

Forschung + Praxis 58

U-Verkehr und unterirdisches Bauen

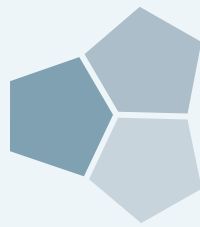


Forum Injektionstechnik 2022

Bauwerke und Baugrund sicher abdichten

Studiengesellschaft für Tunnel
und Verkehrsanlagen e. V. (STUVA), Köln

STUVA



FORUM²⁰²² INJEKTIONS TECHNIK

Wir danken den Sponsoren!



Die Handwerksgruppe

BUILDING TRUST



DESOL[®]



KELLER



F. Willich
SINCE 1882



HÄNY
Mixing and Injection Technology
SPIBO
Spielhoff-Bohrwerkzeuge GmbH

isolera

egwana

MABI
BUILDING EQUIPMENT MANUFACTURER

MC
BE SURE. BUILD SURE.

rascor
Pioniere der Bauabdichtung

URETEK
BEWAHREN, WAS UNS TRÄGT

MINOVA

renesco[®]
Geotechnik



Stump & Franki

TPH.
waterproofing systems

TORKRET

ZÜBLIN
TEAMS WORK.

WEBAC[®]
Unsere Formel – Ihre Lösung

WIWA[®]
Your project deserves it.

DMI
SPEZIAL INJEKTIONSARBEITEN



KÖSTER
Abdichtungssysteme

Forschung + Praxis 58

U-Verkehr und unterirdisches Bauen

Sicher abdichten und ertüchtigen

Forum Injektionstechnik 2022 in Köln

veranstaltet von:

- Bauverlag BV GmbH, Gütersloh
- IBE-Ingenieure GmbH+Co. KG, Hennef
- STUVA e. V., Köln

2.–3. November 2022

Langfassung der Vorträge

2022. Sicher abdichten und ertüchtigen

Vorträge zum Forum Injektionstechnik 2022 (Forschung + Praxis, U-Verkehr und unterirdisches Bauen; 58)

Herausgeber Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen – STUVA – e. V., Köln

Veranstalter

bau || verlag
Wir geben Ideen Raum

IBE | IBE-Ingenieure
GmbH+Co.KG

STUVA

Copyright

© 2022. Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen – STUVA – e. V.
Mathias-Brüggen-Straße 41, 50827 Köln

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages/Herausgebers in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen werden.

Redaktion

Dr.-Ing. Christian Thienert, Dipl.-Ing. Christoph Klaproth

Satz & Layout

Sonja Kessler, Gabriele Konopka

Umschlaggestaltung

Dipl.-Bibl. Martin Schäfer

Druck

Zum Stickling, Gütersloh

Erscheinungsdatum

November 2022

Verlag

Selbstverlag (STUVA)

ISBN

978-3-9819842-5-5

Titelbild

Injektionsschacht U-Bahnlinie U2 Wien, Foto: Dipl.-Ing. Florian Özkoral, ARGE U2-17-21

Inhalt

Vorwort	5
---------------	---

Baugrundabdichtung

<i>Heizmann, Andreas Bronzetti, Daniele Katterbach, Maren Massignani, Sergio</i>	Abdichtungsinjektionen mit einem hybriden Injektionsmittel auf Basis von Polyurethanharz und Zement	9
<i>Spagnoli, Giovanni Tintelnot, Götz</i>	Anwendung von neuartigen niedrigviskosen Bindemitteln für Porenrauminjektionen in feinkörnigen Böden – Grundlagen und Praxisbeispiele	16
<i>Klaproth, Christoph Wenighofer, Robert Könemann, Frank Gabriel, Patrick</i>	Analyse von Felsinjektionen mittels Künstlicher Intelligenz – Die Beobachtungsmethode 4.0?	23
<i>Strasser, Erich Hechenbichler, Johann</i>	Besonderheiten und Erfahrungen bei der Ausführung von Bohr- und Injektionsarbeiten für den Dichtungsschleier einer alpinen Talsperre	28

Bauwerksertüchtigung

<i>Brauer, Norbert</i>	Wiederherstellung von tragendem Mauerwerksgefüge – Schadensursachenermittlung mittels numerischer Simulationen und injektionsbasierte Sanierung	37
<i>Edvardsen, Carola</i>	Selbstheilungsfähigkeit versus Injektionserfordernis bei wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen	43
<i>Ring, Benno Bunge, Eckhard Ecker, Konrad Rombach, Britta</i>	Sanierung einer Tunnelschale infolge von Neubebauung – Erkundung, Sanierung und begleitende numerische Berechnungen	49

Sonderthemen

<i>Gabriel, Patrick Kainrath, Adrian</i>	Analyse und Vergleich von Abbruchkriterien bei Felsinjektionen	59
<i>Graeve, Holger</i>	Planung und Ausführung der Injektion von Beton im Rahmen harmonisierter europäischer Normen	69

<i>Aberle, Bernd</i>	Ausschreibung von Injektionsarbeiten – Unterschiede zwischen hydraulischen Bindemitteln und Kunstharzen 74
<i>de Hesselte, Jörg Hornig, Ute Graeve, Holger</i>	Das überarbeitete Merkblatt „Abdichten von Bauwerken durch Injektion“ (ABI-Merkblatt 2022) 79

Bauwerksabdichtung

<i>von Consbruch, Achim</i>	Sanierung von erdüberdeckten Dehnfugen eines Tiefgaragenbauwerks 87
<i>Rhein, Christian Hammer, Anna-Lena Camós-Andreu, Carles Thewes, Markus</i>	Diskussion zum Prüf- und Injektionssystem bei druckwasserhaltenden Eisenbahntunneln – Quantifizierung des Injektionserfolgs und Optimierungsansätze 92
<i>Hochstein, Tim Thienert, Christian Kessler, Dominik Kaundinya, Ingo</i>	Verpressverfahren zur Abdichtung von Tunnelinnenschalen – Neue Erkenntnisse aus Großversuchen 99

Baugrundertüchtigung

<i>Otterbein, Reiner Carsten, Peter Biedebach, Claas Sauerländer, Bertram</i>	Bohr- und Injektionsarbeiten zur Erweiterung der Stadtbahn unter dem Dortmunder Hauptbahnhof 109
<i>Weber, Florian Maroschek, Philipp Özkoral, Florian Rathenböck, Florian</i>	Automatisierte Steuerung und Ausführung von Kompensationsinjektionen 115
<i>Sailer, Martin Fillibeck, Jochen Kummerer, Clemens</i>	Experimentelle Untersuchungen zur Anwendung von Hebungsinjektionen in grobkörnigen Böden 120

Vorwort

Sehr geehrte Damen und Herren,
liebe Kolleginnen und Kollegen,

wohl kein anderer Bereich im Bauwesen hat sich in den letzten Jahren so schnell und beeindruckend entwickelt wie die Injektionstechnik. Diese positive Entwicklung betrifft alle denkbaren Anwendungsfälle, also das Abdichten, Stabilisieren und auch das Heben von Bauwerken oder die vorsorgliche Verbesserung des Baugrundes. Injektionen können viel bewirken und ständig kommen neue Anwendungsmöglichkeiten und Einsatzfelder hinzu. Gleichzeitig steigt die Zahl der verfügbaren Produkte rasant. Immer spezialisiertere Injektionsmittel für die komplexesten Anwendungsfälle stehen dem Anwender mittlerweile zur Verfügung, denn längst sind neben herkömmlichen Zementsuspensionen und Injektionsharzen auch hybride Produktlösungen verfügbar, die abgestimmt auf den jeweiligen Anwendungsfall das Beste aus beiden Produktwelten vereinen.

Bei dem Tempo, mit dem sich unsere Injektionsbranche entwickelt, ist es nicht immer leicht, den Überblick zu behalten. Daher kommt das Forum Injektionstechnik 2022 genau zum richtigen Zeitpunkt, um allen Interessierten einen kompakten Überblick über den aktuellen Stand der Technik zu bieten. Der Ihnen vorliegende Tagungsband mit seinen 17 Fachbeiträgen spiegelt die Dynamik in der Injektionsbranche auf beeindruckende Weise wider und zeigt die zunehmende Bedeutung und Diversifizierung der Injektionstechnik wie in einem Brennglas auf. Anhand aktueller Bauprojekte wird die große Bandbreite sinnvoller Anwendungsmöglichkeiten vorgestellt, egal, ob es sich um die Abdichtung einer feuchten Tiefgarage handelt oder um die Sanierung einer Talsperrenmauer im hochalpinen Gelände unter schwierigsten äußeren Bedingungen. Ergänzt werden diese Erfahrungsberichte aus der Praxis durch aktuelle Einblicke in Forschungsprojekte, die klarmachen, dass die Entwicklung innerhalb der Injektionstechnik alles andere als abgeschlossen ist, sondern sich ganz im Gegenteil in der Zukunft weiter beschleunigen wird. Das trifft auf die neuesten

Laborprodukte genauso zu, wie auf neue Anwendungsfelder und Spezialanwendungen, die im vorliegenden Tagungsband mit allem Pro und Contra beleuchtet werden. Bei der Lektüre dieses prall gefüllten Werkes wünschen wir Ihnen jedenfalls viel Vergnügen, Anregungen für Ihre eigenen Projekte sowie den ein oder anderen unverhofften Erkenntnisgewinn.

Vor dem Hintergrund der dynamischen Entwicklung unserer Branche freut es uns natürlich ganz besonders, Sie gerade jetzt endlich wieder im Maternushaus in Köln zum Forum Injektionstechnik persönlich begrüßen zu dürfen. Nachdem Corona im Jahr 2020 einen dicken Strich durch alle Pläne gemacht hatte, findet das Forum nach nunmehr vierjähriger Pause endlich wieder als Präsenzveranstaltung statt. Wir sind sicher, dass Sie sich genauso wie wir auf den zweitägigen unmittelbaren Erfahrungsaustausch mit anderen Fachleuten freuen. Denn als einzigartiger Branchentreffpunkt bringt das Forum Injektionstechnik 2022 wie die Vorgängerveranstaltungen alle am Bau Beteiligten zusammen: Bauherren, Fachplaner, ausführende Unternehmen und die Zulieferindustrie.

Genießen Sie die Fachvorträge unserer ausgewählten Referenten und nutzen Sie die vielfältigen Möglichkeiten zur Diskussion vor Ort und zum intensiven Networking. Auf der angegliederten Fachausstellung lassen sich nicht nur die neuesten Produkte führender Firmen unmittelbar kennenlernen, hier entstehen wertvolle Kontakte in entspannter Atmosphäre fast von ganz alleine. Anregende Gespräche, neue persönliche Begegnungen und Kontakte mit potentiellen Kooperationspartnern und Kunden – alles das bietet Ihnen das Forum Injektionstechnik 2022.

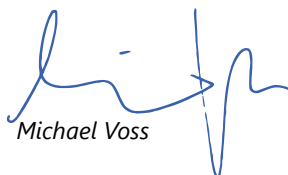
An dieser Stelle wollen wir nicht versäumen, den Sponsoren und den Ausstellern unseren herzlichen Dank auszusprechen. Ohne sie und die engagierten Referenten wäre eine solche Veranstaltung wie das Forum Injektionstechnik ganz bestimmt nicht realisierbar.

Viel Vergnügen beim Forum wünschen Ihnen



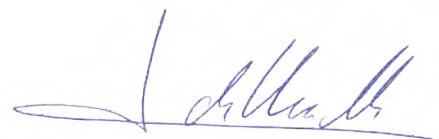
Prof. Dr.-Ing. Roland Leucker

Geschäftsführer
STUVA e. V.



Michael Voss

Geschäftsführer
Bauverlag BV GmbH



Dipl.-Ing. Jörg de Hesselle

Geschäftsführer
IBE-Ingenieure GmbH+Co. KG

Baugrundabdichtung

Abdichtungsinjektionen mit einem hybriden Injektionsmittel basierend auf Polyurethanharz und Zement

Mehr denn je besteht ein zunehmender Bedarf an einer effizienten und wirtschaftlichen Lösung für die Bewältigung geologischer sehr unterschiedlicher und teilweise schwieriger hydrogeologischer Bedingungen. Hierfür stellen Hybridinjektionen aus Zementsuspension und Polyurethanharz eine durchaus interessante Alternative dar. Der vorliegende Beitrag geht zunächst auf Grundlagen wie die zugehörige Ausrüstung und Mischtechnik sowie das eigentliche Injektionsverfahren ein. Anschließend werden Ergebnisse jüngst durchgeführten Laborversuche an frischem und erhärtetem Injektionsmaterial dargestellt. Abschließend wird ein Wasserkraftprojekt in der Schweiz vorgestellt, bei dem Hybridinjektionen ohne ausgewaschen zu werden erfolgreich eingesetzt worden sind, um einen unerwartet starken Wassereinbruch bei einem Stollenvortrieb in einem stark zerklüfteten Gesteinsmassiv effizient abzudichten.

1 Einleitung

Angeichts der zunehmenden Komplexität von Bauwerken, Bauarbeiten unter schwierigen Bedingungen und von zum Teil kostspieligen Erfahrungen bei der Bekämpfung von Wassereintritten besteht in der Injektionsmittelindustrie ein enormer Druck, ein Injektionsmaterial zu entwickeln, das in der Lage ist, solche schwierigen Bedingungen auf effiziente Weise zu bewältigen. Bei erheblichen Wasserzuflüssen und Wasserdrücken im Tunnelbau stoßen zementgebundene Injektionsmittel schnell an ihre technischen Grenzen. Chemische Injektionsmittel hingegen werden in der Regel eher für Notfälle eingesetzt, bei denen die Materialkosten durch den Wunsch nach einer schnellen und effizienten Lösung kompensiert werden, um teure Verzögerungen, Schäden und andere unerwünschte Folgen zu vermeiden. Ein nicht gänzlich neuer Ansatz besteht darin, diese beiden Materialien auf geschickte Weise zu kombinieren, um von ihren jeweiligen Vorteilen zu profitieren. In diesem Beitrag werden die Vorzüge von Hybridinjektionen aus der Sicht des Planers und der technische Hintergrund dieses Ansatzes vorgestellt. Am Beispiel eines Wasserkraftwerkprojekts wird eine erfolgreiche Umsetzung von Hybridinjektionen unter schwierigen Tunnelvortriebsbedingungen dargestellt.

2 Perspektive des Planers

Plötzliches und teilweise unerwartetes Eindringen von Wasser durch einzelne weite Klüfte oder stark durchlässige Zonen stellt eines der größten Risiken eine Herausforderung beim Bau unterirdischer Bauwerke unterhalb vom Grundwasserspiegel dar und kann zu erheblichen Verzögerungen, Kosten und möglicherweise auch zu Todesfällen führen. Der planer-

de Ingenieur steht oft vor der schwierigen Aufgabe, Konzepte entwickeln zu müssen, um das Eindringen von Wasser so effizient und zuverlässig wie möglich zu stoppen, ohne dass es zu einer Kostenexplosion im Projekt kommt. Die Entscheidung zugunsten des „richtigen Ansatzes“ zur Bewältigung der technischen Herausforderung ist vor allem mit folgender Frage verbunden: Ist die kritische Zone eher homogen und durch ähnliche Diskontinuitäten in Bezug auf ihre Öffnung gekennzeichnet oder gibt es ein Netzwerk von kleinen und größeren Klüften und/oder Hohlräumen?

Während kleine Klüfte ohne drückendes Wasser vergleichsweise einfach mit reiner Zementsuspension abgedichtet werden können, erfordern größere Klüfte mit fließendem oder drückendem Wasser, wo die Gefahr besteht, dass der Zement ausgewaschen wird, eine andere Lösung. Es gilt also, das passende Injektionsmittel in Abhängigkeit von Wasserzutrittsrate und Kluftöffnungsweite festzulegen (**Bild 1**). Demnach stellen Hybridinjektionen bei drückendem Grundwasser und/oder großen Klüften eine sinnvolle Alternative zu konventionellen Injektionsmaterialien und -methoden dar.

3 Lösungsansatz Hybridinjektion

3.1 Vor- und Nachteile

Das Hauptproblem beim Verpressen von Zementsuspensionen in mit Wasser gefüllte Hohlräume besteht darin, dass die bereits recht lange Aushärtungszeit des Injektionsguts durch das zusätzliche Wasser noch weiter verlängert wird. Das wiederum führt zu einer längeren Expositionszeit, während der Zement ausgewaschen und so das Abbinden weiter erschwert wird. Zementsuspensionen haben jedoch den Vorteil, dass sie kostengünstig sind.

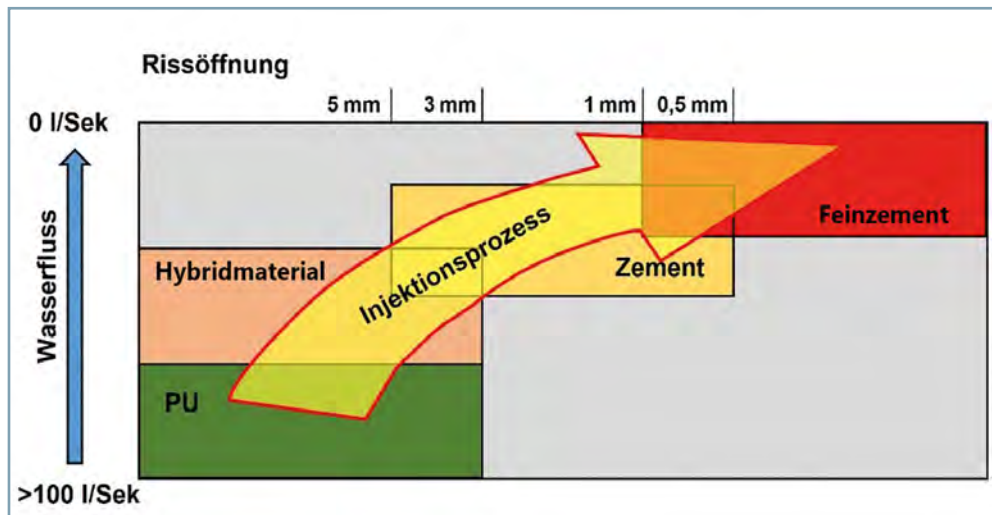


Bild 1 Auswahl von Injektionsmitteln in Abhängigkeit von Wasserflussrate und Kluftöffnungsweite

Eine Möglichkeit, wasserführende Hohlräume und Klüfte schnell und effizient abzudichten, ist die Verwendung eines hydrophoben Polyurethanharzes (PU) mit expansiven Eigenschaften. Seine feuchtigkeitsaktivierte Ausdehnung in Verbindung mit den hydrophoben Eigenschaften sorgt dafür, dass das Harz, sobald es mit Feuchtigkeit bzw. Wasser im Baugrund in Berührung kommt, anfängt, dieses quasi zu suchen und zu verdrängen. Wie alle chemischen Injektionsmittel ist allerdings auch PU deutlich teurer als Zementsuspension.

Hybridinjektionen vereinen nun die Vorteile beider Ansätze. Dazu werden Zementsuspension und PU zusammen, also in Form eines kombinierten Materials injiziert. Auf diese Weise können die expansiven und hydrophoben Eigenschaften von PU in einer ersten Injektionsphase dem Wasserdruck standhalten und die größeren Klüfte füllen, wodurch der Wasserzutritt reduziert wird. Anschließend kann die Zementsuspension die abdichtende Wirkung vervollständigen, indem sie in die restlichen Klüfte eindringt, ohne ausgewaschen zu werden. Diese

Kombination von Injektionsmitteln mit ihren unterschiedlichen Eigenschaften bietet eine große Flexibilität bei variierenden Baugrundverhältnissen – selbst wenn die Injektion bereits im Gange ist.

Eine Übersicht über einzelne Vor- und Nachteile der einzelnen Materialien, d. h. Zementsuspension, PU und Hybridmaterial, ist **Tabelle 1** zu entnehmen. **Tabelle 2** enthält einen qualitativen Vergleich der Materialkosten für Mörtel unter Berücksichtigung von Materialkosten von 150 EUR/t für Zement und 5.000 EUR/t für PU.

3.2 Ausrüstung und Mischtechnik

Zur Herstellung des Hybridmaterials sind zwei Mischvorgänge erforderlich: 1. das Mischen der beiden PU-Komponenten und 2. das Mischen von PU und Zementsuspension. Beide Mischvorgänge finden direkt am Bohrloch statt; **Bild 2** zeigt einen typischen Systemaufbau.

Tabelle 1 Qualitative Vor- und Nachteile von Zementsuspension, PU und Hybridmaterial

	Zement	PU	Hybrid
Auswaschbeständigkeit	–	+	+
Parallelbetrieb von Injektionspumpen (je nach Bohrphasen)	+	0	0
Verringerung von Leckagen im Tunnel	–	0	+
Wiederverwendbarkeit von Injektionsleitungen	+	0	0
Anpassung der Materialeigenschaften während der Injektion	0	+	++
Schnelle Abbindezeit und damit Verkürzung der Wartezeiten	–	++	+
Wirtschaftlichkeit in Bezug auf Gesamtsystem	0	0	++
Wirtschaftlichkeit in Bezug auf Materialkosten	++	0	+
Verringerung der Materialverluste durch bohrlochweise Anpassung der Materialeigenschaften	–	0	+

Tabelle 2 Relativer Kostenvergleich von Zementsuspension, PU und Hybridmaterial mit verschiedenen PU-Anteilen

Zement	PU	Hybrid 10 % PU	Hybrid 20 % PU	Hybrid 30 % PU	Hybrid 40 % PU
1	33	4	7	10	13

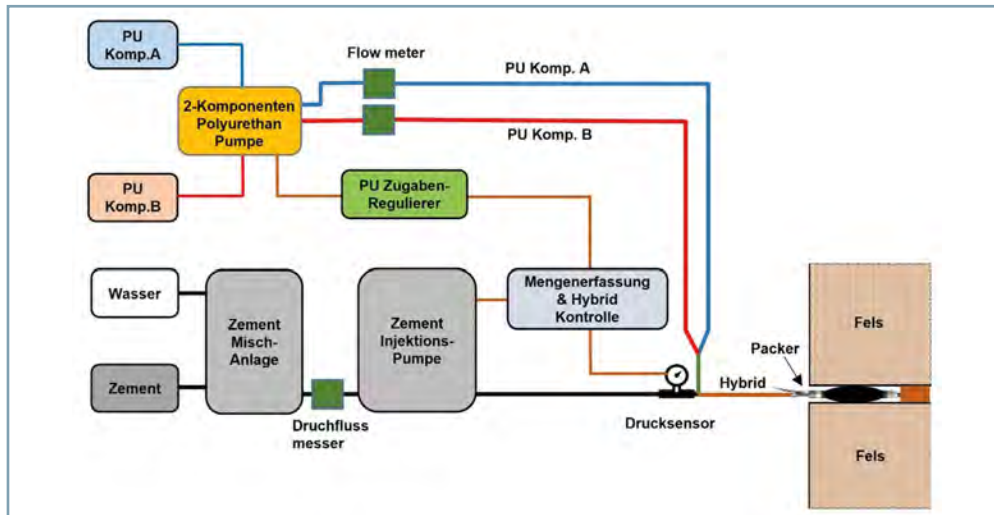


Bild 2 Typischer Systemaufbau für die Herstellung eines Hybridmaterials

3.3 Injektionsverfahren

Jeder Injektionsvorgang beginnt zunächst mit einer reinen Zementsuspension. Kommt es während dieser Injektion zu einem Druckanstieg in einem Bohrloch, wird kein PU zugegeben, da die kleinen Klüfte durch die Zementsuspension abgedichtet werden. Fließt das Injektionsmaterial jedoch ohne Druckanstieg ab (**Bild 3a**) oder kommt es zu Leckagen im Tunnel, wird PU zugegeben (**Bild 3b**). Hat die hybride, d. h. PU-gestützte, Zementsuspension die weiten Klüfte mit Wasserzutritt in den Tunnel abgedichtet, wird die Injektion mit reiner Zementsuspension fortgesetzt, um auch die kleineren Klüfte zu füllen (**Bild 3c**).

