Photogrammetriesoftware zu 3D-Modellen weiterverarbeitet werden. Die im Projekt DRAGRON Ruhr verwendeten Softwarepakete ermitteln zunächst, durch das Structure-From-Motion Verfahren (SfM), korrespondierende Punkte  $X_i$  innerhalb mehrerer Aufnahmen  $n_i$  und rekonstruieren damit die räumliche Struktur eines Objekts als Punktwolke. Ebenso werden die relative Lage und die Orientierung der Aufnahmen zueinander bestimmt. Derartige Berechnungen erfolgen vollautomatisch (Pomaska, 2016). Abbildung 3.2 zeigt korrespondierende 3D-Punkte mehrerer Aufnahmen sowie die räumlichen Lagen und Orientierungen der Aufnahmen selber.

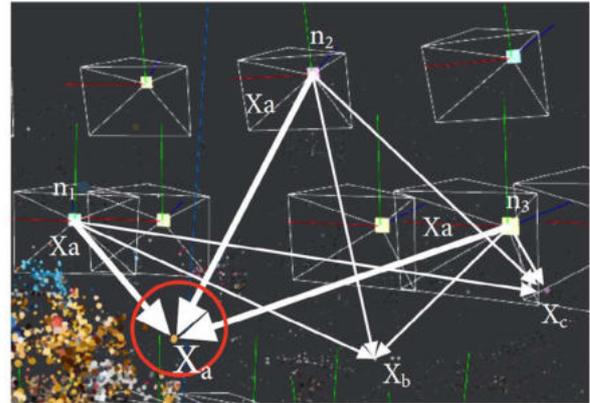


Abbildung 3.2 Korrespondierende Punkte zur Rekonstruktion eines 3D-Modells aus photographischen Aufnahmen (Schmidt, 2023)

Mit sogenannten Multi-View-Stereo Verfahren (MVS) wird aus den orientierten Aufnahmen durch einen Vergleich von Pixelwerten zwischen mehreren Aufnahmen eine dichte Punktwolke erzeugt. Darauf aufbauend wird durch Triangulation eine Oberfläche auf Basis der Tiefeninformationen der dichten Punktwolke erstellt. Zur Vervollständigung der 3D-Rekonstruktion eines Objekts muss dessen Oberfläche schlussendlich noch texturiert werden. Auch diese Elemente werden vollautomatisch innerhalb einer Software berechnet, bieten aber eine ganze Reihe von Einstellungsmöglichkeiten (Pomaska, 2016).

#### 4 Anwendung der Photogrammetrie

Um 3D-Modelle von geologischen Strukturen oder geotechnischen Gewerken zu erstellen, sind zunächst einschlägige Softwarepakete angewandt und auf Eignung untersucht worden. Dabei ergab sich, dass die Eignung eines Softwarepakets sich je nach zu rekonstruierendem Objekt stark unterschied. Grundsätzlich sind für die Rekonstruktion der oben genannten Böschung im Ahrtal oder der Herstellung einer Schlitzwand eine große Anzahl an Aufnahmen notwendig.

Als frei verfügbares Softwarepaket wurde zunächst Meshroom (Griwodz, 2021) verwendet. Damit konnte die Umgebung aus den Aufnahmen zutreffend abgebildet werden, Details wie die Darstellung eines Trennflächengefüges oder Teile eines Seilbaggers wurden dagegen sehr ungenau bis gar nicht rekonstruiert. Für die Rekonstruktion der Böschung im Ahrtal lieferte Agisoft Metashape (Agisoft, 2023) sehr gute Ergebnisse, sodass die gesamte Länge einer bebauten und unterspülten Böschung und der sichtbare Teil von deren Trennflächengefüge detailgetreu abgebildet werden konnten. Die Rekonstruktion von Schlitzwandarbeiten, dargestellt in Abbildung 4.1, konnte einzig mit 3DF Zephyr (3DFlow, 2023) umgesetzt werden.