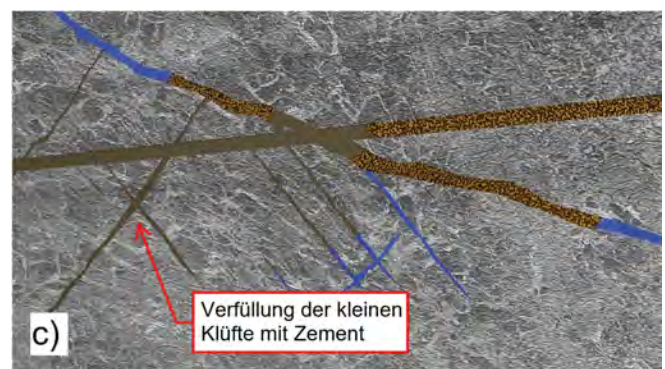
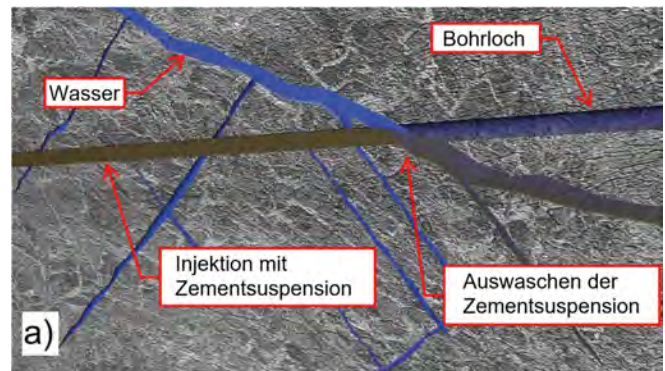


Bild 3 Injektionsvorgang bei einer Hybridinjektion
a) Auswaschen von Zementsuspension in großen Klüften
b) Abdichtung großer Klüfte mit polyurethangestützter Zementsuspension
c) Füllen kleiner Klüfte mit reiner Zementsuspension

4 Eigenschaften des Injektionsmaterials

Seit 2019 erfolgten gezielte In-situ-Versuche mit verschiedenen PU-Materialien und Zementen. In den Jahren 2020/21 wurde zusätzlich eine intensive Labortestkampagne durchgeführt, um ein besseres Verständnis bezüglich des Verhaltens beim Einbau und verschiedener Materialkombinationen zu erhalten. In den folgenden Abschnitten werden einige der wichtigsten Ergebnisse der jüngsten Laborversuchsreihe [1] bezüglich der Eigenschaften von Hybridmischungen sowohl im frischen als auch im erhärteten Zustand vorgestellt.

4.1 Eigenschaften im frischen Zustand

Das Eindringen von Injektionsmaterial in Klüfte oder Poren wird vor allem durch das Größtkorn der Zementteilchen und die Viskosität der Suspension bestimmt. **Bild 4** zeigt die Größenordnung der Viskositätsentwicklung für die Zugabe von 0 %, 10 %, 20 %, 30 % und 40 % eines Polyurethanharzes zu einer Zementsuspension. Entsprechende Messungen erfolgten mit einem Rotationsviskosimeter. Aufgrund des schnellen Anstiegs der Viskosität des Hybridmaterials werden die Ergebnisse für einen Zeitraum von einer Stunde dargestellt. Es zeigt sich, dass das Material bei den geringen PU-Anteilen von 10 – 20 % eine noch relativ lange Reaktionszeit von bis zu 15 bzw. 30 Minuten hat. Bei höheren PU-Gehalten von 30 – 40 % ist die Reaktionszeit deutlich kürzer und liegt typischerweise im Bereich von 2 – 4 Minuten. Diese schnelle Reaktionszeit ist in der Praxis ein großer Vorteil, insbesondere, wenn starke Wassereinträge zu bewältigen sind. **Bild 5** zeigt

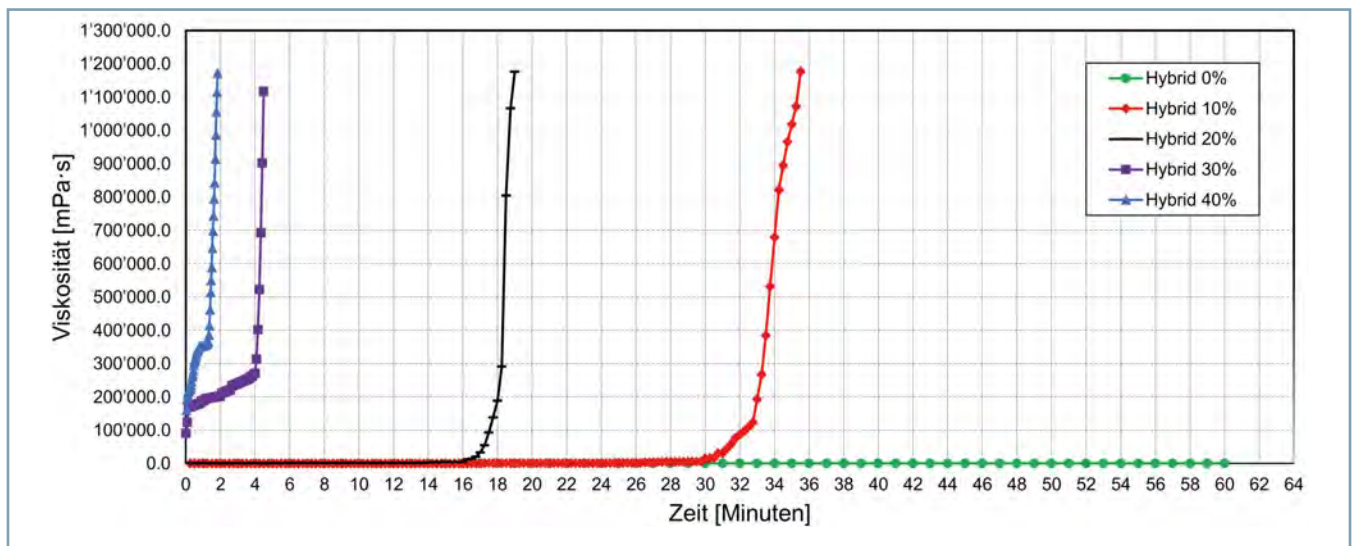


Bild 4 Viskositätsentwicklung eines Hybridmaterials für verschieden hohe PU-Zugaben

die Ergebnisse eines Feldversuchs mit den unterschiedlichen Fließeigenschaften des Hybridinjektionsmaterials bei Zugabe von 10 %, 20 %, 30 % und 40 % Polyurethanharz.

4.2 Eigenschaften im erhärteten Zustand

Die Druckfestigkeit wurde nach der europäischen Norm DIN EN 196-1 bestimmt. **Bild 6** zeigt die Entwicklung der Druckfestigkeit zu verschiedenen Zeitpunkten für verschiedene PU-Gehalte. Demnach ist durch die Zugabe von Polyurethanharz eine deutliche Abnahme der Druckfestigkeit zu beobachten. Ein Vergleich der vier Hybridmaterialien zeigt jedoch, dass bei PU-Gehalten von mehr als 10 % keine weitere signifikante Abnahme zu beobachten ist. Was die absoluten Ergebnisse be-

trifft, so bleiben die Hybridmaterialien trotz der Verringerung durch den PU-Zusatz in einem Druckfestigkeitsbereich, welcher sich wenn überhaupt nur geringfügig auf die strukturelle Festigkeit auswirkt.

Bild 7 zeigt die nach der europäischen Norm DIN EN 12390-6 geprüfte Spaltzugfestigkeit. Demnach ist keine relevante Festigkeitsreduzierung durch die Zugabe von PU festzustellen. Zudem wurde der statische E-Modul nach DIN EN 12390-13 für Probekörper im Alter von 90 Tagen geprüft, d. h. zu einem Zeitpunkt, an dem bereits ein hoher Grad an Zementhydratation erreicht ist, so dass die Ergebnisse als repräsentativ für das Langzeitverhalten angesehen werden können (**Bild 8**). Demnach wird der Elastizitätsmodul durch den Zusatz von Polyurethanharz höchstens in etwa halbiert und liegt damit immer noch in einem mit Zementinjektionen vergleichbaren Bereich.



Bild 5 Hybridmaterial mit 10 %, 20 %, 30 % und 40 % PU-Zugabe

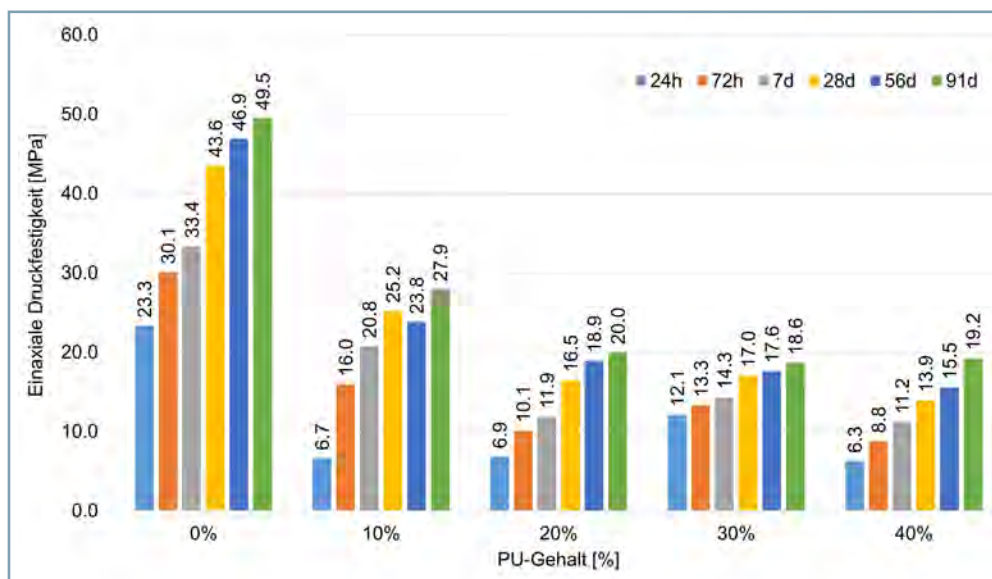


Bild 6 Druckfestigkeiten nach 24 Stunden bis 91 Tagen für verschiedene PU-Gehalte

5 Qualitätssicherung

Vor Beginn der Injektionsarbeiten müssen vor Ort grundlegende Versuche mit dem vorgesehenen Zement und dem Polyurethanharz durchgeführt werden, um das Reaktionsverhalten des Hybridmaterials beurteilen zu können. Die Herausforderung hierbei ist, dass es sich um ein dynamisches Material mit schnell wechselnden Eigenschaften handelt.

Während der Injektion werden die Eigenschaften der beiden Ausgangsstoffe kontinuierlich kontrolliert. Die wichtigsten Parameter, die in der Regel geprüft werden, sind zum einen die Dichte und die Abbindezeit der Zementsuspension und zum anderen die Reaktionszeit und das Reaktionsverhalten des 2-Komponenten-Polyurethanharzes. Ergänzend werden die Eigenschaften der Mischung, also des Hybridmaterials, anhand von Rückstellproben beobachtet.

Die ordnungsgemäße Funktion der Pumpen und der Messgeräte wird täglich vor Arbeitsbeginn überprüft, indem die einzelnen Komponenten separat gemessen, protokolliert und ggf. nachkalibriert werden. Darüber hinaus werden Schläuche, Packer und Statikmischer vor jedem Injektionsvorgang visuell überprüft. Ein wesentlicher Bestandteil der Qualitätssicherung ist zudem die detaillierte Messung und Aufzeichnung des In-

jektionsvorgangs. Die Durchflussmenge aller Komponenten und die zugehörigen Drücke werden kontinuierlich aufgezeichnet. Alle Parameter sind für den Pumpenbediener unmittelbar sichtbar, was eine ständige Überwachung des Injektionsvorgangs ermöglicht. Erfahrenes und geschultes Personal ist für eine erfolgreiche Anwendung von besonderer Bedeutung, insbesondere aufgrund der dynamischen Eigenschaften des Hybridmaterials.

6 Anwendungsbeispiele

6.1 Pumpspeicherkraftwerk Ritom

Als Anwendungsbeispiel für eine Hybridinjektion sei an dieser Stelle das Pumpspeicherkraftwerk Ritom in der Schweiz angeführt, wo eine neue Wasserfassung und ein neuer 2.300 m langer Druckstollen gebaut wurde. Während des Ausbruchs des Unterdruckstollens trat unerwartet eine geologisch schlechte Gesteinszone mit massivem Wasserzufluss von ca. 135 l/s auf (**Bild 9**), was einen vollständigen Stopp des Vortriebs erforderte. Erkundungsbohrungen zeigten, dass die Öffnungsweiten der Klüfte stark variierten. Es handelte sich um druckhafte Gebirgswasserzuflüsse, deren Herkunft trotz diverser Untersuchungen unklar blieb.

In einem ersten Schritt musste der Wassereintritt in den Tunnel gestoppt werden. Zu diesem Zweck wurden im hinteren Bereich Injektionsschirme angeordnet. Jeder Schirm bestand aus 18 Bohrlöchern mit einer Länge von 20 m und einer Überlappung von ca. 5 m. Die Injektion jedes Bohrlochs wurde im hinteren Bereich des Tunnels durchgeführt. Die Injektion erfolgte in zwei Etappen mit Packerpositionen in einer Tiefe von 10 und 5 m. Anschließend wurden die Klüfte mit voraus-eilenden Injektionsschirmen abgedichtet und das Gebirge stabilisiert (**Bild 10**). Die Bohrlänge betrug auch hier 20 m mit einer Überlappung von ca. 5 m. In der Regel lag die Zugabe an PU bei 10 – 20 %.

Im weiteren Vortrieb zeigte sich ein deutlicher Injektionserfolg, verbunden mit einem Restwasserfluss von weniger als 5 l/s. **Bild 11** zeigt die verpressten Klüfte an der Ortsbrust. Der Vortrieb fand von da an unter weitgehend trockenen Bedingungen statt. Sobald die Bohrung über den Schirm hinausging, kam es jedoch wieder zu einem erheblichen Wassereintritt, was darauf hindeutet, dass die Ausbreitung des Injektionsmaterials erfolgreich begrenzt wurde und keine weiter entfernten Klüfte unnötig aufgefüllt wurden.

Zu Beginn der Arbeiten wurden in einer Testphase zum Vergleich auch Bohrlöcher nur mit Zementsuspension und nur mit Polyurethanharz verpresst. Anhand der so gewonnenen Daten wurden die wirtschaftlichen und zeitlichen Kosten für die reinen Injektionsarbeiten für die ersten Schirme auf eine Gesamtmenge von 2.280 Bohrmeter hochgerechnet. Demnach führt der Einsatz der Hybridinjektionen zu hohen Einsparungen von weit über 50 % an Geld und Zeit. Angemerkt sei an dieser Stelle, dass die für Zementinjektionen zugrunde liegenden Werte nur grobe theoretische Anhaltswerte darstellen können, da ein Abdichtungserfolg äußerst unwahrscheinlich ist.

6.2 Weitere Anwendungen

Bei der Baustelle „Route des Nations“ in Genf führte ein Tunnelvortrieb mit geringer Überdeckung durch glaziale Ablagerungen. Hohe Durchlässigkeiten in den überlagernden Boden-

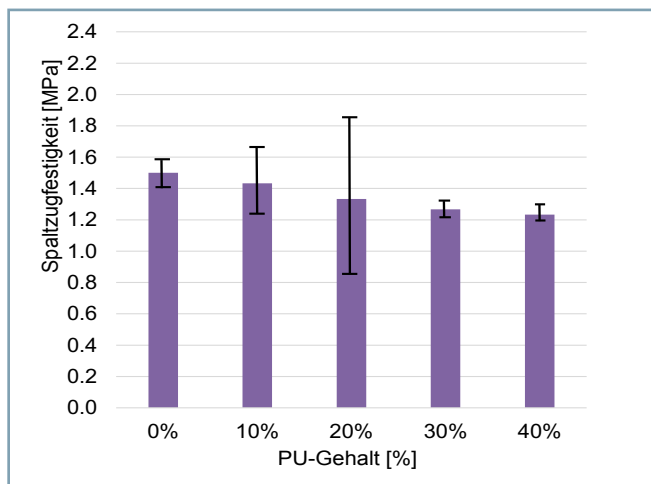


Bild 7 Spaltzugfestigkeiten nach 28 Tagen für verschiedene PU-Gehalte

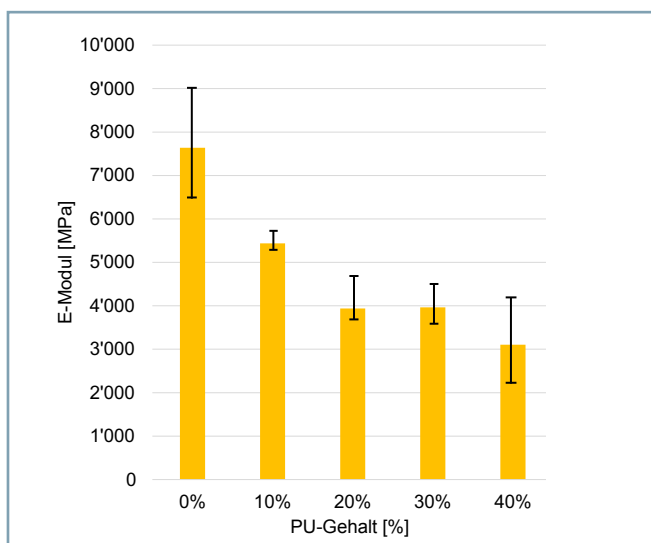


Bild 8 Statischer Elastizitätsmodul nach 90 Tagen für verschiedene PU-Gehalte



Bild 9 Wassereintritt beim Vortrieb des Druckstollens

schichten machten eine Vorvergütung erforderlich. Auch hier war mit einer großen Bandbreite an Durchlässigkeiten zu rechnen, so dass die Wahl auf die Verwendung eines Hybridmaterials fiel. Durch die Steuerung der Reaktionsgeschwindigkeit und der Viskosität wurde die Ausbreitung des Injektionsguts auf die zu vergütenden Bereiche begrenzt und ein Abfließen verhindert.

Auch im Zuge der Ausführung von Probeinjektionen in der „Schachanlage Asse II“ wurde ein Hybridmaterial bestehend aus Magnesia-Binder und Acrylatgel getestet, um die Eigenschaften des Materials in Bezug auf Fließverhalten und Festigkeit zu optimieren.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Kombination von Zementsuspension mit Polyurethanharz als Injektionsmaterial bei stark strömendem Wasser hat sich in der Praxis bereits bewährt. Durch die Reaktion des Harzes mit Wasser entstehen allerdings Luftporen, welche die Festigkeit des Hybridmaterials reduzieren. Dennoch können auf diese Weise für geotechnische Zwecke ausreichende Festigkeiten erreicht werden. Um reproduzierbare hohe Festigkeiten des Hybridmaterials bei Erhaltung des Anti-Wash-Out-Effektes zu erzielen, wurde auch bereits die Kombination von Zementsuspension mit Silikatharz untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die gewünschten Injektionseigenschaften mit deutlich weniger Harzanteil von ca. 5 % erreicht werden konnten. Zum anderen zeigte sich, dass die Festigkeiten höher liegen, da keine CO₂-Poren gebildet werden.

Literatur

- [1] DMT Labor Test Bericht, Juni 2021.
- [2] MC-Bauchemie, Laborbericht, Hybridsysteme mit Zement-Polyurethanharz, Juni 2022.
- [3] Heizmann, A., Lilliu, G.: State-of-the-art hybrid injection methodology for stopping water inflow in tunnels. HYDRO 2022, Strasbourg.
- [4] MC-Bauchemie, Laborbericht, Hybridsysteme mit Zement-Silikatharz, August 2022.

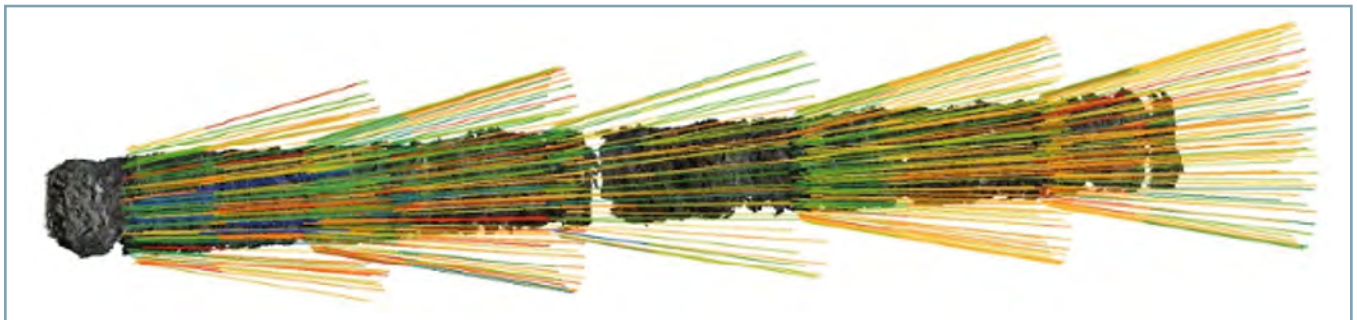


Bild 10 Vorseilende Injektionsschirme



Bild 11 Verpresste Klüfte an der Ortsbrust

ZEMENTÖSE UND CHEMISCHE INJEKTIONEN

Mit umfassender Qualitätssicherung durch automatische Steuerung der Injektionen und digitalem Datenmanagement:

- Konsolidierungs- und Abdichtungsinjektionen
- Dichtschotts
- Hebungsinjektionen
- Passive Vorspannung
- Weichgelsohlen
- Staudamminjektion
- Stoppen von Wassereinbrüchen im Tunnelbau

Anwendung von neuartigen niedrigviskosen Bindemitteln für Porenrauminjektionen in feinkörnigen Böden – Grundlagen und Praxisbeispiele

Im Spezialtiefbau sind mehrere Bodenverbesserungsverfahren verfügbar, wovon einige für ein breites Spektrum der Bodenarten geeignet sind. Dazu gehören Düsenstrahlverfahren (DSV), Bodenmischverfahren (bzw. Deep Soil Mixing) und Baugrundvereisung. Das Permeationsinjektionsverfahren ist auf körnige Böden beschränkt. Allerdings stellt es – auf Basis neu entwickelter Injektionsmaterialien – für die Zukunft eines der Gebiete mit den vielversprechendsten Verbesserungspotenzialen dar. Der aktuelle Beitrag befasst sich mit zwei neuartigen Bindemitteln: einem Colloidal Silica und einem Acrylatgel. Schwerpunktartig werden die wesentlichen grundlegenden geotechnischen Parameter beschrieben sowie anhand zweier Praxisbeispiele die Produkte vorgestellt und deren Einsatzmöglichkeiten diskutiert.

1 Einleitung

Permeationsinjektionen gehören zu den „klassischen“ Injektionen, bei denen Hohlräume im Boden durch Injektionsgut verfüllt werden. Dabei handelt es sich vor allem um Zementsuspensionen in nicht grobkörnigen Böden (z. B. Kies). Chemische Injektionsmittel kommen hingegen eher bei Sanden zum Einsatz [1]. Für feinkörnige bindige Böden sind Zementsuspensionen nicht geeignet, da zum einen die Poren erheblich kleinere Querschnitte aufweisen, sodass kein Einströmen von festen Partikeln möglich ist. Zum anderen wird das Fließregime im Allgemeinen in höherem Maße durch Kapillarkräfte bestimmt. Zudem haben von Oberflächenspannungen herrührende Phänomene einen gesteigerten Einfluss. Vor allem der letztgenannte Aspekt ist bislang kaum systematisch erforscht, sodass sich Diskussionen über limitierende Faktoren der Eindringung von Injektionsgut in den Porenraum zumeist auf die Filterkriterien konzentrieren.

Diese basieren auf dem Verhältnis von charakteristischen Korngrößen von Injektionsgut zu Boden [2]. Zur Bewertung der Injektionsfähigkeit von Suspensionen werden einfache empirische Gleichungen verwendet, die zumeist auf den Filterkriterien nach von Terzaghi basieren:

$$N = \frac{d_{15(\text{soil})}}{d_{85(\text{grout})}} \quad (1)$$

Dabei beschreibt $d_{15(\text{soil})}$ die Bodenkorngröße bei 15 % Siebdurchgang und $d_{85(\text{grout})}$ die Korngröße des Injektionsgutes bei 85 % Siebdurchgang. Basierend auf Erfahrungswerten,

und traditionell in den USA angewandt, wird ein N -Wert von mehr als 24 als Grenzwert angenommen, um eine erfolgreiche Injektion zu gewährleisten [4].

Injizierbarkeitskriterien werden unter anderem auch in Bezug auf die Wasserdurchlässigkeit des Bodens bewertet. Solche Kriterien können auch für Lösungen und Harze zugrunde gelegt werden, für die aufgrund des Fehlens von Feststoffen kein Filterkriterium betrachtet werden kann. Insgesamt ist der Einströmvorgang von Zementsuspensionen in Böden ein komplexer Prozess, der von vielen Variablen wie Injektionsdruck und Durchflussrate, der zeitabhängigen Rheologie des Injektionsguts [5] sowie der intrinsischen Permeabilität des Bodens abhängt, welche selbst wiederum bestimmt wird durch Porosität, Korngrößenverteilung und weitere Faktoren. Für standortspezifische Anwendungen werden vor Beginn der Ausführung häufig Labortests [6] oder In-situ-Tests durchgeführt. Da diese jedoch während der Entwurfsphase noch nicht verfügbar sind, wird in der Regel auf Basis von Erfahrungswerten eine erste Abschätzung vorgenommen. Klassische Richtwerte hierfür wurden in Bezug auf die Durchlässigkeit des behandelten Bodens für verschiedene Injektionsprodukte [7, 8] mit Grenzwerten für die Permeationsinjektion von 10^{-6} m/s festgelegt (Bild 1). Die aktuellen Veröffentlichungen beschreiben zwei neuartige Bindemittel, die für Permeationsinjektionen entwickelt wurden: Colloidal Silica und Acrylate. Während Letztere in der geotechnischen Industrie bereits bekannt sind [2], ist Colloidal Silica weniger bekannt, obwohl mechanische Eigenschaften bereits untersucht [9, 10] und entsprechende Baustellenanwendungen bereits dokumentiert wurden [11].

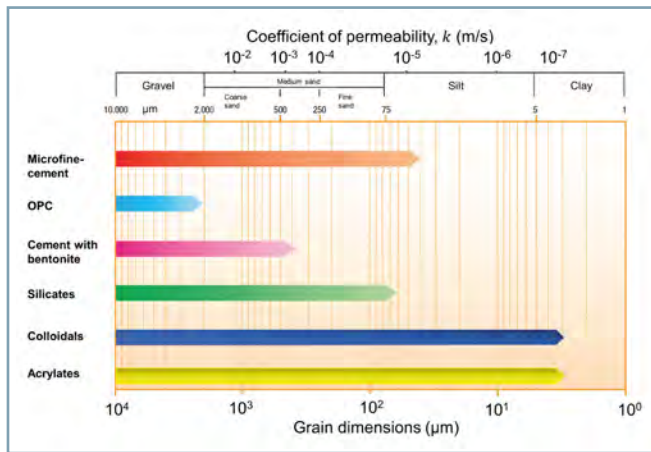


Bild 1 Indikationsbereich für Permeationsinjektionen mit verschiedenen Injektionsmaterialien (Fraccica et al. 2022)

2 Kurzübersicht der neuartigen Bindemittel

2.1 Colloidal Silica

Colloidal Silica ist eine wässrige Suspension mikroskopisch kleiner Kieselsäurepartikel, hergestellt aus gesättigten Kieselsäurelösungen [12]. Die Herstellung erfolgt durch das Extrahieren von Alkali aus Natriumsilikat mit Ionenaustauschharz. Dabei liegt der Durchmesser der Kolloide zwischen 0,002 µm und 0,1 µm. Durch Änderungen der Ionenstärke sowie des pH-Werts der Dispersion erfolgt die Gelierung von Colloidal Silica durch Aufbrechen der elektrischen Doppelschicht um die Kolloidoberfläche. Dabei beginnen die Siloxanradikale (Si-OH) auf der Oberfläche der Kolloide zu kondensieren und bilden einen Haufen kugelförmiger Kolloide, die sich als Molekülkette durch Kollision der diskreten Solpartikel miteinander verbinden [13]. Durch die Erhöhung der Ionenkonzentration, d. h. Änderung des pH-Wertes, kann die Porengröße – also die Geldichte – des so entstehenden Gels beeinflusst werden und damit direkt die zu erreichende Bodenverfestigung gesteuert werden. Die Geldichte ist in diesem Zusammenhang direkt proportional zur Kieselsäurekonzentration in der Suspension [10].

Bei der Anwendung bildet Colloidal Silica ein dauerhaftes Gel mit einer hohen Verformungsbeständigkeit, welches einerseits die einzelnen Bodenpartikel bindet, andererseits die vorhandenen Porenräume verfüllt [14]. Da in der Gelstruktur keine Natriumionen vorhanden sind, bleibt die Verformungsbeständigkeit auch über einen langen Zeitraum erhalten [15].

Weitere Vorteile ergeben sich bei einem Vergleich mit Natriumsilikaten. Im Gegensatz zum Colloidal Silica wird Natriumsilikat in der Regel nicht als dauerhaftes Material angesehen [16]. Vielmehr ist die durch Natriumsilikat gebildete Gelstruktur nur für vorübergehende Zwecke geeignet, da einige Natriumionen in der Gelstruktur verbleiben, den Gelierungsprozess umkehren und somit die Zersetzung der Gelstruktur bewirken [13]. In diesem Zusammenhang beobachteten Hurley und Thornburn [17] eine fortschreitende Verschlechterung von mit Natriumsilikat behandelten Böden, die durch Lösung oder Erosion in Kontakt mit Grundwasser gekommen waren. Ebenfalls nachteilig wirkt sich aus, dass Natriumsilikate alkalische Lösungen mit einem pH-Wert im Bereich von 12 bis 13 sind, wohingegen Colloidal Silica lediglich einen pH-Wert von weniger als 9 aufweist.

Ferner liegt die Viskosität von Natriumsilikaten viel höher und entspricht eher der Viskosität eines Sirups, wohingegen Colloidal Silica eine vergleichbare Viskosität wie Wasser aufweist (weniger als 5 cP in verdünnter Form).

Für die Festigkeitsentwicklung und Verformungsbeständigkeit führte Yonekura [15] Langzeittests mit Colloidal Silica durch, die im Sand bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 100 % verpresst wurden und eine Zunahme der Festigkeit über mehr als 3 Jahre zeigten. Die uniaxiale Druckfestigkeit (UCS) bei 20 °C Raumtemperatur und relativer Feuchtigkeit (Relative Humidity RH) von 100 % wurde sowohl im reinen Gel als auch im permeierten Basarkarp-Sand Nr. 15 bei Produkt-zu-Beschleuniger-Verhältnissen von 9:1 und 7:1 gemessen. Entsprechende Ergebnisse sind **Bild 2** zu entnehmen.

Die üblicherweise erzielten Durchlässigkeitsbeiwerte (K-Werte) nach dem Verpressen eines mit Colloidal Silica behandelten Sandes liegen bei etwa 10^{-7} bis 10^{-8} m/s [18].

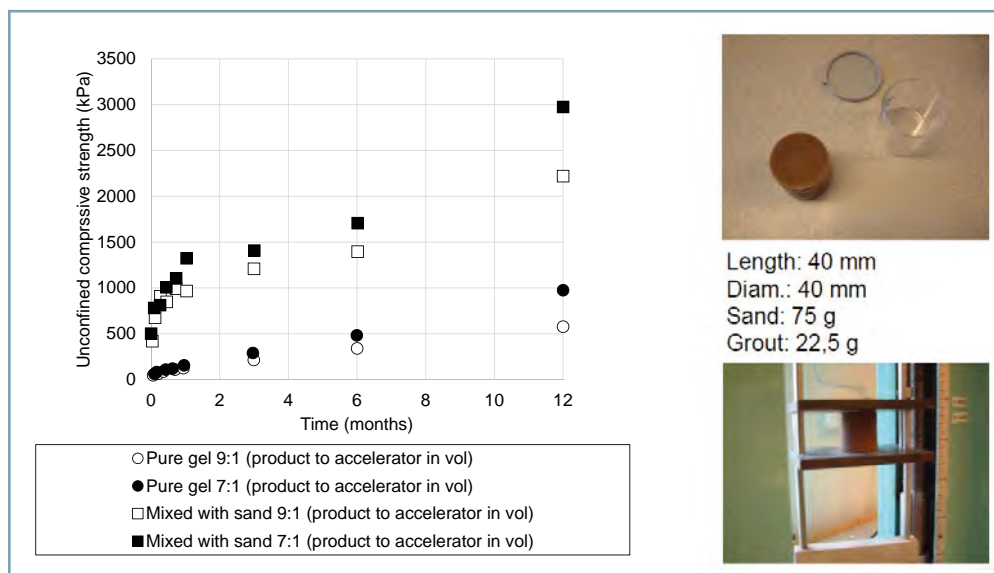


Bild 2 UCS-Werte für das Colloidal Silica mit SiO₂-Gehalt 15 % auf reinem Gel und penetriertem Sand

2.2 Acrylatgel

Gele auf Acrylatbasis bestehen bis auf wenige Ausnahmen im Wesentlichen aus der Stammkomponente, Katalysator, Initiator und Wasser. Komponente A und Komponente B werden im vorgegebenen Mischungsverhältnis (in der Regel 1:1 Volumenteile) mit einer Zweikomponentenpumpe verarbeitet. Für spezielle Anwendungen kann das Wasser der B-Komponente durch eine Polymerdispersion auf Acrylbasis ersetzt werden. Bei der Reaktion der vorgemischten niedrigviskosen Komponenten A und B entsteht durch radikalische Polymerisation und Additionsreaktionen nach einer produktabhängigen Reaktionszeit aus den Monomeren ein Acrylatgel mit weich- bis gummielastischen Eigenschaften. Die Reaktionszeit, d. h. die Zeitspanne bis zur Entstehung eines nicht mehr fließfähigen, zäh-elastischen Gelkörpers, hängt von der Art der Gele, den Mischungsanteilen und der Temperatur ab. Sie variiert zwischen wenigen Sekunden und bis zu etwa 60 Minuten. Während der Injektion kommt das chemisch-physikalisch noch nicht gebundene Wasser mit dem umgebenden Boden bzw. Gebirge in Kontakt. Die Reaktionszeit, die im Wesentlichen der Topfzeit des Gels entspricht, lässt sich in weiten Grenzen beeinflussen und liegt üblicherweise bei 10 bis 30 min. Diese Zeit ist nach allen Erfahrungen und experimentellen Untersuchungen mit Acrylatgelen viel zu kurz, um Kontaktreaktion mit dem Baugrund zuzulassen; das geringfügige Volumenschrumpfen während der Gelbildung und die sich infolgedessen zumindest theoretisch bildenden Fehlstellen im Injektionsbereich lassen sich durch Nachinjizieren über die Gelzeit hinaus vermeiden bzw. kompensieren.

3 Geotechnische Daten

3.1 Colloidal Silica

Spagnoli et al. [19], Fraccica et al. [18-20] und Grassi et al. [21] berichteten über mehrere mechanische Prüfwerte von Böden, die mit Colloidal Silica und anderen Bindemitteln verpresst wurden. Als Grundböden wurden reine Sandböden, karbonatische Schluffsandböden, Quarzsand F36, Hostunsand und Schluff mit einem Hohlraumanteil zwischen 0,6 und 0,8 geprüft. Typische UCS-Werte nach 28 Tagen (ausgehärtet unter den verschiedenen Bedingungen) erreichen Werte um 400 kPa. Fraccica et al. [18] bewerteten auch das undrainierte Elastizitätsmodul bei unterschiedlicher axialer Verformung und das Sekanten-Elastizitätsmodul E_{50} und lieferten Werte im Bereich von 6 bis 700 MPa. Die hohe Variabilität ist auf die Art des Tests, die Art der Aushärtung und die Art des injizierten Bodens zurückzuführen. **Tabelle 1** und **Bild 2** zeigen einige Referenzwerte der in Böden injizierten Colloidal Silica.

Bild 3A zeigt die E_{50} -Werte aus den UCS-Tests von Colloidal Silica, die in Böden mit unterschiedlichen K -Werten injiziert wurden. **Bild 3B** zeigt Sekanten-Elastizitätsmodule, welche bei unterschiedlicher axialer Dehnung in CU-Triaxialtests (konsolidierte undrainierte Tests) ermittelt wurden. Die dabei aufgebrachten isotropen Gesamtspannungen p' betrugen 200 und 600 kPa. Es ist zu beobachten, dass die undrainierte Steifigkeit bei geringer Dehnung und hoher Spannung zunimmt [18]. **Bild 4** zeigt die Ergebnisse der UCS-Tests nach 28 Tagen Aushärtung in Abhängigkeit der SiO_2 -Konzentrationen. Es zeigt sich, dass die Höhe der SiO_2 -Konzentration einen direk-

Tabelle 1 Allgemeiner Überblick über die mechanischen Eigenschaften von Colloidal Silica

Referenzwert von UCS oder Elastizitätsmodul	Bodenart	Bemerkungen	Quelle
120 kPa	Feiner Sand	Ausgehärtet bei 50 % RH-e 0,7 bis 0,8	[15]
363 kPa	Feiner Sand + 10 % karbonatischer Schluff	Ausgehärtet bei 50 % RH-e 0,7 bis 0,8	[15]
60 kPa	Schluffiger Sand	Ausgehärtet bei 100 % RH-e 0,68 Proben gesättigt, 2 bar Druck	[20]
290 kPa	Hostun-Sand	$e = 0,41$, RH = 98 %, 1 bar Druck, Probe weit von der Düse entfernt, k Boden 10^{-4} m/s	[22]
713 MPa	Feiner Sand	Ausgehärtet bei 50 % RH, e 0,7 bis 0,8, CU TX, $p' = 600$ kPa Sekante $\epsilon_{ax} = 0,01$ %	[18]
6 MPa	Schluffiger Sand	Ausgehärtet bei 100 % RH-e 0,68-Probe gesättigt, aus UCS-Tests	[18]

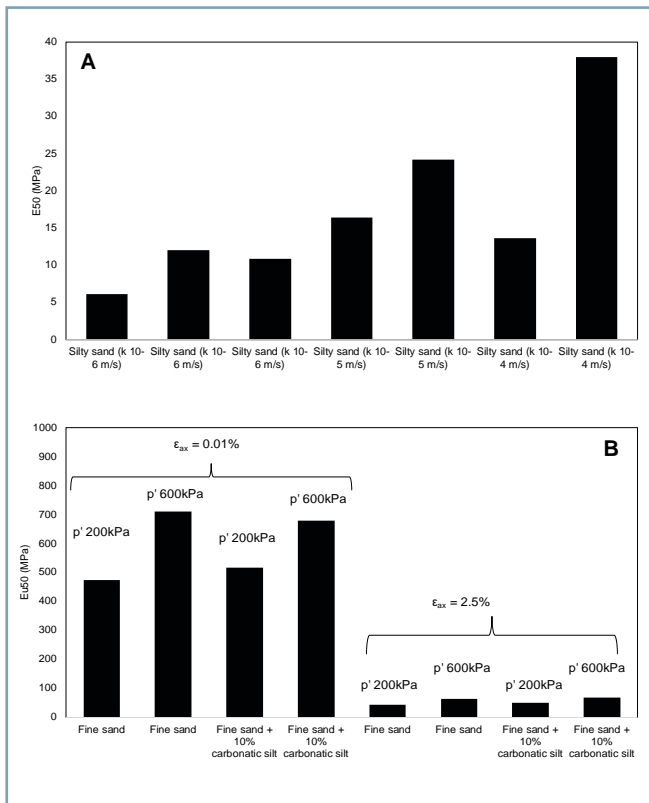


Bild 3 Aus UCS-Werten in verschiedenen Böden erhaltene E50-Werte (A) und Eu50-Werte (B) aus Fraccica et al. (2021)

ten Einfluss auf die UCS hat, jedoch auch die Art der Härtung eine wichtige Rolle spielt.

Hinsichtlich der Durchlässigkeit lieferten Fraccica et al. [18] K-Werte nach 28 Tagen sowohl in Sand als auch in karbonatischem Schluffsand von etwa 10⁻⁸ m/s. Bei großen Baugrubenflächen wird die Dichtsohle oft den verschiedenen Aushubtiefen angepasst. Dadurch entstehen Versprünge in der Dichtsohle, was dort notwendigerweise eine Verdickung der Sohle erforderlich macht. Unter der Annahme, dass die

Dichtsohle mit Colloidal Silica verfügt wird, kann die Restwassermenge nach folgender Formel berechnet werden:

$$q = A \cdot k \cdot \frac{\Delta h}{d} \quad (2)$$

Dabei ist A die Fläche in m², d die Sohlendicke, K der Durchlässigkeitsbeiwert und Δh die Wasserspiegeldifferenz. Geht man von einer Fläche von 1000 m² aus, ergibt sich für die von Fraccica et al. [18] gemessenen Durchlässigkeitsbeiwerte K, bei einer Sohlendicke d von 1 m sowie einer Wasserspiegeldifferenz Δh von 10 m schlussendlich eine Restwassermenge q von 0,1 l/s.

3.2 Acrylatgel

Einige geotechnische Untersuchungen wurden in tertiärem Sand durchgeführt, der als enggestuft klassifiziert ist. Hierbei wurden einaxiale Druckversuche, Spaltzugversuche und Triaxialversuche durchgeführt. Bei dem Acrylatgel war ein Injektionsdruck von maximal 0,5 bar erforderlich, um eine Verfüllung über die gesamte Höhe des Porenraums zu erzielen. Die Injektionsdauer bis zur kompletten Porenraumverfüllung betrug 8 bis 12 min. Aus den 32 Versuchen ergibt sich eine mittlere einaxiale Druckfestigkeit von 7,8 MPa und ein mittleres E-Modul von 217 MPa. Die Spaltzugfestigkeit beträgt im Mittel etwa 12 % der mittleren einaxialen Druckfestigkeit. Die Streuung der Ergebnisse war trotz Variation der Randbedingungen verhältnismäßig gering. Proben mit kürzerer Abbindezeit (< 6 Stunden) zeigten – wie zu erwarten war – geringe Steifigkeiten und Druckfestigkeiten.

Im Triaxialversuch zeigte die mit Acrylatgel injizierte Probe ein sehr duktilen Verhalten, so dass es nicht möglich war, die Proben bis zur vollständigen asymptotischen Annäherung an den Bruchwert zu stauchen. Es ergaben sich Reibungswinkelwerte zwischen 27 und 29° und Kohäsionswerte zwischen 1,5 und 3 MPa.

Zusätzlich wurden Deviatorspannungen von 12 bis 33 MPa bei axialen Dehnungen ε₁ von ca. 13 % ermittelt.

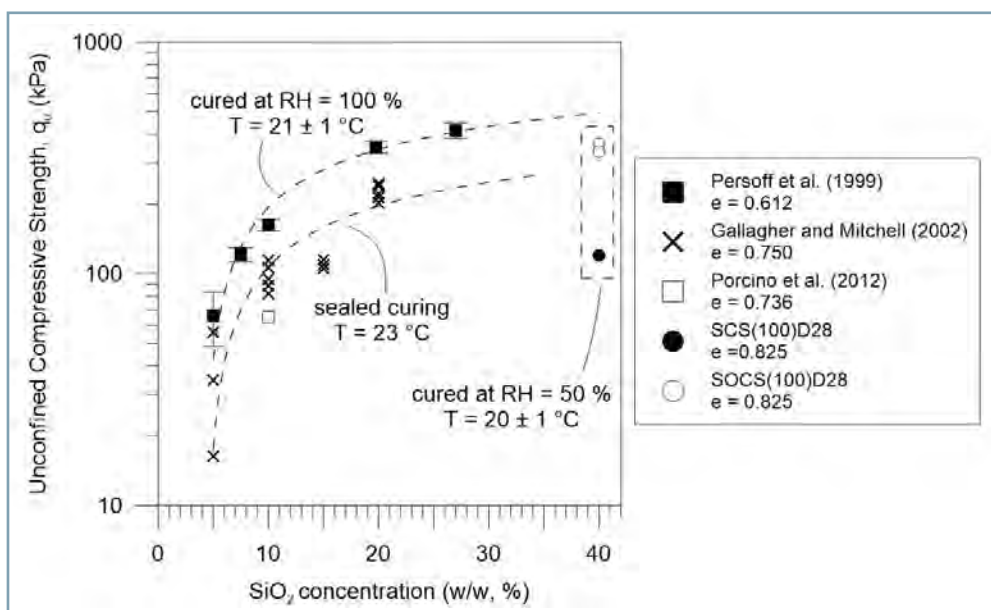


Bild 4 Beziehung zwischen UCS und SiO₂-Konzentration in kolloidalem Siliziumdioxid. SCS (100)D28 = Sandverguss mit Colloidal Silica, mit vollständiger Permeation und Aushärtung nach 28 Tagen. SOCS (100)D28 = karbonatischer Schluffsand-Injektion mit Colloidal Silica, mit vollständiger Permeation und Aushärtung nach 28 Tagen.