Abbildung 4.1 3D-Modell vom Herstellen einer Schlitzwandlamelle (Schmidt, 2023)

Dabei stellte sich die Rekonstruktion der räumlichen, aufgelösten Strukturen des Schlitzwandgreifers und des Gittermasts des Seilbaggers als besonders anspruchsvoll heraus. Zufriedenstellende Ergebnisse konnten durch Voreinstellen einer Vertical-Structure im SfM Verfahren und damit einhergehend eine maximale Anzahl korrespondierender Punkte von 150000 pro Aufnahme erzielt werden. Wichtige Details innerhalb eines Gewerks sind als separate 3D-Modelle zusätzlich zu Abbildung 4.1 realisiert worden. Abbildung 4.2 zeigt zwei ausbetonierte Schlitzwandlamellen mit Fugenband. Die Lamellen sind unterschiedlich hoch und in der linken Lamelle steht Niederschlagswasser.



Abbildung 4.2 3D-Modell zweier Schlitzwandlamellen mit eingebautem Fugenband (Schmidt, 2023)

Eine Rekonstruktion von Objekten mit spiegelnden und reflektierenden Oberflächen, wie die von Wasser, ist aufgrund von fehlender Textur stark problembehaftet (Petz & Tutsch, 2004).

Exemplarisch soll dies gezeigt werden an dem vergeblichen Versuch, Fotos einer Schlämmanalyse mit Standzylinder und Aräometer in eine 3D-Animation umzuarbeiten. Das Ergebnis ist in Abbildung 4.3 dargestellt.

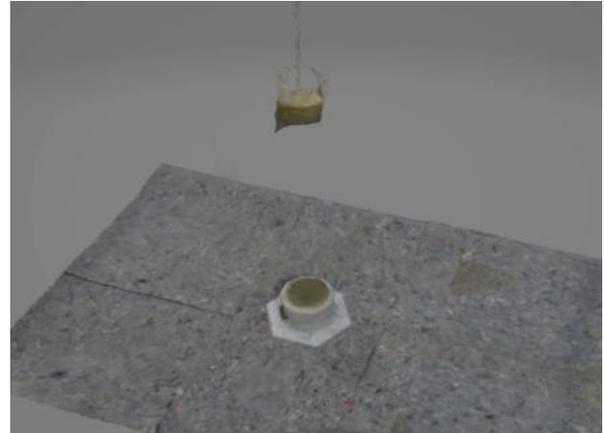


Abbildung 4.3 Defizitäres Ergebnis der Rekonstruktion eines Objekts mit reflektierenden Oberflächen am Beispiel einer Schlämmanalyse (Matar, 2023)

Die Oberfläche des Zylinders konnte bisher mit keinem Softwarepaket zufriedenstellend erfasst werden. Die Schlitzwandlamellen mit Fugenband konnten aber trotz des Niederschlagswassers sehr gut modelliert werden. Dies kann dadurch erklärt werden, dass durch den niedrigen Wasserstand die Textur der Betonoberfläche unterhalb des Niederschlagswassers deutlich auf den zugrundeliegenden Aufnahmen erkennbar ist und deshalb eine lückenlose und qualitativ hochwertige Rekonstruktion ermöglicht wurde. Es sollte beachtet werden, wie zutreffend das Fugenband auch unterhalb der Wasseroberfläche in dem 3D-Modell dargestellt ist.

Als weiteres Beispiel für eine gelungene Rekonstruktion im Kontext der Erstellung von Schlitzwänden und deren Stützsuspension kann das 3D-Modell einer Bentonitwaage (Abbildung 4.4) zur Überprüfung der Suspensionswichte angeführt werden.



Abbildung 4.4 3D-Modell einer Bentonitwaage (Matar, 2023)



In diesem 3D-Modell ist nicht nur die Bentonitwaage erkennbar, sondern auch die Skala für die Wichte am Gegengewicht ablesbar.