Tabelle 2 Vergleich zwischen Colloidal Silica und Acrylatgel.
(a)Typische Werte auf 28 Tage, (b)Mittelwerte auf 24 Stunden,
(c)Daten von Yonekura [16], (d) aus realen Tests in Böden und
im Labor

Parameter	Colloidal silica	Acrylatgel
Viskosität (mPa·s)	< 5	< 7
pH-Wert	< 9	< 8
UCS-Werte (kPa) ^(a)	400 ^(a)	< 7000 ^(b)
Durchlässigkeits- werte (m/s)	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Anorganisch	Ja	Nein
Dauerhaftigkeit	mind. 5 Jahre ^(c)	mind. 25 Jahre ^(d)

3.3 Vergleich zwischen Colloidal Silica und Acrylatgel

Ein Vergleich der beiden Produkte ist in **Tabelle 2** anhand einzelner Parametern dargestellt. Es ist zu beobachten, dass Acrylatgele im Vergleich zu Colloidal Silica generell höhere Festigkeitswerte bei kürzeren Aushärtungszeiten liefern. Labortests mit einer Wassereinlagerung des Prüfkörpers bei 80° C haben für das Acrylatgel eine Langzeitbeständigkeit von 210 Jahren bei einer Umgebungstemperatur von 20° C ergeben – bei einer Umgebungstemperatur von 10° (Boden) ergaben sich sogar 327 Jahre, so dass die technische Nutzungsdauer als langfristig gegeben angesehen werden kann.

4 Praxisbeispiele

4.1 Colloidal Silica

Spagnoli et al. [11] berichteten kürzlich über mehrere Baustellenanwendungen, bei denen das Colloidal Silica bereits zum Einsatz kam. Auch beim Bau eines Tunnels in Großbritannien konnten, wie nachfolgend erläutert, weitere Erfahrungen beim Einsatz von Colloidal Silica gewonnen werden.

Die beim Bau dieses Tunnels vorherrschende Geologie und Hydrogeologie des natürlichen Bodens machten die Entwäs-

serung einiger Sandzonen erforderlich. Beispielsweise lagen Bereiche der Schächte, welche für die Belüftung der Tunnel vorgesehen sind, zu Teilen im basalen Sand der Harwich-Formation. Untersuchungen haben ergeben, dass zusätzlich zu den vorgesehenen Entwässerungsbrunnen weitere Bodenbehandlungsmethoden notwendig sind, um eine vollständige Entwässerung zu gewährleisten.

Die Harwich-Formation stellt dabei eine geologische Formation im Londoner Becken im Südosten Englands dar, die während des Ypresium (frühes Eozän) entstanden ist. Der größte Teil ihrer Ausdehnung liegt unregelmäßig (diskordant) über der Lambeth-Gruppe, kann jedoch im Süden auch teilweise sowohl die Thanet-Formation als auch die Chalk-Gruppe überlagern. Die Harwich-Formation selbst wird von der London-Clay-Formation überlagert.

Die Injektion erfolgte mit sechs Manschettenrohren (TAM), welche zunächst vertikal durch die überlagernde Tonschicht der London-Clay-Formation in Abständen von 1, 1,5 und 2 m in den Sand der Harwich-Formation eingebracht wurden. Zum Zeitpunkt der Injektionsmaßnahme war die Abteufung der Schächte bereits so weit vorangeschritten, dass sich die Schachtsumpfebene im oberen Bereich des Sandes der Harwich-Formation befand. Nach dem Einbringen der Manschettenrohre erfolgte die eigentliche Injektion mittels entsprechender Packer. Das Colloidal Silica wurde in den Sand (Porosität etwa 0,25 und 0,35) bei einem Druck von 70 kPa (0,7 bar) mit einer Durchflussrate von 3 bis 5 l/min injiziert, wobei eine Injektionsreichweite in den Boden von etwa 0,5 m bis 0,7 m erreicht wurde. Die Injektionsmaßnahme mit Colloidal Silica konnte erfolgreich abgeschlossen werden, so dass die erreichte Bodenverfestigung den weiteren Bau der Schächte erleichtert hat (**Bild 5**).

4.2 Acrylatgel

Acrylatgel wurde beim Bau eines Tunnels in Freising (Bayern) verwendet. Während der nördliche Tunnelabschnitt in bergmännischer Bauweise vorgetrieben wurde (auf einer Länge von ca. 460 m), wurde der südliche Abschnitt in Deckelbauweise gebaut (ca. 180 m). Zu durchörteren waren dabei überkonsolidierte, tertiäre Lockergesteine aus Kiesen, Sanden,

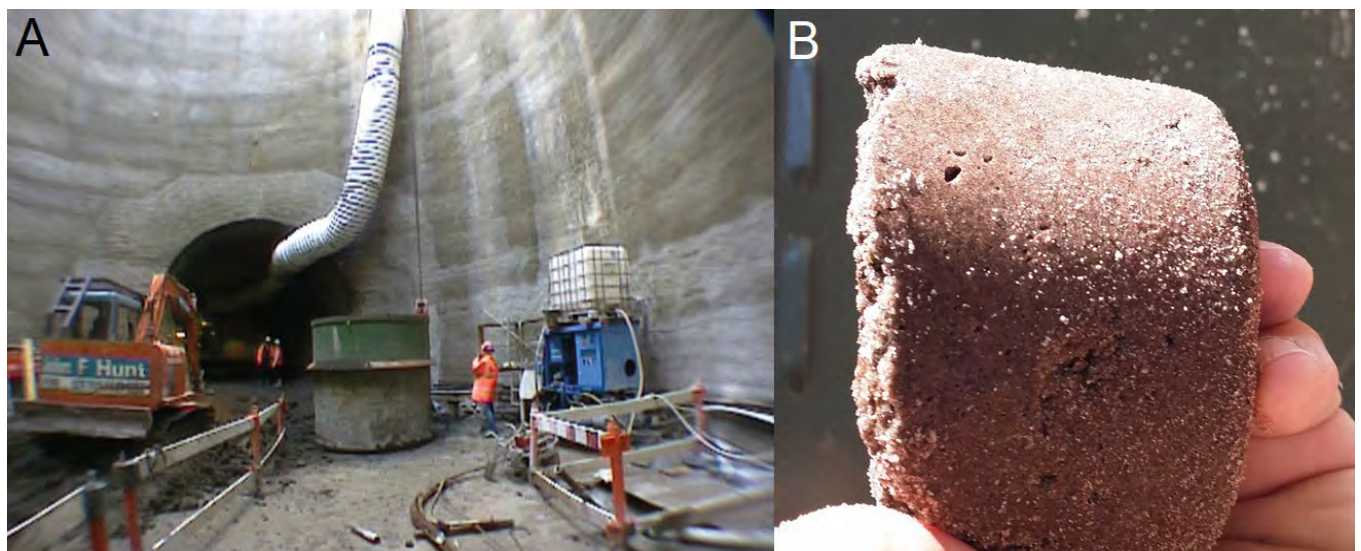


Bild 5 Schachtsohle (A) und Verpresssand aus der Baustelle (B)

Schluffen und Tonen in wechselnder Zusammensetzung und unterschiedlicher Verteilung über die Höhe des Tunnels. Die Überlagerung war gering und betrug unter bebautem Gebiet nur rund 8 m. Im Bereich, in dem der Tunnel unter das Niveau des Grundwasserspiegels abtauchte, wurde eine vorausseilende Wasserhaltung durchgeführt. Zur vorausseilenden Sicherung des teilweise rolligen, teilweise auch kohäsiven Lockergesteins kam ein innovativer, acrylatgelinjizierter Spießschirm zum Einsatz. Mit diesem Verfahren ließ sich der sensible Kornverbund des Bodens erhalten und verbessern, ein Ausrieseln des Materials („Sanduhreffekt“) wurde sicher verhindert und Setzungen weitestgehend minimiert. Dabei kamen 4 m lange, im mittleren Abschnitt perforierte Rammspieße mit einem Durchmesser von 50 Millimetern zum Einsatz. Das Injektionsgut wurde über mechanische Packer injiziert. Als Injektionsgut standen zwei Acrylatgele zur Auswahl, mit denen sich ein breites Spektrum von feinsandigen und schluffigen Böden vergüten lässt: Erstens RUBBERTITE, ein niedrigviskoses Injektionsgel mit hoher Flexibilität, das grundwasserhygienisch zugelassen ist und eine hohe Langzeitstabilität aufweist, und zweitens VARIOTITE, bei dem es sich um ein niedrigviskoses Injektionsgel mit hoher Flexibilität und sehr hoher Dehnfähigkeit handelt. Nach Probeinjektionen im Verlauf des Kalottenvortriebs wurde das niedrigviskose Injektionsgel für die weitere Ausführung gewählt, da es einen passenden Reaktionsverlauf aufweist, Flexibilität in der Reaktionszeiteinstellung besitzt und kostengünstiger als RUBBERTITE ist (**Bild 6**). Nach dem Einbau der Spieße wurde das Gebirge im Bereich der Firste mit dem Acrylatgel verpresst. Dabei kamen rund 100 Liter Acrylatgel pro Rammspieß zum Einsatz. Um die Spieße entstand eine mit Gel verfestigte Zone, die standfest war und keinen Nachfall zeigte. Die Gelverpressung funktionierte selbst noch in Gebirgsabschnitten mit bereits hohen kohäsiven Eigenschaften, die mit Injektionszementen kaum hätten verpresst werden können. Die Vortriebsmethode war über das gesamte Spektrum durchfahrener Böden anwendbar. Die ursprünglich auf den letzten 140 m vorgesehene Rohrschirmstrecke unter einer gesperrten Straße mit naheliegender Bebauung wurde mit Zustimmung aller Beteiligten durch den Rammspießvortrieb ersetzt. Auch dieser Abschnitt wurde problemlos zeitgerecht mit geringen Setzungen durchfahren.

5 Zusammenfassung

Im vorgestellten Beitrag wurden mit Colloidal Silica und Acrylatgel zwei neuartigen Bindemittel zur Bodenstabilisierung vorgestellt. Es konnte sowohl durch Labor- als auch In-situ-Anwendungen gezeigt werden, dass diese Bindemittel, ohne die mechanischen Eigenschaften zu verlieren, erfolgreich als Permeationsinjektion eingesetzt werden können. Insbesondere in feinkörnigen Böden, bei denen der Einsatz herkömmlicher zementartiger Bindemittel eingeschränkt ist, stellen diese eine gute Alternative dar. Dabei zeichnen sich beide Produkte trotz der unterschiedlichen Chemie durch eine niedrige Viskosität und ein hohes mechanisches Ansprechverhalten aus.

Literatur

- [1] Han, J. (2015): Principles and Practices of Ground Improvement. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.
- [2] Stadler, G. (2004): Cement grouting. In Ground Improvement. Moseley, M.P., and Kirsch, K. (eds), 119-159, Spon Press, Oxon, UK.
- [3] Schulze, B. (1993): Neuere Untersuchungen über die Injizierbarkeit von Feinstbindemittel-Suspensionen. Berichte der Int. Konf. betr. Injektionen in Fels- und Beton, A.A. Balkema Rotterdam, 107-116.
- [4] Mitchell, J.K. (1981): Soil improvement-state of the art report. Proc. 10th ICSMFE, 4, 509-565.
- [5] Raffle, J.F.; Greenwood, D.A. (1961): The relationship between the rheological characteristics of grouts and their capacity to permeate soils. Proc. 5th Int. Conf on Soil Mech. & Found. Engng., Vol. 2, 789-793.
- [6] Dupla, J. C.; Canou, J.; Gouvenot, D. (2004): An advanced experimental set-up for studying a monodirectional grout injection process. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement, 8(3), 91-99.
- [7] Cambefort, H. (1977): The principles and applications of grouting. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 10, 57-95, <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1977.010.02.01>.
- [8] Federal Highway Administration (1983): Design and Control of Chemical Grouting: Vol. 3. Report no. FHWA/RD-82/038, Washington, D.C.



Bild 6 Gewölbesicherung mittels eines Spießschirms mit Acrylatgel verpresst (links); Detail der Spieße (rechts)

- [9] Gallagher, P.M.; Lin, Y. (2009): Colloidal silica transport through liquefiable porous media. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1702–1712.
- [10] Salvatore, E.; Modoni, G.; Mascolo, M.C.; Grassi, D.; Spagnoli, G. (2020): Experimental evidences on the effectiveness and applicability of colloidal nanosilica grouting for liquefaction mitigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 04020108, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002346.
- [11] Spagnoli, G.; Chittenden, N.; Grassi, D.; Joaquin Cortez, J. (2022): Case histories on the applications of colloidal silica for permeation grouting. DFI-EFFC International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement, Berlin 18-20 May 2022, 202–211.
- [12] Iler R.K. (1979): *The chemistry of silica: solubility, polymerization, colloid and surface properties, and biochemistry*. Wiley, New York.
- [13] Liao, H.J.; Huang, C.C.; Chao, B.S. (2003): Liquefaction resistance of a colloid silica grouted sand. *Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Ground Treatment*, February 10-12, 2003, New Orleans, Louisiana, United States, 1305-1313.
- [14] Gallagher, P.M.; Conlee, C.T.; Rollins, K.M. (2007): Full-scale field testing of colloidal silica grouting for mitigation of liquefaction risk. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2) 186–196, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:2\(186\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(186)).
- [15] Yonekura, R. (1996): The developing process and the new concepts of chemical grouting in Japan. *Proceedings of the IS-TOKYO '96, 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*, Vol. 2, 889-901.
- [16] Yonekura, R. (1994): Recent chemical grout engineering for underground construction. *Int. Symposium on Anchoring and Grouting Techniques*, 7-10 December 1994, Guangzhou, China, 97-113.
- [17] Hurley, C.H.; Thornburn, T.H. (1972): Sodium silicate stabilization of soils: a review of the literature. *Highway Research Record*, 381, 46-79.
- [18] Fraccica, A.; Spagnoli, G.; Romero, E.; Arroyo, M.; Gómez, R. (2021): Exploring the mechanical response of low-carbon soil improvement mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, <https://doi.org/10.1139/cgj-2021-0087>.
- [19] Spagnoli, G.; Seidl, W.; Romero, E.; Arroyo, M.; Gomez, R.; Lopez, J. (2021): Unconfined compressive strength of sand-fines mixtures treated with chemical grouts. *Proceedings of the Tenth International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, IS-Cambridge 2022, Cambridge, United Kingdom, 27-29 June 2022, 829-835, CRC Press, Boca Raton, Florida.
- [20] Fraccica, A.; Spagnoli, G.; Romero, E.; Arroyo, M.; Gómez, R. (2022): Permeation grouting of silt-sand mixtures. *Transportation Geotechnics* (accepted).
- [21] Grassi, D.; Spagnoli, G.; Castellanza, R. (2022): Injection of non-conventional binders to improve geomechanical properties of cataclasite. *Geo-Congress 2022, GSP 331*, 205 – 211, <https://doi.org/10.1061/9780784484012.021>.
- [22] Grassi, D. (2022): *Innovative technologies for ground improvement applications and geotechnical works*. PhD Thesis, University of Milan-Bicocca, Italien.

Analyse von Felsinjektionen mittels Künstlicher Intelligenz – Die Beobachtungsmethode 4.0?

Für Ausführung und Dokumentation von Injektionsarbeiten im Festgestein haben die sogenannten Druck-Mengen-Schriebe eine große Bedeutung. Hierfür stehen mittlerweile spezielle digitale Datenmanagementsysteme zur Verfügung, welche die Daten derart strukturiert und konsistent bereitstellen können, dass diese auch für Ansätze von Künstlicher Intelligenz (KI) nutzbar werden. Der vorliegende Beitrag zeigt anhand von Datensätzen eines Tunnelprojekts in Skandinavien, dass mittels Künstlicher Neuronaler Netze (KNN) eine unter baustellenpraktischen Gesichtspunkten zuverlässige Prognose des weiteren Verlaufs von Druck-Mengen-Schrieben bzw. des am Ende verpressten Injektionsgutvolumens möglich ist.

1 Einführung

1.1 Felsinjektionen

Felsinjektionen werden praktisch ausnahmslos unter Anwendung der Beobachtungsmethode im Sinne von DIN EN 1997-1 [1] bzw. ÖNORM EN 1997-1 [2] ausgeführt (**Bild 1**). Schließlich sind Klüfte oder Hohlräume zumeist heterogen verteilt, so dass zu verpressende Mengen an Injektionsgut lokal stark variieren und vor der eigentlichen Ausführung nicht hinreichend genau planerisch festgelegt werden können. Im Zusammenhang mit der Beobachtungsmethode sind Abbruchkriterien zu definieren, um einerseits möglichst rasch möglichst viel Injektionsgut in den Untergrund einzubringen und andererseits ein Aufreißen infolge Überschreitung eines kritischen Drucks zu verhindern. Im deutschsprachigen Raum ist vor allem das sogenannte GIN-Kriterium (Grouting Intensity Number) nach Lombardy [3] weit verbreitet. Ein umfangreicher Überblick über weitere Abbruchkriterien ist in [4] zu finden. Praktisch alle haben gemeinsam, dass sie als relevante Parameter zum einen

den Injektionsdruck p [bar] und zum anderen den Injektionsgutvolumenstrom q [l/min] berücksichtigen.

1.2 Datenregistrierung

Die Datenregistrierung hat sich als integrativer Bestandteil in der Injektionstechnik etabliert. Für Ausführung und Dokumentation haben die sogenannten Druck-Mengen-Schriebe (**Bild 2**) eine große Bedeutung. Sie sind nach wie vor ein probates Mittel, um das Erreichen der Abbruchkriterien nachzuvollziehen. Während diese früher nur in analoger Form zur Verfügung standen, sind spezielle digitale Datenmanagementsysteme heute bereits als Stand der Technik bei allen größeren Bauprojekten anzusehen.

Eine strukturierte und konsistente Datenbasis ermöglicht beispielsweise komplexe zeitabhängige Visualisierungen, um Randbedingungen und Abläufe zu beobachten, zu bewerten und schlussendlich zu optimieren. Ein Beispiel zeigt **Bild 3**, wo jeder Punkt eine Bohrung repräsentiert und jeder Kreis eine Injektion; der Kreisdurchmesser ist proportional zur einge-



Bild 1 Tunnelvortrieb mit vorausseilenden Injektionen, Quelle: Züblin Spezialtiefbau

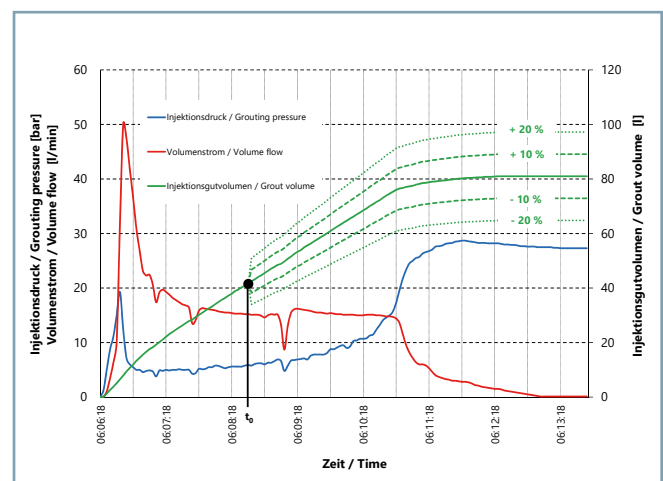


Bild 2 Exemplarischer Druck-Mengen-Schrieb

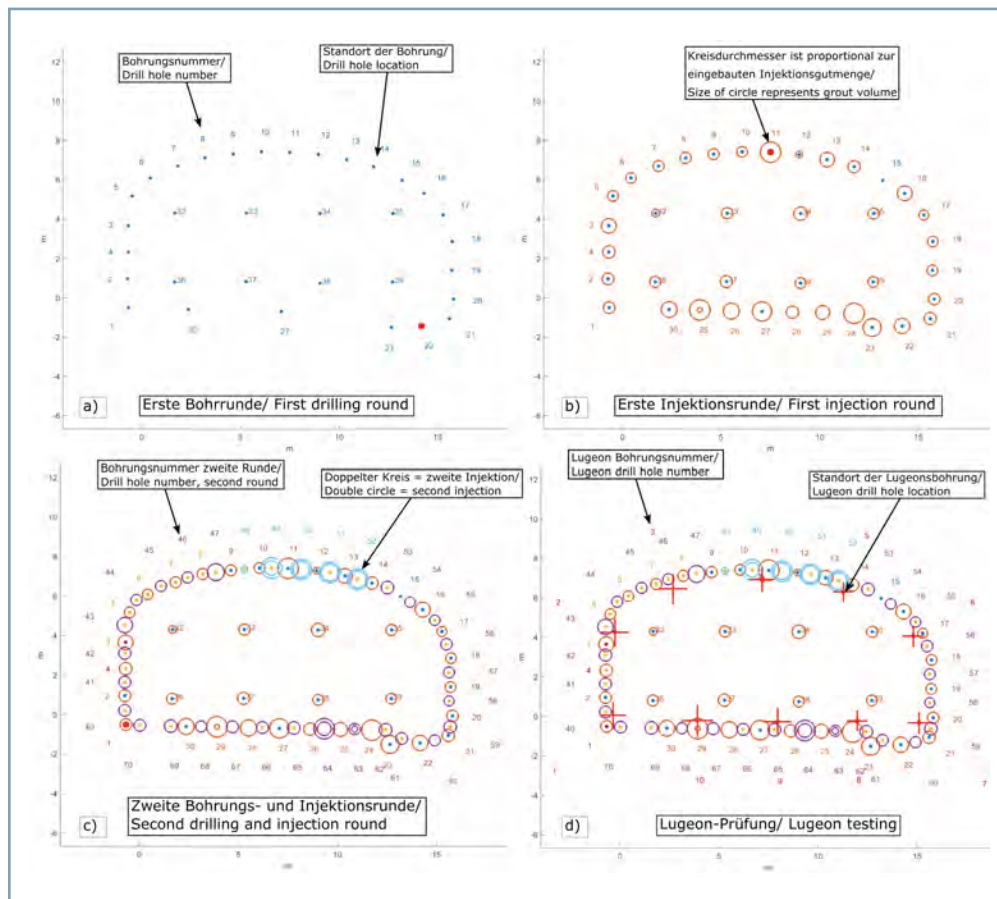


Bild 3 Visualisierung von Bohr- und Injektionsarbeiten, Quelle: Montanuniversität Leoben

bauten Injektionsgutmenge. Auf diese Weise können recht einfach Tunnelquerschnittsbereiche mit erhöhtem Materialverbrauch erkannt werden, in denen gegebenenfalls flächendeckend eine weitere Injektionsrunde bzw. eine Injektionsrasterverdichtung erforderlich ist.

Darüber hinaus wird durch Strukturiertheit und Konsistenz eine wichtige Grundlage geschaffen, um die Daten mit Ansätzen von Künstlicher Intelligenz (KI) einer höherwertigen Nutzung zuzuführen und einen dynamisch adaptierbaren Bauprozess zu initiieren. Hilfreich für eine beschleunigte Bauausführung wäre beispielsweise eine frühzeitige Kenntnis darüber, welche Menge an Injektionsgut von einem Bohrloch aufgenommen wird, da so ein zeitaufwändiges Verpressen von weiten Klüften mit lediglich geringerem Injektionsgutvolumenstrom vermieden oder das Injektionsraster frühzeitig angepasst werden könnte.

1.3 Vorgehensweise und Zielsetzung

Vor dem Hintergrund dieses Potenzials wird im Rahmen des vorliegenden Beitrags untersucht, inwieweit die Verläufe von Druck-Mengen-Schrieben bei Injektionsarbeiten mittels KI prognostiziert werden können, beispielsweise ausgehend vom in **Bild 2** eingezeichneten Zeitpunkt t_0 . Dafür werden Baustellendaten – insgesamt 2.767 Einzelinjektionen – eines aktuell in Ausführung befindlichen Tunnelprojekts in Skandinavien herangezogen, bei dem vorausseilende Abdichtungsinjektionen ausgeführt werden. Das Gebirge ist standfest und weist bereits im unvergüteten Zustand nur geringe Durchlässigkeiten auf. Der geforderte Lugeon-Wert LU im Sinne von DIN EN ISO 22282-3 (WD-Test) [5] nach Injektion beträgt $LU = 5$, d. h., der Auftraggeber stellt ungewöhnlich hohe Anforderungen an die

Dichtigkeit, verbunden mit entsprechend dichtem Injektionsraster und vergleichsweise geringem Injektionsgutvolumen je Bohrloch.

Die zugehörigen vorlaufenden Fächerbohrungen werden als Vollkronenbohrungen mit einem Durchmesser von 64 mm und einer Länge von 25 – 29 m ausgeführt. Die Injektionen werden nach Erreichen der Endtiefe von oben über die gesamte Länge druckgesteuert mit einem Maximaldruck von 25 bar und einer Mengengrenzung von 1.200 Litern ausgeführt (siehe auch **Bild 2**). Dabei werden unterschiedliche Zementsuspensionen verwendet, die sich im Wesentlichen im Wasser-Zement-Verhältnis (w/z -Wert) unterscheiden. Bei Überschreitung der Maximalmenge wird auf ein weniger fließfähiges Material umgestellt.

2 Künstliche Intelligenz

Für geotechnische Anwendungsbereiche ist das „Überwachte Lernen“ ein zweckmäßiges Verfahren der Künstlichen Intelligenz (KI). Hierbei werden Eingangswerte (Input) und Ausgangswerte (Output) über ein Künstliches Neuronales Netz (KNN) miteinander verknüpft (**Bild 4**). Die erste Schicht besteht aus Input-Units mit Eingangswerten (z. B. kontinuierliche Messwerte), die letzte aus Output-Units mit Ausgangswerten (z. B. Kenngrößen), die es später zu prognostizieren gilt. Zwischen der Input- und Output-Schicht können sich beliebig viele weitere Schichten mit Hidden-Units befinden; alle Units sind über Verbindungen miteinander verknüpft. Die Stärke der einzelnen Verbindungen wird über bekannte Kombinationen von Input und Output in einem „Training“ ermittelt, woraus

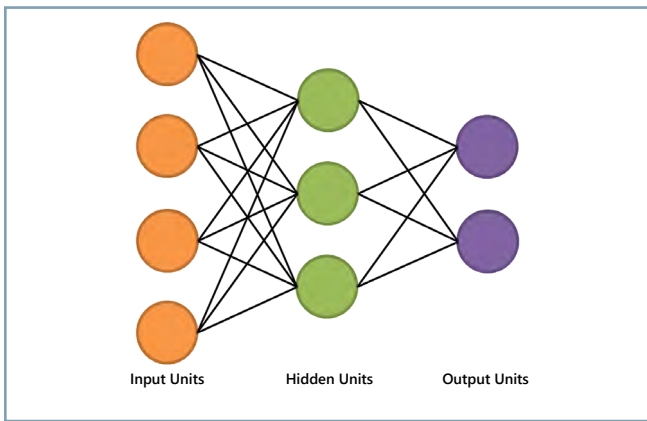


Bild 4 Schematische Darstellung eines Künstlichen Neuronalen Netzes nach [6]

letztlich das „Wissen“ des Netzes resultiert [6]. Im vorliegenden Fall soll anhand eines nur auszugsweise bekannten Druck-Mengen-Schriebs (Input) auf das am Ende zu erwartende verpresste Gesamtvolumen (Output) geschlossen werden.

Die betrachteten Druck-Mengen-Schriebe (vgl. **Bild 2**) weisen unabhängig von der Injektionsdauer jeweils eine identische Anzahl von 400 Datenpunkten auf. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Datenerfassung zwar zunächst mit einer höheren Abtastrate von einem Messwert pro Sekunde, die Datenspeicherung nach Abschluss der Injektion zwecks Einsparung von Speicherplatz seitens der Injektionssteuerung, jedoch mit vergrößertem Datenpunktabstand erfolgt. Dieser zunächst zufällige bzw. nicht beeinflussbare Umstand erweist sich sogar als positiv in Bezug auf das Trainieren des KNN: Durch das so bedingte Fehlen der Einflussgröße „Zeit“ ist nämlich keine (falsche) Verknüpfung möglich, wonach ein großes Injektionsgutvolumen aufgrund eines lang andauernden Injektionsvorgangs erreicht wird.

Die Datensätze bzw. Druck-Mengen-Schriebe werden auszugsweise betrachtet, d. h., von den insgesamt 400 Datenpunkten werden zunächst nur die bisher registrierten 10, 20, 40, 60, 80, 120 ... 360 berücksichtigt. Da somit die Datensatzstruktur für alle verschieden ist, wird jeweils ein separates KNN

trainiert, sodass die einzelnen Prognosen bezüglich Injektionsgutvolumen voneinander unabhängig sind. Für dieses Training werden jeweils ca. 1.900 Datensätze, also 69 % der insgesamt zur Verfügung stehenden Datensätze berücksichtigt.

3 Ergebnisse

In **Bild 5** sind die tatsächlich verpressten Injektionsgutvolumina (x-Achse) gegen die prognostizierten (y-Achse) für 416 Validierungsdatensätze (die nicht Teil der Trainingsdatensätze sind) aufgetragen. Wenn das prognostizierte Volumen gerade dem verpressten Volumen entspricht, liegen die Punkte also auf der Winkelhalbierenden. Entsprechende Wertepaare sind zur Wahrung der Übersichtlichkeit lediglich für drei KNN eingezeichnet, für 120, 240 bzw. 360 der maximal 400 Datenpunkte. Erwartungsgemäß ist die Prognose umso besser, je vollständiger der betrachtete Datenauszug ist, also je näher das Injektionsende, d. h. das Erreichen des Abbruchkriteriums, ist. Des Weiteren fällt bei Betrachtung der blauen rautenförmigen Datenpunkte auf, dass die Prognosegüte im Bereich der Diagrammfläche mit der höchsten Datenpunktdichte offenbar am besten ist bzw. sowohl in Richtung kleinerer als auch größerer Werte abnimmt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass das verpresste Injektionsgutvolumen – wie üblich – in einer recht großen Bandbreite variiert und einer Verteilungsfunktion unterliegt.

Diese Verteilung ist für die betrachteten ca. 416 Validierungsdatensätze in **Bild 6** (auszugsweise für den Wertebereich 0 bis 200 Liter) dargestellt, wobei der mit 45 Registrierungen häufigste Einzelwert 94 Liter ist; innerhalb des Intervalls 80 bis 120 Liter liegen $214/416 = 51,4\%$ aller Werte. Wenn keine Filterung der zum Trainieren des KNN verwendeten Datensätze mit dem Ziel einer gleichmäßigen Verteilung erfolgt (wie im vorliegenden Fall), ist die Prognosegüte unter anderem auch davon abhängig, ob der jeweils betrachtete Datensatz einem eher stark oder eher schwach repräsentierten Bereich zuzuordnen ist.

Bild 7 zeigt die absoluten Abweichungen zwischen tatsächlich verpresstem und prognostiziertem Injektionsgutvo-

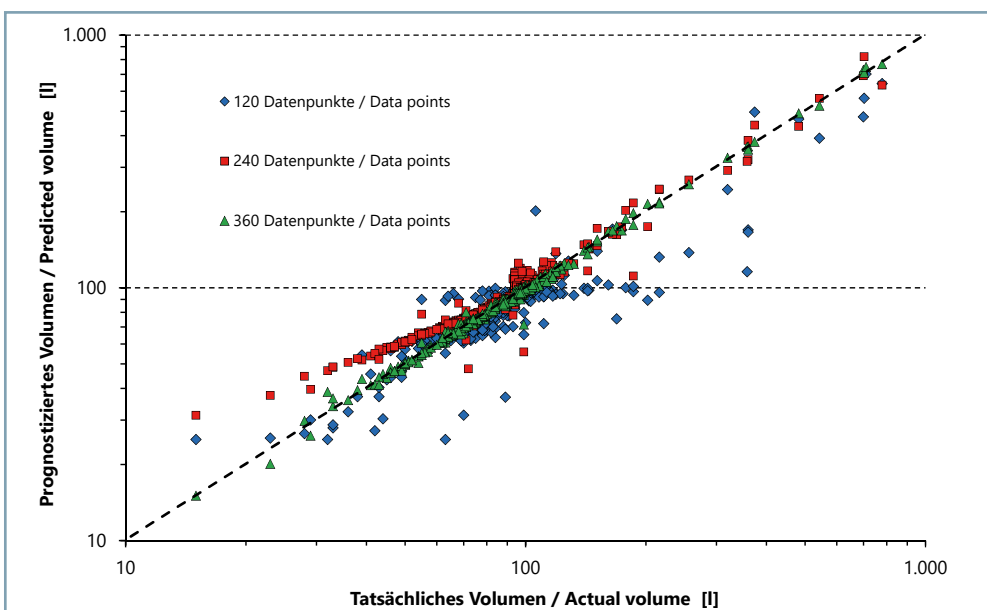


Bild 5 Tatsächliche und prognostizierte Injektionsgutvolumina

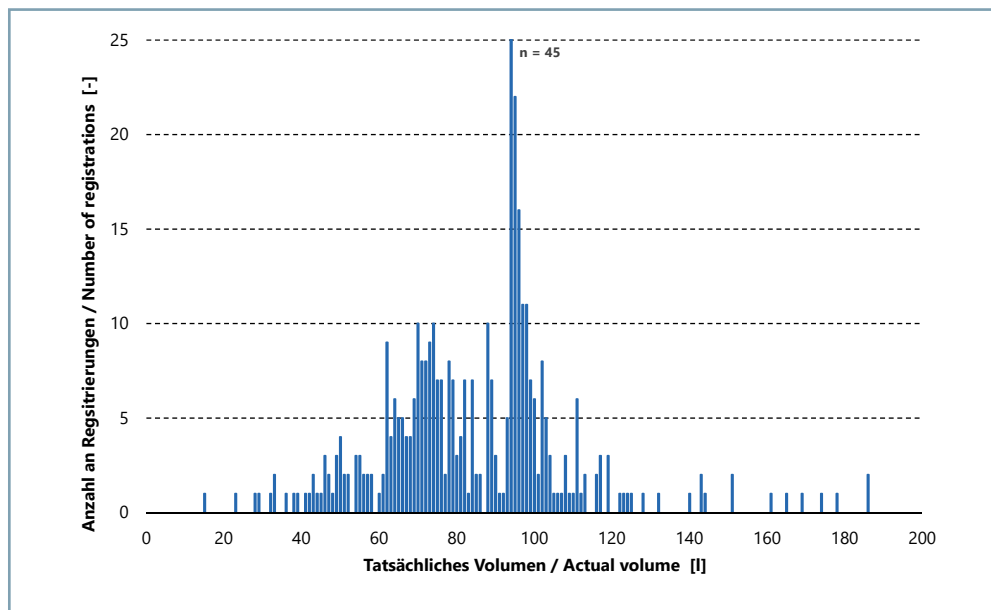


Bild 6 Häufigkeitsverteilung der tatsächlichen Injektionsgutvolumina

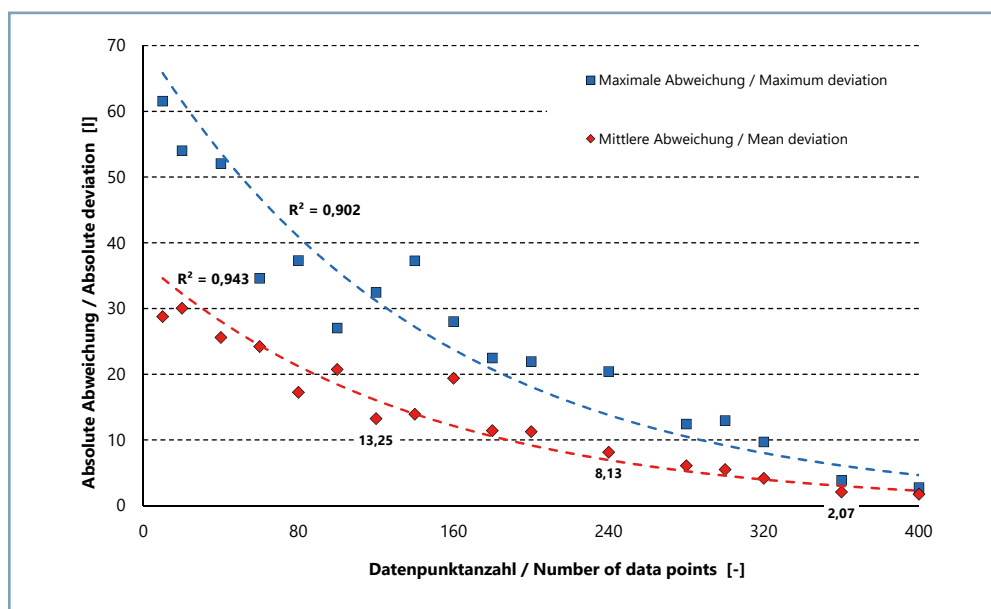


Bild 7 Absolute Abweichungen in Abhängigkeit der Datenpunktzahl

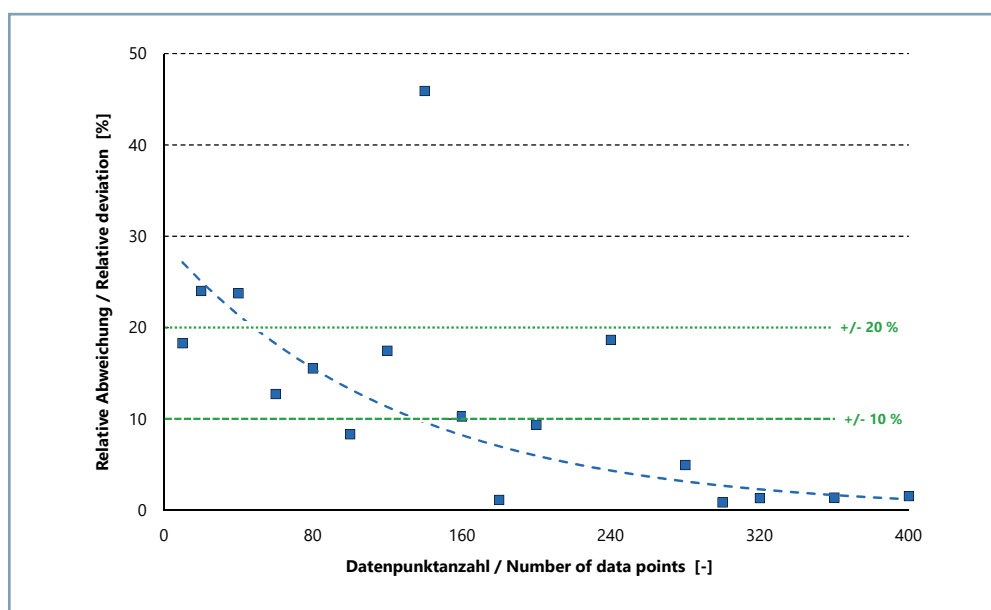


Bild 8 Relative Abweichungen in Abhängigkeit der Datenpunktzahl für eine exemplarische Injektion mit einem Volumen von 779 Litern

lumen (y-Achse) je Bohrloch in Abhängigkeit von der Datenpunktzahl (x-Achse). Eingetragen sind sowohl die mittleren als auch die maximalen Abweichungen. Zu beachten ist, dass die Injektionsgutvolumina – wie üblich – in einer großen Bandbreite variieren: der minimale Wert beträgt etwa 15 Liter, der maximale Wert (entsprechend dem Abbruchkriterium „max. amount reached“) etwa 1.200 Liter. Bezogen auf den häufigsten Einzelwert von 94 Litern liegt damit eine relative Abweichung vor in der Größenordnung von ca. $13,25/94 = 14,1\%$ nach 120 Daten, ca. $8,13/94 = 8,6\%$ nach 240 Daten bzw. ca. $2,07/94 = 2,2\%$ nach 360 von insgesamt 400 registrierten Datenpunkten. Wie die ebenfalls eingezeichneten Ausgleichskurven andeuten, steigt die Prognosegüte in Abhängigkeit der Datenpunktzahl (entsprechend dem gewählten Ansatz) näherungsweise exponentiell an.

In **Bild 8** ist die relative Abweichung (y-Achse) in Abhängigkeit der Datenpunktzahl (x-Achse) für eine exemplarische Injektion mit dem zweitgrößten registrierten Einzelwert von 779 Litern bezüglich verpresstes Gesamtvolumen dargestellt. Wie obenstehend ausgeführt, kann für diesen Datensatz eine vergleichsweise schlechte Prognosegüte unterstellt werden, da solch hohe Werte beim Trainieren des KNN nur schwach repräsentiert waren. Vor diesem Hintergrund ist die erreichte Prognosegüte mit einer Abweichung von praktisch durchgängig weniger als 20 % nahezu von Beginn der Injektion an umso bemerkenswerter. Für das Intervall 80 bis 120 Liter, also im Bereich des häufigsten Einzelwertes von 94 Litern, beträgt die mittlere Abweichung bereits bei 120 von 400 Datenpunkten sogar nur 10,2 %. Unter baustellenpraktischen Gesichtspunkten stellt bereits der Wert von 20 % eine sehr zufriedenstellende Größenordnung dar (vgl. auch **Bild 2**).

4 Zusammenfassung und Ausblick

Da Injektionsdaten mittlerweile bei allen größeren Bauprojekten in digitaler Form vorliegen, ist bereits eine wichtige Grundlage geschaffen, um diese auch mit Ansätzen von KI zu nutzen. Es ist möglich, Künstliche Neuronale Netze (KNN) so zu trainieren, dass sie den weiteren Verlauf von Druck-Mengen-Schrieben bzw. das am Ende verpresste Injektionsgutvolumen zuverlässig prognostizieren können. Im Rahmen einer Fallstudie kann gezeigt werden, dass die hierbei zu beobachtenden Abweichungen bereits nach einem Viertel des Injektionsvorgangs weniger als 20 % betragen. Dies stellt unter baustellenpraktischen Gesichtspunkten eine sehr zufriedenstellende Größenordnung dar.

5 Danksagung

Die vorliegenden Ergebnisse wurden im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojekts „AVANT: Adaptive Planung von Injektionsmaßnahmen im Tunnelbau mittels Künstlicher Intelligenz“ erarbeitet, das von 2020 bis 2023 vom deutschen Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) und auf österreichischer Seite von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) gefördert wird.

Literatur

Dieser Artikel basiert auf einem Vortrag, der auf dem Geomechanik Kolloquium 2022 gehalten und in der Zeitschrift Geomechanics and Tunneling mit Genehmigung vom Wiley-VCH Verlag veröffentlicht wurde:

Thienert, C.; Ouschant, M.; Wenighofer, R.; Könemann, F.; Klaproth, C.; Gabriel, P.; Villeneuve, M.; Pechhacker, R. (2022): Potentials and limitations of using artificial intelligence to predict grouting parameters – Results of a case study in a tunnel project in Scandinavia / Potenziale und Grenzen der Prognose von Injektionsparametern mittels Künstlicher Intelligenz – Ergebnisse einer Fallstudie bei einem Tunnelprojekt in Skandinavien. In Geomechanics and Tunneling 15, no. 5, pp. 525–534. <https://doi.org/10.1002/geot.202200050>

- [1] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.
- [2] ÖNORM EN 1997-1:2014-11-15: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [3] Lombardi, G. (2002): Grouting of rock masses. Proceedings of the Third International Conference on Grouting and Grout Treatment. Vol. 1, pp.164-197.
- [4] Gabriel, P. (2016): Abbruchkriterien bei Felsinjektionen. Eine vergleichende Analyse. Diplomarbeit E220 am Institut für Geotechnik der TU Wien.
- [5] DIN EN ISO 22282-3:2012-09: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geohydraulische Versuche – Teil 3: Wasserdruckversuche in Fels (ISO 22282-3:2012); Deutsche Fassung EN ISO 22282-3:2012. Berlin: Beuth Verlag.
- [6] Rey, G. D.; Wender, K. (2011): Neuronale Netze. Eine Einführung in die Grundlagen, Anwendungen und Datenauswertung. 2. Auflage. Bern: Verlag Hans Huber.

Besonderheiten und Erfahrungen bei der Ausführung von Bohr- und Injektionsarbeiten für den Dichtungsschleier einer alpinen Talsperre

Das Bauvorhaben „Ertüchtigung Dichtschirm am Kleinen Mühldorfer See“ konnte planmäßig in der vorgegebenen Bauzeit erfolgreich fertiggestellt werden. Insgesamt wurden 2.855 Bohrmeter als Rotationskernbohrung abgeteuft. Bei der Injektion wurden in Summe 19,0 t Normzement und 8,3 t Feinstzement verwendet. Die Lage der Talsperre auf knapp 2.400 m Seehöhe erforderte eine sehr intensive Planung von Geräteeinsatz, Logistik und Arbeitsabläufen. Die hochalpine Umgebung forderte die Mannschaft aufgrund der Höhenlage und vorherrschenden Witterung körperlich stark heraus. Alle bohr- und injektions-technischen Herausforderungen konnten gemeinsam vor Ort mit dem Auftraggeber und der Aufsicht gelöst werden. Der Ausführungsplan musste mehrmals abgeändert werden, damit der Dichtschirm vollständig und lückenlos ertüchtigt werden konnte. Das Team konnte die Bohr- und Injektionsarbeiten rechtzeitig vor dem Wintereinbruch abschließen.