Die Modellierung des Kugelharfenversuchs zur Bestimmung der Fließgrenze einer Suspension ist dagegen alles andere als trivial. Die im Verhältnis zum Versuchsgerät relativ kleinen Kugeln können nach bisherigen Erkenntnissen noch nicht in vollständiger Anzahl rekonstruiert werden. Die bisher beste, aber noch nicht ausgereifte Rekonstruktion des Kugelharfenversuchs ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Hier wird ersichtlich, dass der verwendete Kugelsatz nicht vollständig und die spiegelnde Oberfläche des verwendeten Gefäßes nichtzutreffend rekonstruiert sind. Ebenfalls sind die Fäden, an denen die Kugeln aufgehängt sind, überwiegend nicht rekonstruiert. Der Versuch und sein Ergebnis konnten daher bisher nicht anschaulich in einem 3D-Modell gezeigt werden. Zur Vermittlung dieses Versuchs ist daher auf die klassische Videografie zurückgegriffen und ein Lehrfilm erstellt worden, welcher zusammen mit dem 3D-Modell von der Herstellung einer Schlitzwandlamelle, dargestellt in Abbildung 4.1, gezeigt werden kann.



Abbildung 4.5 3D-Modell eines Kugelharfenversuchs (Matar, 2023)

## 5 Fazit & Ausblick

Eine Digitalisierung von Geländearbeit und Baustellensichtungen kann mit der Photogrammetrie durch eine Rekonstruktion von realen Objekten in 3D-Modelle, umgesetzt werden. Komplizierte dreidimensionale Zusammenhänge zwischen Bauwerk und Baugrund können auf diese Weise dargestellt und ortsunabhängig vermittelt werden. Somit können auch Studierende mit körperlichen Beeinträchtigungen, Belastungen durch soziokulturellen Status oder unzureichende finanzielle Mittel von Exkursionserfahrungen profitieren. Durch die Rekonstruktion von mehreren Bauabschnitten kann den Studierenden nicht nur ein punktueller Einblick, sondern eine Baumaßnahme über viele ihrer Phasen hinweg nähergebracht werden. Störungen im Bauablauf oder schlechtes Wetter können so keinen Einfluss auf eine solche Exkursion nehmen. Das Lehrmaterial steht allen, zu jeder Zeit zur Verfügung.

Zur Erstellung solcher 3D-Modelle sind qualitativ hochwertige Aufnahmen erforderlich. Aus geeigneten Aufnahmen kann je nach abzubildendem Objekt mit geeigneter Photogrammetriesoftware ein zutreffendes 3D-Modell rekonstruiert werden. Für die Rekonstruktion von großflächigen Aufnahmen geologischer Felsformationen ist Agisoft Metashape und für die Rekonstruktion von Baustellen 3DF Zephyr besonders geeignet. Spiegelnde oder reflektierende Oberflächen stellen bei der Rekonstruktion von Objekten ein Problem dar. Ist unterhalb einer spiegelnden Oberfläche, wie in dem gezeigten Exempel durch den unterhalb des Niederschlagswassers anstehenden und erkennbaren Schlitzwandbeton eine Textur erkennbar, ist die Rekonstruktion eines Objekts dennoch möglich. Neben reflektierenden Oberflächen sind auch verhältnismäßig kleine oder dünne Objekte schwer zu rekonstruieren, hier gibt es noch weiteren Forschungsbedarf. Alternativ können schwer rekonstruierbare oder sich dauerhaft bewegende Objekte durch Lehrvideos zugänglich gemacht werden.

Die derzeitige Planung im Projekt DRAGON Ruhr sieht vor, weitere Bauverfahren und Gewerke sowie das Einmessen von Trennflächen mit einem Gefügekompass aufzunehmen und in 3D zu rekonstruieren.

## 6 Danksagungen

Ganz herzlich möchten wir uns bei der Keller Grundbau GmbH bedanken, die uns während der Bauausführung ihrer Spezialtiefbauprojekte Zugang zu ihren Baustellen gewährt und uns dadurch die Möglichkeit gegeben hat, die notwendigen Aufnahmen zu gewinnen. Gleichmaßen möchten



wir uns bei den Bauherren der entsprechenden Bauprojekte bedanken.