1 Einleitung

Bei der in den Jahren 1956 bis 1958 errichteten Talsperre Kleiner Mühldorfer See handelt es sich um eine auf einem Seeriegel errichtete 41 m hohe und 159 m lange Schwerkemauer. Mit einem Stauziel des Speichers bei 2.379 m Seehöhe befindet sich das Sperrbauwerk inmitten der alpinen Landschaft des sogenannten Reißbecks im Bundesland Kärnten, Österreich. Vor allem die hochalpine Lage des Projektes brachte bei der Ausführung einiges an Herausforderungen für Mannschaft und Gerät mit sich.



Bild 1 Ausschnitt Anfahrtsplan

Der Speicher Kleiner Mühldorfer See wird aktuell als Jahrespeicher bewirtschaftet. Für das zukünftige Pumpspeicherkraftwerk „Reißbeck II plus“ dient dieser Speicher als Oberbecken und wird in weiterer Folge als Wochen- und Tagesspeicher bewirtschaftet. Dadurch sind eine deutlich höhere Gradienten des Porenwasserdruckes im Untergrund und im Vergleich zu den bisherigen Stauverläufen höhere Staulagen zu erwarten. Aus den genannten technischen sowie weiteren wirtschaftlichen Gründen ist eine Revitalisierung des bestehenden Dichtschirms erforderlich.

Die Sperre ist auf geschiefertem Augengneis gegründet, der von mächtigen Störungen durchtrennt ist. Entlang der Störungen treten Zerhackungszonen auf, in denen das Gestein als weicher Mylonit stark zerlegt vorliegt. Es ist mit hohen Festigkeiten von bis zu 230 MPa, einem hohen Quarzgehalt von bis zu 50 % und extrem hoher Abrasivität, d. h. CAI-Werten von über 4,0, zu rechnen.

2 Projektspezifische Herausforderungen

2.1 Geografische Lage des Bauprojektes

Der Speicher befindet sich im hochalpinen Gelände auf rund 2.350 m Seehöhe. Umliegend befinden sich die Gipfel Reißbeck (2.965 m), Radleck (2.802 m) und Hohe Leier (2.774 m). Gemeinsam mit den Speichern Großer Mühldorfer See, Radlsee und Hochalmsee gehört der Kleine Mühldorfer See seit 2016 zur Kraftwerksgruppe Malta-Reißbeck. Das zugehörige Krafthaus Malta befindet sich im Mölltal, wo auch die Zufahrtsstraße zum Projektgebiet situiert ist. Vom Talboden des Mölltals ausgehend führt eine ca. 25 km lange Zufahrtsstraße mit enger Serpentinführung entsprechend der Topografie zum sogenannten Seenplateau des Reißbecks. Dabei ist nur die erste Hälfte der Zufahrtsstraße durch Asphalt befestigt und wird anschließend durch eine Schotterfahrbahn ergänzt (Bild 1). Ent-

sprechend hoher Verschleiß bei der Fahrzeugbereifung sowie lange Fahrzeiten waren die logische Folge. Weiter erschwert wurde die Erreichbarkeit des Projektgebietes durch einen ca. 2,2 km langen Zufahrtsstollen und ein geringes Lichtraumprofil (Breite: ca. 3,0 m, maximale Höhe: ca. 3,8 m). Aufgrund der geringen Abmessungen war es hier erforderlich, einen ampegeregelten Einbahnverkehr zu schaffen und entsprechend lange Wartezeiten vor dem Portal in Kauf zu nehmen.

Eine goldene Regel bei Bauprojekten ist die Unterbringung des Baustellenpersonals in der direkten Umgebung zum Einsatzort. Dies hat in erste Linie kostentechnische Gründe, da lange Anfahrtszeiten sich direkt im Aufwand niederschlagen, aber auch organisatorische Gründe. Aufgrund der exponierten Lage und kaum verfügbarer Unterbringungsmöglichkeiten für das Personal konnte dieser Forderung nicht Rechnung getragen werden. Fahrzeiten von 1,5 bis 2,0 Stunden pro Tag – und somit ca. 20 % der täglichen Arbeitszeit – mussten in Kauf genommen werden. Bei zeitaufwändigen Prozessen galt es nahezu täglich, den Beginn dieser Prozesse abzuwägen, um die Rückreise des Personals nicht zu sehr in die Abendstunden zu ziehen, da Bedenken über die Sicherheit während einer Nachtfahrt im hochalpinen Raum bestanden.

2.2 Zugang zur wasserseitigen Arbeitsstelle

Der Zugang zum wasserseitigen Sperrenfuß, von wo aus die Injektionsmaßnahme durchgeführt wurde, erfolgte ausschließlich über die Sperrenkrone (Bild 2). Die im Bestand befindliche Zufahrt führte ausschließlich zum luftseitigen Bereich der Sperre, welche vor Projektstart noch um eine weitere Erschließung für Fahrzeuge zur Sperrenkrone ergänzt wurde. Ein vorhandener Sperrenbefahrwagen wurde als unzureichend für die häufigen Personen- und Gerätetransporte eingestuft. Somit galt es, die nicht vorhandenen Verkehrswege zum Arbeitsort für Mannschaft, Gerät und Ausrüstung durch für diese spezielle Problemstellung geeignete Maßnahmen zu ergänzen. Die Lösung wurde schließlich in einem Lastenaufzug, welcher den Sperrengrund mit der Dammkrone verband, gefunden. Dieses aus dem Hochbau bekannte System konnte die etwa 40 m Höhenunterschied mit ausreichender Kapazität für die erforderlichen täglichen Transporte gewährleisten. Die Montage dieses Aufzugs wurde allerdings aufgrund der Hochgebirgslage zur Herausforderung. Wegen der Erschließungssituation musste die maximale Größe des Autokrans

eingeschränkt werden. Der Kran kam sowohl bei Ausladung als auch Hublast trotz akribischer Detailplanung der Hubpakete mehrmals an seine Belastungsgrenze. Alleine die Bergfahrt des Autokrans nahm sechs Stunden in Anspruch.

2.3 Witterung

Generell ist das Gebiet des Reißecks geprägt von schneereichen Wintern und dementsprechend hohen Schneelagen. Zusätzlich können im Bereich der Sperrbauwerke durch Windverfrachtung Bereiche mit hohen Anlandungsraten von Schnee beobachtet werden. Als weiteres Phänomen in dieser Hochgebirgslage kommt der Aufbau von Packeis innerhalb des Speicherraums während der Wintermonate hinzu. Dies wird dann zum Problem, wenn, wie bei diesem Projekt geschehen, sich durch den Abstau des Packeis auf den Sperrenvorfuß legt und somit ein ungehindertes Arbeiten nahezu unmöglich wird. Trotz relativ spätem Baubeginn Anfang Juni war der Sperrengrund noch stark mit Schnee und Packeis belegt, sodass eine Verschiebung um zwei Wochen die einvernehmliche Konsequenz daraus war (Bild 3). Nach mehrmaligem Auf- und Abstau des Speichers bis auf Höhe des Arbeitsbereiches konnten zumindest eingeschränkt die Arbeiten zur Revitalisierung des Dichtschirmes beginnen.

Mitte Juli waren schließlich durch die verstärkte Schneeschmelze auch die letzten Bereiche schneefrei und konnten entsprechend bearbeitet werden. Durch den somit verspäteten Baubeginn kam der Zeitdruck, bei geplanten vier Monaten Bauzeit nicht in den Winter zu geraten, erschwerend hinzu. Die Temperatur in diesen Höhen war relativ konstant über den Sommer. Tagsüber betrugen die Temperaturen – selbst bei Hitze im Tal – nie über 15°C und morgens/abends meist um die 5 – 10°C. Bereits Ende August begannen die Temperaturen am Abend unter den Gefrierpunkt zu fallen (Bild 4). Sämtliche frostempfindlichen Installationen mussten deshalb auch in den Sommermonaten täglich durch geeignete Maßnahmen vor einer Frosteinwirkung geschützt werden.

Natürlich musste sich auch das Personal an die Höhenlage der Arbeitsstätte gewöhnen. Täglich musste eine Höhendifferenz von rund 1.800 m überwunden und Temperaturdifferenzen von bis zu 15°C durch den Pendelverkehr zwischen Baustelle und Quartier im Tal zusätzlich zur ohnehin anstrengenden Arbeit im Hochgebirge körperlich verarbeitet werden.



Bild 2 Luftseitige Baustelleneinrichtungsfläche



Bild 3 Wasserseitiger Sperrenfuß zu Baubeginn Mitte Juni 2021

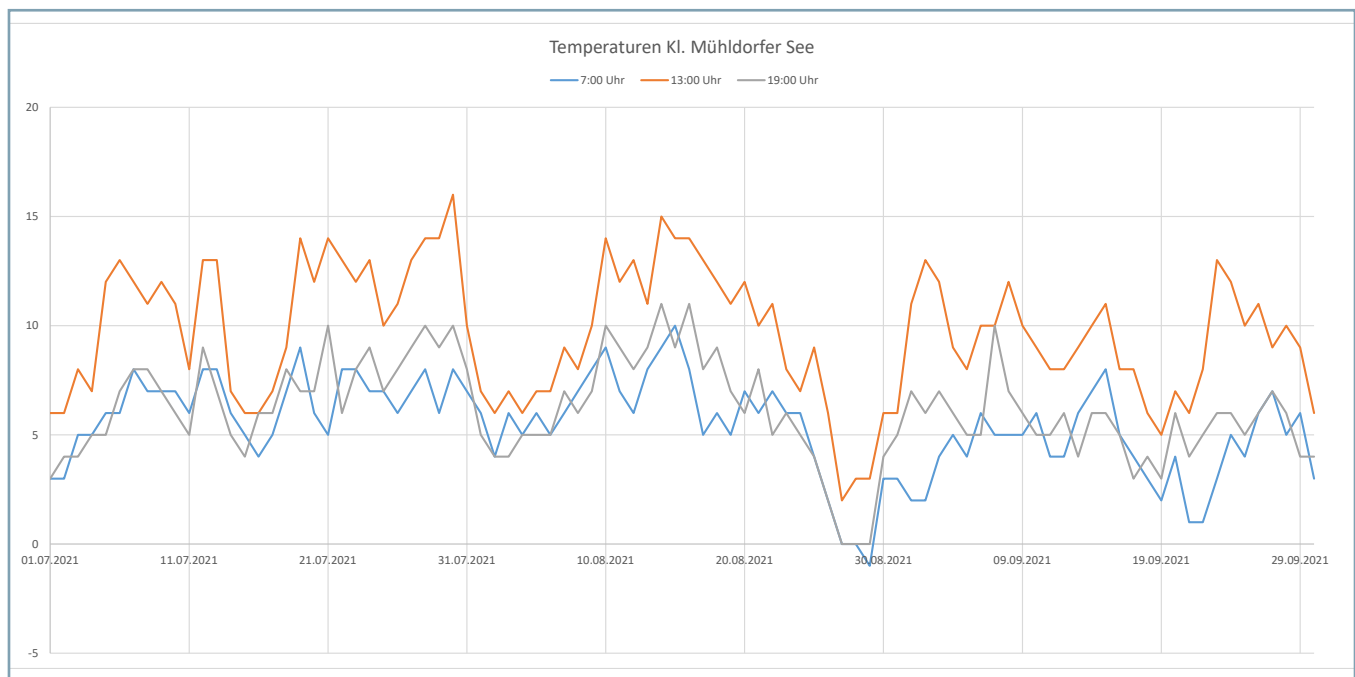


Bild 4 Temperaturkurve Juli bis September 2021

2.4 Baustellenlogistik

Vor allem im Vorfeld zur Baustelleneinrichtung wurde durch intensive Planung der Antransporte unter Berücksichtigung der erschwerten Zufahrt der Grundstein für einen erfolgreichen Projektstart gelegt. Die Nutzung der Baustellen-Erschließungsstraße durch mehrere Unternehmungen und kaum vorhandene Ausweichmöglichkeiten für Schwerverkehr verlangten zusätzlich eine enge Abstimmung aller Projektbeteiligten der verschiedenen Bauvorhaben am Seenplateau. Während der Bausführung mussten ergänzend durch die intensive Nutzung mit schwerem Baugerät entstandene Schäden an der Fahrbahn regelmäßig saniert werden. Dadurch entstandene lange Wartezeiten für Transporte galt es ebenso, durch enge Abstimmung auf ein vertretbares Maß zu reduzieren.

Eine im urbanen Raum als selbstverständlich betrachtete Infrastruktur stand zu Projektbeginn nicht zur Verfügung, insbesondere die Kommunikation zwischen Projektteam und der Außenwelt. Sowohl Mobilfunknetz als auch Festnetz- oder Internetanschluss waren im Bereich der Kleinen Mühldorfer Sperre bzw. im Bereich der zentralen Baustelleneinrichtungsfläche nicht vorhanden. Terminliche Abstimmungen zwischen der Bauleitung, Subunternehmern und Spediteuren mussten vorab im Tal abgestimmt werden. Eine Verbesserung dieses markanten Defizits fand erst nach der Installation einer Internetverbindung durch den Auftraggeber statt. Die Kommunikation innerhalb der Baustelle konnte durch die Installation von Richtfunkantennen und Funkgeräten bewerkstelligt werden.

Die Stromversorgung konnte durch den Auftraggeber und somit bauseits erfolgen. Auf einen energieintensiven Einsatz von Notstromaggregaten musste nicht zurückgegriffen werden. Die Versorgung der Baustelle mit Brauchwasser konnte nach einer Eignungsprüfung durch entsprechende Installationen aus der Restwasserlache des Speichers bewerkstelligt werden. Die Entsorgung anfallender Baustellenabfälle erfolgte analog zu Baustellen im Talbereich über die Bereitstellung von Entsorgungsmulden. Hier war lediglich mit etwas mehr Vorlauf aufgrund der langen Anfahrtssituation zu planen.

2.5 Sicherheit unter hochalpinem Einfluss

Im Zuge der Schneeschmelze musste in den beiden Flanken vermeintlich lose liegendes Blockwerk zusätzlich durch die geologische Projektbetreuung beurteilt werden. Auf Basis dieser Beurteilung wurden schließlich durch geschultes Personal (Felskletterer) die Flanken beräumt und durch zusätzliche Maßnahmen gesichert. Vor allem ein massiver Felsblock mit einer Masse von über 50 t musste durch den Einsatz eines Schreitbaggers gelöst und gezielt zum Absturz gebracht werden, um ein sicheres Arbeiten der Bohr- und Injektionsmannschaften zu gewährleisten.

Grundsätzlich wurde durch die Sicherheits- und Gesundheitsplanung (SiGe-Planung) der Einsatz eines Hubschraubers als bevorzugtes Rettungsmittel im Projekt verankert. Aufgrund des eingeschränkten Zuganges zum Sperrenraum und eventuell wetterbedingter Einschränkungen musste ein ergänzendes Rettungskonzept für die manuelle Bergung einer verletzten Person aus dem schwer erreichbaren Sperrenbereich ausgearbeitet werden. Zu Baubeginn wurde zur Verifizierung des Bergekonzeptes eine Bergeübung gemeinsam mit Polizei, Rettung und Bergrettung durchgeführt. Das ergänzende Bergekonzept konnte dadurch unter realen Bedingungen nachgestellt und bestätigt werden.

3 Bohrtechnische Herausforderungen

Zur Bereitstellung des erforderlichen Arbeitsraumes für die Bohr- und Injektionsarbeiten war es erforderlich, den vorhandenen Sperrenvorfall mit einer maximalen Breite von lediglich 70 cm durch geeignete Gerüste zu verbreitern. Dazu wurde entschieden, im Bereich des Kesselbodens ein anpassungsfähiges Modulgerüst und im Bereich der Flanken ein sogenanntes Konsolgerüst zu verwenden (**Bild 5**). Erst nach dem Abstau des Speichers und der nachfolgenden Schneeschmelze konnte die Ist-Situation beurteilt werden. Zur Verwunderung aller Projektbeteiligten war der Kesselboden durch Sedi-



Bild 5 Konsolengerüste und Schutt auf orografisch linker Flanke

mentationsablagerungen so stark verlandet, dass ein Aufbau eines Gerüstes hier nicht mehr erforderlich war. Im Gegenteil musste teilweise durch Beräumung mittels Schreitbagger der Sperrenvorfuß für die Arbeiten erst freigelegt werden.

Im Bereich des Kesselbodens wurden die Rotationskernbohrungen mit Kerngewinn (Bohrlochdurchmesser 46 mm) mit einem leichten Kernbohrgerät vom Typ Sandvik DE110 abgeteuft. Zur Erleichterung der Umstellvorgänge wurde eine abgehängte Laufschiene an der wasserseitigen Sperreroberfläche montiert, sodass ein einfaches Umstellen mittel Laufkatze und elektrisch betriebener Winde möglich war. Aufgrund der engen Platzverhältnisse auf den Konsolengerüsten sowie der Forderung nach mobilem und von Hand transportierbarem Equipment konnte hier nur mit einem sehr kompakten handgeführten Kernbohrgerät gebohrt werden. Verwendet wurden Doppelkernrohre von bis zu 3,0 m Länge. Die maximal zu erreichende Bohrlochteufe betrug 33,0 m ab Bohransatzpunkt am Sperrenvorfuß.

Der Fels war vor allem in den Flanken der Sperre sehr kompakt und brachte somit auch gut interpretierbare Bohrkerne. Durch die innerhalb der Dichtschirmfläche geneigte Anordnung der Bohrungen kam es bei entsprechend ungünstiger Lage der Schieferung des Felses zur Bohrachse zu doch teils erheblichen Problemen bei der Kerngewinnung, da der Bohrkern innerhalb des Kernrohres verklemmte. Vor allem aber in den beiden Störungsbereichen (Mylonitzonen) musste durch instabile Bohrlochverhältnisse vorweg die Bohrung durch Zementation stabilisiert werden. Beim nachträglichen Wiederaufbohren konnte jedoch zumeist schließlich die Endteufe erreicht werden. In seltenen Fällen galt es, die Bohrung mehrmals zu zementieren, bevor sie fertig gestellt werden konnte. In zwei Fällen wurde eine Bohrung auf Grund eines festgefahrenen Bohrstranges aufgegeben.



Bild 6 Bohrarbeiten in der Lotkammer

Ergänzend zu den Bohrarbeiten am Dichtschirm wurden Bohrungen innerhalb der Sperre, im großen und im kleinen Hohlraum, ausgeführt. Hier seien besonders die Bohrungen innerhalb der Lotkammer erwähnt (**Bild 6**). Die Herstellung dieser Extensometer-Bohrung war gekennzeichnet von Platzverhältnissen im Grenzbereich der Ausführbarkeit. Zusätzlich mussten strikte Toleranzvorgaben der Bohrungen im Hinblick auf den Einbau dieser Messinstrumente eingehalten werden.

4 Injektionstechnische Herausforderungen

Die eigentliche Baumaßnahme – die Ertüchtigung des Dichtschirms – wurde in vier Injektionsphasen unterteilt: 1. „Primär“, 2. „Sekundär“, 3. „Tertiär 1“ und 4. „Tertiär 2“. In den ersten beiden Phasen wurde eine stabilisierte Zementsuspension auf Basis von Normzement verwendet. In den Tertiärphasen wurde Feinstbindemittelsuspension injiziert. Einen Ausschnitt des Bohr- und Injektionsschemas zeigt **Bild 7**.

Basierend auf den Erfahrungen der letzten Ertüchtigung des Großen Mühdorfer Sees im Jahr 2013 waren bereits viele Parameter bekannt und Bohrlochversuche konnten entsprechend angepasst werden. Die Injektion wurde unter Verwendung des GIN-Kriteriums durchgeführt. Die einzelnen Bohrungen wurden durch Injektionspassen von bis zu 5,0 m Länge unterteilt und von unten nach oben injiziert. Im Bereich der Aufstandsfläche wurde eine entsprechend kurze Passe mit einer Länge von weniger als 2,0 m vorgesehen. Eine große Herausforderung stellte die tagesabhängige Temperatur dar. So musste die Zementsuspension bei unterschiedlichen Temperaturen im Bereich von -5 bis $+15^{\circ}\text{C}$ stabil und injizierbar

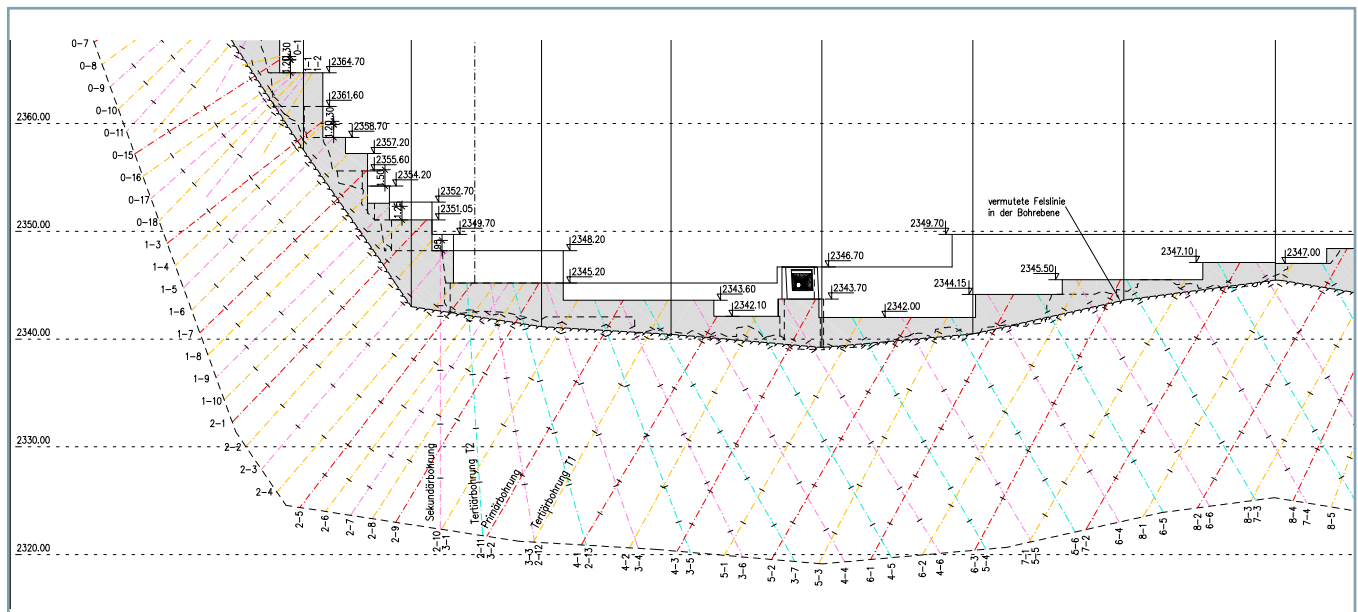


Bild 7 Dichtschirm, Schematische Darstellung

sein. Dazu wurden die Rezepturen laufend an die Verhältnisse angepasst.