Ganz besonders möchten wir uns bei dem Ministerium für Kultur und Wissenschaft des Landes Nordrhein-Westfalen für die Förderung unseres Forschungsprojektes DRAGON Ruhr bedanken.

Ein Kooperationsvorhaben empfohlen durch die:



INNOVATION DURCH KOOPERATION

Gefördert durch:

Ministerium für  
Kultur und Wissenschaft  
des Landes Nordrhein-Westfalen



## Literaturverzeichnis

Agisoft (2023). *Agisoft Metashape User Manual Professional Edition, Version 2.0*. Agisoft LLC. URL: <https://www.agisoft.com/downloads/user-manuals/> (Aufgerufen am 15.05.2023)

Godlewska, J., (2022): *Aufarbeitung und Visualisierung der geomechanischen Situation sowie Analyse der möglichen Auswirkungen zukünftiger Hochwasserereignisse auf die Standsicherheit von Uferböschungen am Beispiel von Schuld im Ahrtal - Schwerpunkt Digitalisierung*. Master-Thesis, (Betreuung M. Duda). Engineering Geology and Rock Mass Mechanics, Institute of Geology, Mineralogy and Geophysics, Ruhr-Universität Bochum (unveröffentlicht)

Griessmair, T., Fuxjäger, G., Leibniz, O., Marte, R., (2022). *Smart Density Determination (SDD): Insitu Bodendichtebestimmung mittels Photogrammetrie und digitaler Wassergehaltsermittlung als innovative Alternative zu konventionellen Verfahren*. 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels. Hrsg: Moormann, C. & Vogt-Breyer, C. Narr Francke Attempto Verlag GmbH + Co. KG. Seite 152

Griwodz, C., Gasparini, S., Calvet, L., Gurdjos, P., Castan, F., Maujean, B., De Lillo, G., Lanthony, Y. (2021). *AliceVision Meshroom: An open-source 3D reconstruction pipeline*. Proc. 12th ACM Multimed. System Confenrece - MMSys '21. DOI: 10.1145/3458305.3478443. ACM Press

Matar, W. (2023): *Erstellung von 3D-Aufnahmen geotechnischer Laborversuche mittels Photogrammetrie*. Bachelor-Thesis, (Betreuung B.

Kosmann). Fachgebiet Geotechnik. Universität Duisburg-Essen (unveröffentlicht)

Petry, M., Becker, T., (2022). *Photogrammetrische Vermessung im Katastrophengebiet Ahr*. In: Photogrammetrie Laserscanning Optische 3D-Messtechnik, Beiträge der Oldenburger 3D-Tage 2022. Hrsg: Luhmann, T. & Schumacher, C. Wichmann Verlag

Petz, M., & Tutsch, R. (2004). *Rasterreflexions-Photogrammetrie zur Messung spiegelnder Oberflächen*. Technisches Messen 71 7-8. Oldenbourg Verlag

Pomaska, G. (2016). *Bildbasierte 3D-Modellierung: Vom digitalen Bild bis zum 3D-Druck*. Wichmann Verlag

Schmidt, M. (2023). *Dokumentation einer Baustellensite und Erstellung von digitalem Lehrmaterial mittels fotogrammetrischer Aufnahmen*. Bachelor-Thesis, (Betreuung B. Kosmann). Lehrstuhl für Geotechnik. Technische Universität Dortmund (unveröffentlicht)

Schmuski, S. (2022): *Aufarbeitung und Visualisierung der geomechanischen Situation sowie Analyse der möglichen Auswirkungen zukünftiger Hochwasserereignisse auf die Standsicherheit von Uferböschungen am Beispiel von Schuld im Ahrtal - Schwerpunkt Böschungssicherheit*. Master-Thesis, (Betreuung M. Duda). Engineering Geology and Rock Mass Mechanics, Institute of Geology, Mineralogy and Geophysics, Ruhr-Universität Bochum (unveröffentlicht)

3DFlow srl. (2023). *3DF Zephyr 7.0 User Manual*. URL: <https://www.3dflow.net/technology/documents/3df-zephyr-tutorials/> (Aufgerufen am 15.05.2023)