Eine Installation der Injektionsanlage im Nahbereich der Bohrungen war durch die schwere Zugänglichkeit nicht möglich, weshalb eine Aufstellung der Anlage an der Luftseite der Sperre erfolgte. Um trotzdem der Forderung nach kurzen Leitungstrecken gerecht zu werden, wurden sämtliche Ver- und Entsorgungsleitungen durch den zentralen Grundablass in den Speicher verlegt. Dies galt auch für die diversen Datenleitungen zwecks Aufzeichnung der Injektionsdaten.

Der zeitliche Ablauf der Injektionen musste genau koordiniert werden. Durch die fächerartigen Überschneidungen der Bohrungen aus den einzelnen Injektionsphasen galt es vor allem, die entsprechenden Aushärtezeiten des Injektionsgutes einzuhalten.

Eine abschließende Durchführung von Wasserabpressversuchen zum Nachweis des Injektionserfolges ist nicht unumstritten, da dadurch Schäden am neu erstellten Dichtschirm nicht auszuschließen sind. So entschied sich der Auftraggeber

dazu, allein auf die Beobachtungsmethode zurückzugreifen, um die Qualität des neuen Dichtschirms zu beurteilen. Dies erfolgte vor allem durch die Beurteilung der Bohrkern aus der letzten Injektionsphase (**Bild 8**) sowie durch Interpretation der verpressten Mengen an Injektionsgut im Verhältnis zu den vorangegangenen Phasen.

5 Zusammenfassung

Das Bauvorhaben „Ertüchtigung Dichtschirm am Kleinen Mühdorfer See“ konnte innerhalb der vorgegebenen Bauzeit und noch vor dem ersten Schnee Mitte Oktober fertiggestellt werden. Insgesamt wurden 2.855 Bohrmeter als Rotationskernbohrung abgeteuft. Bei der Injektion mit rund 550 Passen wurden in Summe 19,0 t Normzement und 8,3 t Feinstzement verwendet. Die Erfahrungen aus diesem fordernden Projekt werden das Team bereichern und für zukünftige Bauvorhaben im alpinen Gelände stärken.



Bild 8 Bohrkern aus der Tertiärphase zum Nachweis des Injektionserfolgs

Mit innovativen Lösungen für die Zukunft bauen



Österreich, Brennerbasistunnel HS2 Hochstegen
Gebirgsinjektionen



Polen, Swinoujsie,
Vereisungsbohrungen



Tunnel Rastatt,
Flächeninjektionen



Stuttgart S21, Los 1B Ulmer Straße
Flächenabdichtungen

Folgende Arbeiten führen wir u. a. aus:

- Injektionen im Tunnelbau
- Kraftwerks- und Talsperreninjektionen
- Bauwerks- und Baugrubenabdichtungen
- Bohrungen für Injektionen und Vereisungen
- Staubbindungen
- Bodenverfestigungen
- Hebungsinjektionen
- Spritzbetonarbeiten
- Gebirgsabdichtungen
- Gelinjektionen

DMI Injektionstechnik GmbH, Warmensteinacher Str. 60, 12349 Berlin,
Tel: +49 30 4174423-40 Fax: +49 30 4174423-44 E-Mail: info@d-m-i.net

DMI Spezialinjektionen Süd GmbH, Kaistener Str. 33, 97450 Arnstein,
Tel: +49 9728 907026-0 Fax: +49 9728 907026-9 E-Mail: info.sued@d-m-i.net
www.d-m-i.net

Pioniere der Bauabdichtung

rascor®

RASCOhybrid HMS317 Polyurethan im Verbund mit Zement – zusammen erfolgreich gegen Druckwasser!

- Regulierbare Viskosität
- Flexible Reaktionszeit
- Gute Penetration des Baugrundes
- Hohe Wirtschaftlichkeit

**Lernen Sie das RASCOhybrid HMS317
direkt bei uns am Forum
Injektionstechnik kennen!
Wir freuen uns auf viele, interessante
Fachgespräche.**

Rascor International AG
Gewerbstrasse 4
CH-8162 Steinmaur
Schweiz
sales@rascor.com
+41 44 857 11 11

Rascor Construction Chemicals GmbH
Ratsgasse 6
DE-97688 Bad Kissingen
Deutschland
badkissingen@rascor.com
+49 971 130 27 38



Bauwerksertüchtigung

Wiederherstellung von tragendem Mauerwerksgefüge – Schadensursachenermittlung mittels numerischer Simulation und injektionsbasierte Sanierung

Ein Massivbaukörper wies gegen Ende der Gewährleistungszeit großflächige Riss- und Feuchteschäden im Mauerwerk auf. Die Ursachenfindung zeigte, dass die Schäden sowohl aus einer nicht abgestimmten Gründung rührten, als auch auf statisch-konstruktive Fehler bei der Gebäudekonstruktion und fehlende Überlegungen zum sommerlichen Wärmeschutz zurückzuführen sind. Der vorliegende Beitrag dokumentiert die angewandten bauphysikalischen und mechanischen Analysen und die Ableitung eines Instandsetzungskonzepts. Injektionen im Bereich der Stoß- und Lagerfugen konnten die Tragfähigkeit des Mauerwerks wieder herstellen. Die Injektionen erfolgten mit einem Harz auf Polyurethanbasis. Die angestrebten Zugfestigkeiten für Mauerwerksbauten wurden so sicher erreicht. Rechnerische Analysen belegen, dass die abschätzbaren Temperaturbewegungen nach Ertüchtigung nicht mehr risserzeugend sind. Da das Setzungsverhalten des mit zum Teil humosen Bestandteilen durchsetzten Baugrundes rechnerisch nicht abschließend analysiert werden konnte, wurde zusätzlich eine entkoppelte Vorsatzschale im Bereich des Flurmauerwerks vorgesehen.

1 Einleitung

Für Gebäude in Massivbauart ist eine Konstruktion so zu planen, dass Anforderungen an die Rissicherheit unter tragwerksplanerischen und konstruktiven Gesichtspunkten sichergestellt werden. Dazu kann eine Tragwerksplanung für Stahlbetonbauteile seit Jahrzehnten Nachweise der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit rechnerisch verifizieren. Im Hinblick auf die Ausgestaltung von Mauerwerksbauten werden normativ Vorgaben für Standsicherheitsnachweise geregelt. Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zur Rissbreitenbeschränkung von Mauerwerksbauten werden in DIN 1053 Teil 1 Ausgabe 1996 bis hin zur derzeit geltenden DIN EN 1996 Teil 1-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang nicht als Rechenmodell angegeben. An dieser Stelle obliegt es dann dem Konstrukteur, ein Tragwerk so zu entwickeln, dass die Rissicherheit von gemauerten Wänden in ausreichendem Maße gegeben ist. Dabei gilt, dass grundsätzlich Risse in Massivbauteilen nicht zwingend die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigen oder gar Auswirkungen auf die Standsicherheit haben müssen. Im Vorfeld ist mit dem Auftraggeber und dem Nutzer abzuklären, welche Anforderungen an die Rissicherheit einzuhalten sind. Üblicherweise reicht es in Mauerwerksbauten, über eine ausreichende rissüberbrückende Gewebeeinlage – oder gegebenenfalls auch nur eine Tapete – feinere Schwindrisse oder unter Umständen auch Konstruktionsrisse zu überdecken. Bei größeren Aufwendungen, insbesondere bei Materialwechsel, wird die Rissicherheit über Gewebeeinlagen in Putzschichten entsprechend den Nutzungsanforderungen sichergestellt.

Die Rissicherheit wird jedoch nicht nur durch das eigentlich zu bemessende Bauteil abgebildet, sondern steht im Gesamtzusammenhang mit der Bauwerkskonstruktion. Hier ergeben sich

Interaktionen, die zum Beispiel in den 1980er Jahren über Riss-sicherheitsnachweise und statisch konstruktive Anforderungen an Flachdecken in DIN 18530 geregelt wurden. Pfefferkorn hat in [1] Berechnungsansätze angegeben, die die Rissgefährdung von Mauerwerksbauten überschläglich ableiten lassen. Der mechanische Ansatz von Pfefferkorn hat immer noch Gültigkeit. Allerdings reduzieren zunehmende Anforderungen an die Außendämmung von Gebäuden zur Einhaltung von Auflagen aus der Wärmeschutzverordnung oder der Energieeinsparungsverordnung die aus Rissen entstehenden Gefahren deutlich. Trotzdem sind Temperaturlängenänderungen auch in modernen Gebäuden nicht ausgeschlossen, insbesondere, wenn transparente lichtdurchflutete Gebäudekörper geplant werden.

2 Projektbeschreibung

Anfang der 2000er Jahre wurde eine Wohnanlage in der Nähe einer Flussaue geplant, die im mittleren Baukörperbereich zur Unterbringung von Technikräumen eine Unterkellerung aufweist. Die Gebäudeflügel wurden nicht unterkellert. Der zentrale Baukörper dient als Treppenhaus. Die Gebäudeflügel werden ausschließlich zu Wohnzwecken genutzt. Jeweils an den Vorder- und Rückseiten der Gebäudeflügel wurden einzelne Wohneinheiten für eine altengerechte Wohnanlage vorgesehen.

Zum Ende der Gewährleistungszeit zeigten sich in großem Umfang Riss- und Feuchteschäden, deren Ursache zu ermitteln war. Gegenstand des vorliegenden Beitrags ist die Ableitung des Sanierungskonzepts und die Darlegung von Erfahrungswerten aus der bautechnischen Umsetzung. Die **Bilder 1** und **2** zeigen Längsschnitte durch das Gebäude. Aus den Dar-

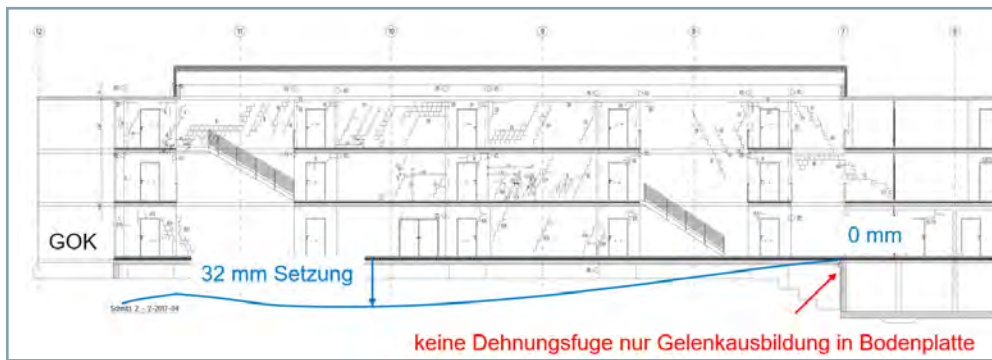


Bild 1 Schnitt durch den langen Flurabschnitt [3]

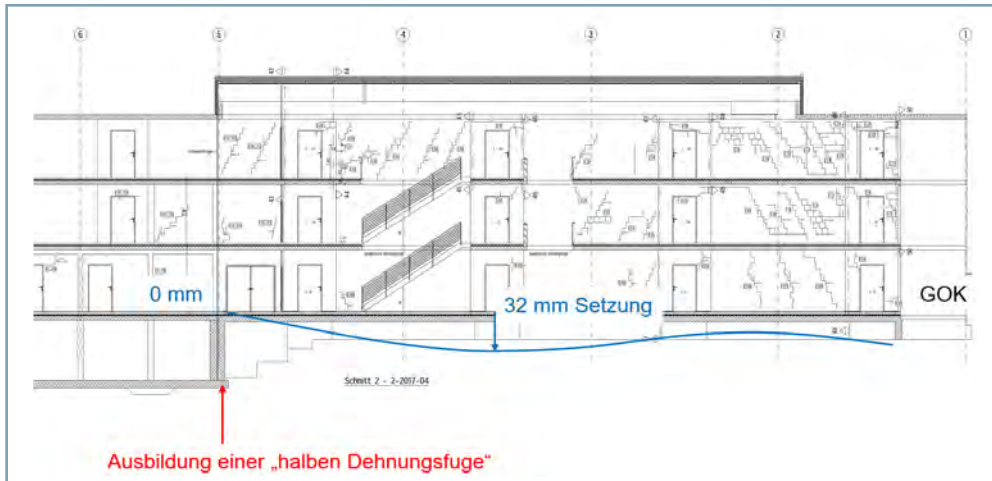


Bild 2 Schnitt durch den kürzeren Flurabschnitt [3]

stellungen ist sowohl das Rissbild als auch das Setzungsverhalten qualitativ zu entnehmen.

3 Beschreibung der Baukonstruktion

Die Rohbaukonstruktion wurde in Massivbauweise aus Stahlbetondecken und in der Regel gemauerten Kalksandsteinwänden hergestellt. Für Bereiche des Aufzugschachts wurden Stahlbetonwände zur Gebäudeaussteifung eingebaut.

Aufgrund der Nähe zu einem Fließgewässer und einem angrenzenden Polderbereich wurde der mittlere Gebädetrakt für die Technikräume als Stahlbetonkeller in wasserundurchlässiger Bauweise ausgeführt. Der unterkellerte Gebäudebereich ist über eine elastisch gebettete Bodenplatte gegründet. Die nicht unterkellerten Gebäudeflügel gründen auf Einzel- und Streifenfundamente. Von Seiten der Geotechnik wurde ein Bodenaustausch der oberflächennahen Bodenschichten vorgegeben. Es sollte ein mindestens 50 cm dickes Kies-Sand-Gemisch als Bodenpolster mit entsprechenden Verdichtungsgraden im Bereich der Fundamentsohlen als Bodenaustausch vorgesehen werden.

Im Bereich der Trennung zwischen dem unterkellerten zentralen Baukörper und dem kürzeren Gebäudeflügel gründen die Fundamente auf einem Überstand der Bodenplatte des Kellergeschosses. Von da ab ausgehend wurde eine Dehnungsfuge im Rohbaukörper ausgebildet. Für den längeren Gebäudeflügel wurde eine vergleichbare Trennung nicht ausgeführt. Hier werden lediglich die Bodenplatten über eine Gelenkausbildung an den zentralen Treppenhaukörper angeschlossen. Auch hier wurden die Fundamente abgetrept und bis an die Kellerbodenplatte herangeführt.

4 Schadensbilder

In den Jahren von 2007 bis 2013 wurden in verschiedenen Etappen Bauwerksaufnahmen zur Dokumentation wesentlicher Schäden durchgeführt. Demnach zeigten sich entlang der zentralen Glasdachkonstruktion an mehreren Stellen Undichtheiten, aufquellende Putzflächen und bei sommerlichen Temperaturen aufgewölbte Bleche. Charakteristisch für die Baumaßnahme und das ausgeführte Tragwerk war eine Vielzahl von Rissen im Bereich von Türstürzen und Wandflächen (**Bild 3**). Dabei betrugen die Rissbreiten im Bereich der Türstürze bis zu 3,5 mm, die Wandrisse hatten regelmäßige Breiten von 0,5 – 1 mm.

5 Gutachterliche Erkundung der Schadensursache

Im Rahmen eines eingeleiteten Beweissicherungsverfahrens wurde in der ersten Analysephase abweichend von dem geotechnischen Bericht, welcher der Planung zugrunde gelegen hatte, ein substanzieller Gehalt an organischen Bestandteilen im Baugrund festgestellt. Die humosen Gehalte lagen deutlich oberhalb der Feststellungen, die vom seinerzeitigen Geotechniker mit einer Schlitzsonde erkundet worden waren. Die über Rammkernsondierungen ermittelten humosen Gehalte führten zu der Einschätzung, dass die Standsicherheit der Fundamentgründung in Zweifel gezogen werden musste. Eine Nachgründung über Mikropfähle wurde daher vorgeschlagen.

Unter Bezug auf die zuvor bereits beschriebene Konstruktion ist festzustellen, dass hier ein Gebäudekörper mit einer Gesamtlänge von 83 m im Wesentlichen in Mauerwerksbauweise

mit Stahlbetondecken errichtet wurde, der nur eine „inkonsequente (halbe) Dehnungsfuge“ aufweist. Damit ergeben sich Bauabschnittslängen für Mauerwerksbaukörper von knapp 50 m und über 30 m Länge. Seit den 1980er Jahren ist bekannt und normativ geregelt, dass Flachdecken rissempfindliche Temperaturbewegungen im Bereich von Mauerwerksbauten induzieren können [1]. Dadurch, dass auch die Decke über dem 2. Obergeschoss ohne Ringbalken sowie ohne Gleit- und Dehnungsfugen ausgebildet wurde, sind statisch-konstruktive Rissbildungen aus Temperaturlängenänderungen als unvermeidbar anzusehen. Derartige Analysen zur Rissgefahr von Mauerwerk wurden von Pfefferkorn [1] und Schubert [2] zu rissfreien Wandlängen vielfältig in den letzten Jahrzehnten analysiert. Mit Schwindverkürzungen von Kalksandsteinmauerwerk gegenüber durchnässten Steinen von im Mittel 0,2 mm nach der seinerzeit geltenden DIN 1053-1 bzw. derzeit nach DIN EN 1996-1-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anhang würde bei 50 m Gebäudelänge eine Verkürzung von 10 mm allein durch Trocknungsschwinden als wahrscheinliche Gebäudebewegung anzunehmen sein. Wenn derartige Verformungen behindert werden, entstehen infolge von Zwangsbeanspruchung Risse, die eine Erklärung für das Gesamtrissbild sein können.

Außerdem ist festzustellen, dass die Flure nicht als abgeschlossene Geschossebenen architektonisch geplant wurden, sondern mit großzügigen Treppen und Lichtöffnungen, die tagsüber bis ins Erdgeschoss eine Lichtdurchflutung ermöglichen. Diese Transparenz wurde insbesondere dadurch sichergestellt, dass der gesamte Flur mit einem flach nach Süden geneigten Glasdach überdeckt worden war. Im Zuge gutachterlicher Begehungen wurde festgestellt, dass die Verblechung der Glasdachkonstruktion an Sommertagen Verwölbungen zeigte. Daher wurden durch den Gerichtsgutachter [3] Langzeittemperaturmessungen im Bereich der Glasdachkonstruktion durchgeführt. Diese zeigten Temperaturspitzen von rund 45°C zu Zeiten sommerlicher Wärmeeinstrahlung. Es ist festzustellen, dass diese Temperatur 20 K oberhalb der Behaglichkeitsgrenze für Aufenthaltsräume, also einer Temperatur von 26°C, liegt (siehe z. B. DIN EN 15251). Ebenso wurde im Zuge gutachterlicher Aufnahmen festgestellt, dass die Überbindemaße und Haftung der Mauersteine an den Lagerfugen im Bereich von Untersuchungsstellen nicht ausreichend vorhanden waren.

Eine weitere konstruktive Besonderheit ist im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten darin zu sehen, dass keine konsequente Gebäudetrennung zwischen unterkellerten und nicht unterkellerten Bereichen vorhanden war. Aufgrund

der zu erwartenden Setzungsunterschiede zwischen den höher gegründeten und tiefer gegründeten Bereichen waren Setzungsmulden zu erwarten, die auch tatsächlich gutachterlich aufgenommen werden konnten. Die **Bilder 1** und **2** zeigen die Rissaufnahmen entlang der Flurwände mit eingetragenen Setzungsmulden der erdgeschossigen Bodenbeläge. Es zeigen sich gegenüber dem als „Punkt 0 mm“ angesetzten Zentralkörperfußboden Setzungsdifferenzen von über 3 cm. Derartige Setzungen sind selbst bei langgestreckten Baukörpern durch mineralische Baustoffe, die eine Zugbruchdehnung von 0,1 mm/m aufweisen, nicht rissfrei aufzunehmen. Insgesamt ergab sich daraus die Aufgabenstellung, das Mauerwerksgefüge hinsichtlich der jeweiligen Rissursachen differenziert zu bewerten. Neben den setzungsbedingten Rissen waren Risse aus weiterhin zu erwartenden Temperaturlängenänderungen aufgrund der langgestreckten Glasdachkonstruktion zu erwarten. Dies wird im Folgenden analysiert.

6 Geotechnische Betrachtungen zum Setzungsverhalten

Die Ramm- und Rammkernsondierungen, die innerhalb und außerhalb des Gebäudes durchgeführt wurden, zeigten, dass die aus einem Kies-Sand-Gemisch bestehenden Bodenschichten des Bodenaustausches als ausreichend verdichtet angesehen werden konnten. In unmittelbarer Grenze zum anstehenden Baukörper befindet sich eine sehr weiche Bodenschicht feinsandiger Schluffe, die mit humosen Bestandteilen durchsetzt sind. Zwischenschichten aus größerem Kies zeigen punktuell geringfügig höhere Lagerungsdichten. Erst in Höhe der Kellersohle können Terrassensande und Kiese erwartet werden, die kein Setzungsverhalten infolge von Konsolidierungserscheinungen oder Zersetzungen von organischen Bestandteilen aufweisen. Die organischen Bestandteile sind mit hoher Wahrscheinlichkeit nach der letzten Eiszeit bis zum Beginn des Mittelalters abgelagert worden. Das heißt, die Hauptsetzungen durch Zerfall der organischen Bestandteile sind schon abgeschlossen. Wie zuvor beschrieben, grenzt das Baugrundstück direkt an den Deich eines Poldergebiets eines Mittelgewässers. Bei länger anstehendem Hochwasser ist daher mit einer erneuten Durchnässung der humosen Bestandteile unterhalb des Gebäudes zu rechnen. Für diesen Fall sind mit anschließend fallendem Grundwasser wieder verstärkte Setzungen unterhalb des Gebäudes zu erwarten. Eine Prognose der Setzungsmaße konnte bisher gutachterlich nicht abgegeben werden.



Bild 3 Rissbildung im 2. Obergeschoss; links: Türnische; Mitte: Türsturz; rechts: Wandfläche

7 Rechnerische Modellbetrachtungen

7.1 Temperaturfeldberechnungen

Als bautechnisch einfach umsetzbare Sanierungsvariante wäre für einen derartigen Erschließungsflur die Applikation eines Wärmedämmverbundsystems basierend auf mineralischen Dämmstoffsystemen anzusehen, welches zum einen Anforderungen an den Brandschutz und zum anderen verbleibende Bewegungen im Mauerwerk, die gegebenenfalls risserzeugend sein können, kaschieren könnte. Dazu wurden dreidimensionale Wärmebrückenberechnungen durchgeführt. Als Eingangsdatensatz wurden die Ergebnisse des Wetterdatensatzes des Testreferenzjahres für Bochum an der Außenseite angesetzt. An der raumseitigen Oberfläche wurden die Ergebnisse der Langzeittemperaturmessung aus [3] an der Oberfläche vorgegeben. Rechnerisch zeigt sich, dass die Temperatureinflüsse auf das Mauerwerk substanziell durch ein innenseitig appliziertes Wärmedämmverbundsystem reduziert werden. Während ohne Wärmedämmverbundsystem Temperaturdifferenzen von 16,5 K im Mauerwerk auftraten, sind nach Applikation einer Dämmung Temperaturschwankungen von nur noch 5 K vorhanden. Bautechnisch ist für Massivbauteile ab einer Temperaturdifferenz von 10 K bei einem angesetzten mittleren Temperaturdehnkoeffizienten von einmal 10^{-5} 1/K eine Dehnung von 0,1 mm/m zu berechnen, die in erster Näherung als risserzeugend angesetzt werden kann. Das heißt, mit Resttemperaturänderungen von 5 K wäre das Mauerwerk nachhaltig gegen Risse aus Temperaturlängenänderungen gesichert.

7.2 Gebäudesimulationen

Weitere Überlegungen waren zur Bewertung der Folgen des Einbaus einer Innendämmung an den Flurwänden im Hinblick auf die Gesamttemperatur aufzustellen. Dazu wurden thermische Gebäudesimulationen durchgeführt. Aus diesen Berechnungen wurde abgeleitet, dass die Sanierung mit einem raumseitigen Wärmedämmverbundsystem im Hinblick auf die Behaglichkeit als nicht zielführend anzusehen ist, da auch bei reduzierten Strahlungseinträgen Temperaturen von 44°C zu erwarten sind. Durch ein raumseitiges Wärmedämmverbundsystem würde der Flur vereinfacht ausgedrückt als „Thermoskanne“ ausgebaut. Direkt einstrahlende Wärme wird nicht mehr über wärmeleitende Flurwände an die angrenzenden Wohnräume abgegeben. So kommt es zwar zu geringeren Temperaturlängenänderungen innerhalb des Wandquerschnitts, jedoch zu einer deutlichen Aufheizung im Flurbereich, die nicht als ausreichendes Sanierungsergebnis angesehen werden kann.

Daher wurde für die Planung eine entkoppelte Vorsatzschale ohne Wärmedämmung vorgesehen. Diese Konstruktion kaschiert Bewegungen des Mauerwerks und reduziert die Gefahr einer zusätzlichen Aufheizung. Die Vorgaben für die Einhaltung des sommerlichen Wärmeschutzes wurden über thermische Gebäudesimulation so ermittelt, dass ein nach Nordwesten ausgerichtetes Sheddach mit stark strahlungsreduzierten Verglasungselementen anstelle des nach Süden ausgerichteten flachen Glasdaches vorgesehen wird.

7.3 Mechanische Betrachtungen

Anschließend war zu klären, wie sich die Temperatureinwirkungen auf die nicht durch bestimmungsgemäße und konsequente Gebäudefugen getrennten Baukörper auswirken. Dazu wurden Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FE) mit Volumenelementen unter Ansatz zuvor berechneter Temperaturschichtungen (**Bild 4**) durchgeführt. **Bild 5**, links, zeigt das zugrundeliegende FE-Modell und **Bild 5**, rechts, die Berechnungsergebnisse der Temperaturen, die das Finite-Elemente-Programm Sofistik bezogen auf die Temperatureingaben für die Sommerwochen ermittelt hat. Daraus können über den Querschnitt die in **Bild 6** dargestellten Spannungen abgeleitet werden. Infolge der Vorsatzschale ergeben sich demnach nur noch Zugspannungen in der Größenordnung von 0,1 N/mm², die nicht mehr als risserzeugend angesehen werden müssen.

7.4 Konsequenzen aus den Modellbetrachtungen

Zusammenfassend ist festzustellen, dass das Temperaturverhalten des langgestreckten Baukörpers über eine entkoppelte Vorsatzschale nachhaltig saniert werden kann. Eine weitere Rissgefahr ist nur in geringem Umfang zu erwarten. Diese resultiert gegebenenfalls aus einem weiteren Zersetzungsprozess der organischen Bodenbestandteile, die mit einer Fundamentsetzung verbunden ist. Nach gutachterlicher Einschätzung sind jedoch keine die Standsicherheit gefährdenden Ausmaße zu erwarten.

8 Planung der Injektionstechnik

Die Rissaufnahmen zeigten eine sehr große Gesamtrisslänge und teilweise sehr breite Risse im Mauerwerk (**Bild 7**). Insgesamt wurden im Flur Risse mit einer Gesamtlänge von 1,3 km verpresst. Da diese Instandsetzung in einem nahezu vollständig bewohnten Gebäude durchgeführt werden musste, wurde eine Injektionstechnik mit einem Risssharzprodukt gewählt, welches nach der Injektion so schnell erhärtet, dass nur flurseitige Dämmmaßnahmen zum Schließen der Risse notwendig wurden. In der Regel wurde ein schnell erhärtendes Harz auf Polyurethanbasis eingesetzt. Die breiten Risse, die sich vorzugsweise in nicht verfüllten Stoßfugen zeigten, wurden mit Zementleimsuspension injiziert. Im Rahmen der Güteüberwachung wurden Bohrkerne entnommen, um den Rissfüllgrad regelmäßig zu kontrollieren. Die tragwerksplanerische Wirksamkeit wurde über Spaltzugversuche entlang der Injektionsflächen verifiziert. Da die erzielte Spaltzugfestigkeit oberhalb der Zugfestigkeit des Mauerwerks liegt, konnte der Injektionserfolg nachgewiesen werden.

Ergänzend hilft eine verbesserte Glasdachkonstruktion dabei, den Strahlungseintrag zu minimieren und eine temperaturgesteuerte Nachtlüftung, den sommerlichen Wärmeschutz einzuhalten. **Bild 8** gibt einen Eindruck über das Erscheinungsbild nach der erfolgten Instandsetzung. Die Innenbekleidung der vorgesetzten Trockenbaukonstruktion wurde mit Bewegungsfugen in den Türleibungen versehen, um auch hier Rissbildungen bei zukünftigen Einwirkungen vermeiden zu können.

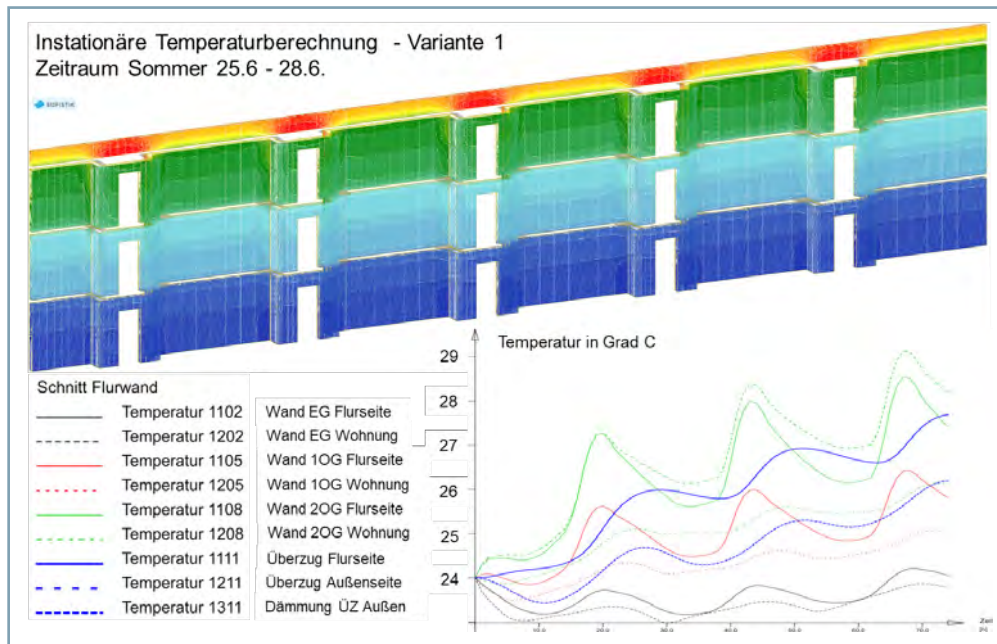


Bild 4 Temperaturfeldeingabe ins FE-Modell

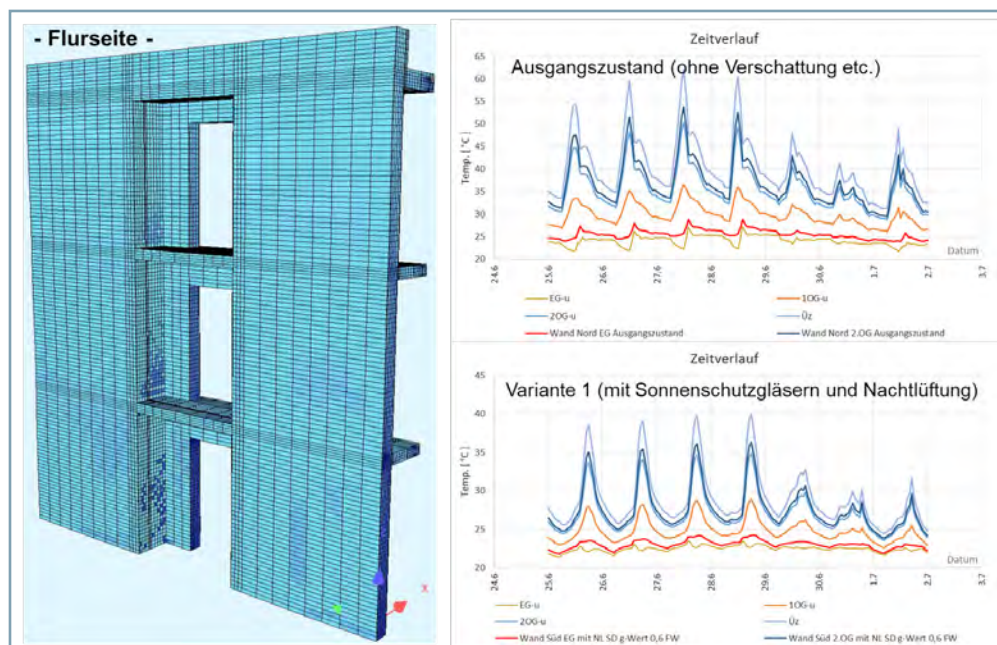


Bild 5 FE-Modell der Flurwand und berechnete Temperaturverläufe Sommerwochen

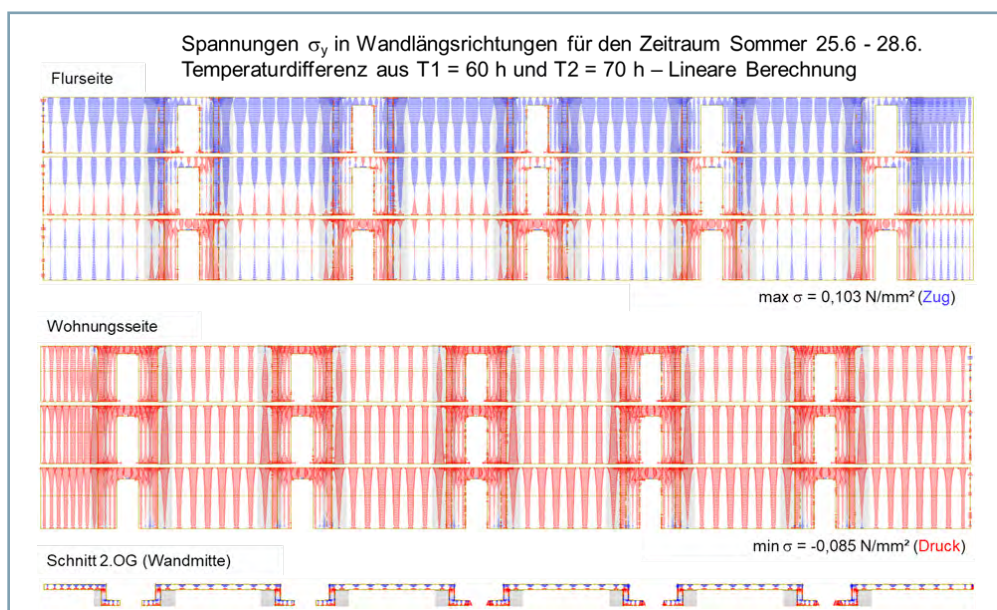


Bild 6 Berechnete Spannungen aus der Temperaturschichtung



Bild 7 Injektionsmaßnahmen zum kraftschlüssigen Wiederherstellen des Mauerwerksgefüges



Bild 8 Blick in den Flur im 2. Obergeschoss sowie Blick ins Foyer nach der Sanierung

Literatur

- [1] Pfefferkorn, W.: Dachdecken und Mauerwerk. Köln, Rudolf Müller Verlag (1980).
- [2] Pohl, R.; Schneider, K.; Wormuth, R.; Ohler, A.; Schubert, P.: Mauerwerksbau – Baustoffe Konstruktion Berechnung Ausführung. In: Düsseldorf, Werner-Verlag 3. Auflage 1990.
- [3] Oswald, R.: Gutachten zum selbständigen Beweissicherungsverfahren, 2014.
- [4] Placzek, D.: Sachverständigengutachten im selbständigen Beweisverfahren, 2015.
- [5] Brameshuber, W.: Eigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk Kalender 2015, Berlin, Ernst & Sohn 40. Jhg. Seiten 3-34, 2015.
- [6] WTA- Merkblatt 7-1-18/D: Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk – Konstruktion und Tragfähigkeit, 2018.

Selbstheilungsfähigkeit versus Injektionserfordernis bei wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen

Tragwerksplaner verwenden üblicherweise „EN 1992-3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton“ für die Bemessung von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton (WU-Bauwerke) wie Keller, Tunnel und Wasserbehälter, die einem einseitigen Wasserdruck ausgesetzt sind. EN 1992-3 kann so interpretiert werden, dass bei wasserdichten Bauteilen undichte, durchgehende Risse (Trennrisse) zulässig sind. Konstrukteure gehen häufig davon aus, dass je nach hydraulischem Gefälle durchgehende Risse zwischen 0,05 und 0,20 mm akzeptabel sind. Dies ist jedoch nur dann der Fall, wenn sich die durchgehenden Risse innerhalb kurzer Zeit effektiv heilen. Leider kommt es nicht immer zur Selbstheilung von Rissen, und die Stahlbetonkonstruktionen sind stark von ernsthafter Bewehrungskorrosion bedroht, die sogar die strukturelle Integrität gefährden kann, wenn keine anderen Gegenmaßnahmen (z. B. Injektionen) angewendet werden. Der vorliegende Beitrag gibt einen Einblick in das Design von WU-Bauteilen, den Selbstheilungsmechanismus von Rissen und stellt eigene Erfahrungen aus mehreren Projekten dar, bei denen das Vertrauen auf die Selbstheilung von Rissen als Designannahme schwerwiegende Folgen für die Konstruktionen hatte, sowohl in Bezug auf die Dauerhaftigkeit als auch in Bezug auf die strukturelle Integrität.

1 Einleitung

Im Konstruktiven Ingenieurbau wird häufig der Eurocode 2 „EN 1992-3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton“ [1] für den Entwurf und die Ausführung von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton (WU-Bauwerke) wie Keller, Tunnel und Wassertanks, die einem einseitigen Wasserdruck ausgesetzt sind, herangezogen. Basierend auf dieser Norm wird häufig angenommen, dass wasserführende Trennrisse für Wasserrückhaltestrukturen mit „Undurchlässigkeitsklasse 1“ (Abschnitt 7.3.1) zulässig sind. Guten Gewissens gehen Planer daher davon aus, dass je nach hydraulischem Gefälle Trennrisse mit einer Rissbreite zwischen 0,05 und 0,20 mm akzeptabel seien.

Diese Annahme trifft jedoch nur zu, wenn die durchgehenden Risse effektiv und innerhalb eines relativ kurzen Zeitraums heilen. Dies wird auch als autogenes Heilen oder Selbstheilung von Rissen bezeichnet. Aber die Selbstheilung ist an das Vorhandensein einer Anzahl von Voraussetzungen und Bedingungen geknüpft, sodass es in der Praxis nicht immer zu einer solchen Selbstheilung kommt. Die betroffenen Stahlbetonkonstruktionen sind daher durch frühzeitige Bewehrungskorrosion gefährdet. Dies kann sogar so weit gehen, dass die Standsicherheit gefährdet ist, sofern keine geeigneten Gegenmaßnahmen, wie der Einsatz von Membranen oder Injektionen, angewendet werden.

2 Beschreibung des Problems

Ein Blick auf gängige WU-Bauteile zeigt, dass es sich um eine heute weit verbreitete Bauart handelt. So werden zum Beispiel Kellerräume, Tunnel, tiefe U-Bahn-Stationen, Wassertanks, Wasserkanäle, Regenwasserrückhaltebecken oder Schwimmbäder als WU-Bauteile geplant und ausgeführt. Hierbei kommt es sowohl auf die Auswahl der geeigneten Materialien als auch auf die Beachtung einschlägiger Planungsgrundsätze an.

Beton gilt nach DIN 1045-2 als wasserundurchlässig (hoher Wassereindringwiderstand), wenn der Wasserzementwert unterhalb von 0,60 liegt (für Bauteildicken bis 40 cm) sowie ein Zementgehalt von mindestens 280 kg/m³ und eine Mindestdruckfestigkeitsklasse C25/30 eingehalten sind. Weder nach DIN 1045-2 noch der WU-Richtlinie sind spezielle Additive oder sonstige Zusatzstoffe vonnöten, um einen wasserdichten Beton herzustellen. Im Gegensatz dazu gilt eine Konstruktion als wasserundurchlässig, sofern Wassereindringungen aufgrund durchgehender Risse, Betonfugen, Einbauteile und Durchdringungen geringfügig oder vernachlässigbar sind.

Die Entwurfsbestimmungen für WU-Bauteile sind beispielsweise in EN 1992-3 geregelt. Diese Norm fordert, dass Risse, die sich erwartungsgemäß über die gesamte Bauteildicke erstrecken (Trennrisse), auf eine Rissweite w_{k1} begrenzt werden sollen („Undurchlässigkeitsklasse 1“). Die Werte für w_{k1} können innerhalb der einzelnen europäischen Länder unterschiedlich sein und finden sich im jeweiligen nationalen Anhang wieder. Die empfohlenen Werte für WU-Bauteile werden als Verhältnis der Druckhöhe des Wassers h_0 zur Bauteildicke h zum Ausdruck gebracht. Für Werte von $h_0/h \leq 5$, darf $w_{k1} = 0,2$ mm betragen, während für $h_0/h \geq 35$ $w_{k1} = 0,05$ mm sein soll-

te. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden (**Bild 1**). Diese Begrenzung der zulässigen Rissbreite sollte innerhalb kurzer Zeit zu einer Selbstheilung der betroffenen Risse führen. Wichtig für die Selbstheilung ist die Bildung von Calciumcarbonatkristallen (Calcit) im Riss, die zu einem Zusetzen des Risskanals führt, so dass kein Wasser mehr durchfließen kann.

2.1 Zwangsspannungen als Hauptursache für Trennrisse und Undichtigkeit

In der Praxis treten Trennrisse, die zu Wasserdurchlässigkeiten führen können, insbesondere im Zusammenhang mit Zwangsspannungen im jungen Beton auf. Eine typische Ursache für diese Zwangsriss ist abfließende Hydrationswärme und ein typisches Beispiel ist die Zwangsbeanspruchung in Wänden, wenn diese in einem gesonderten Arbeitsgang auf die vorher hergestellte Sohlplatte betoniert werden. Weitere Einwirkungen, die Zwangsspannungen und damit Trennrisse in Beton erzeugen können, sind z. B.: Schwinden des Betons, tages- oder jahreszeitliche Temperaturänderungen oder Setzungs-differenzen.

Dies wirft die Frage auf, was zu tun ist, wenn diese wasser-führenden Trennrisse sich nicht von selbst in kurzer Zeit hei-



Bild 2 Undichte Risse in der Bodenplatte eines Parkdecks (Quelle: Bodo Appel, WEBAC)

len. Die Bedingungen für die Anwendbarkeit der „Undurchlässigkeitsklasse 1“ setzen voraus, dass die Risse vollständig und schnell dauerhaft heilen, da ansonsten Dauerhaftigkeitsprobleme zu erwarten sind. Nicht immer kommt es jedoch zu einer Selbstheilung, sodass die so errichteten Bauwerke die Bedingungen der „Undurchlässigkeitsklasse 1“ nicht mehr erfüllen (**Bild 2**). Beispiele für zulässige Wassereindringungen sind Leckagen und feuchte Stellen unter der Annahme, dass diese selbstheilend sind. Eine bedeutende aktuelle Frage ist, ob die oben genannten Kriterien überdacht werden müssen, oder ob solche Dichtheitskriterien weiterhin zugelassen werden können.

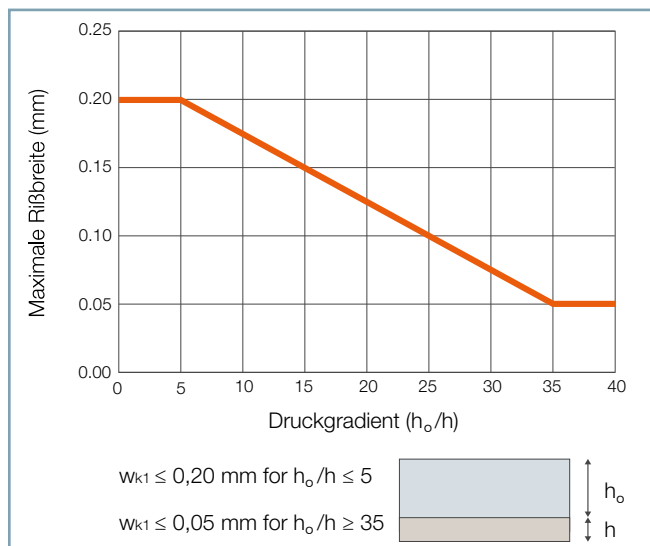


Bild 1 Zulässige Rissbreiten für „Undurchlässigkeitsklasse 1“ und Selbstheilung von Rissen

2.2 Selbstheilung von Trennrissen

Von großem Interesse sind daher die Randbedingungen, die zu einer Selbstheilung führen (**Bild 3**). Die Selbstheilung von Trennrissen ist ein komplexer chemisch-physikalischer Vorgang. Hauptursache ist die Ausfällung von Calciumcarbonatkristallen im Riss. Durch die Lösung von Kohlensäure im Wasser bilden sich Bicarbonate HCO_3^- , die mit den Calciumionen Ca^{2+} des Betons das wasserundurchlösliche Calciumcarbonat CaCO_3 bilden:



Über die Selbstheilung von Rissen wurde in den 90er Jahren ein Forschungsprojekt am Institut für Bauforschung der

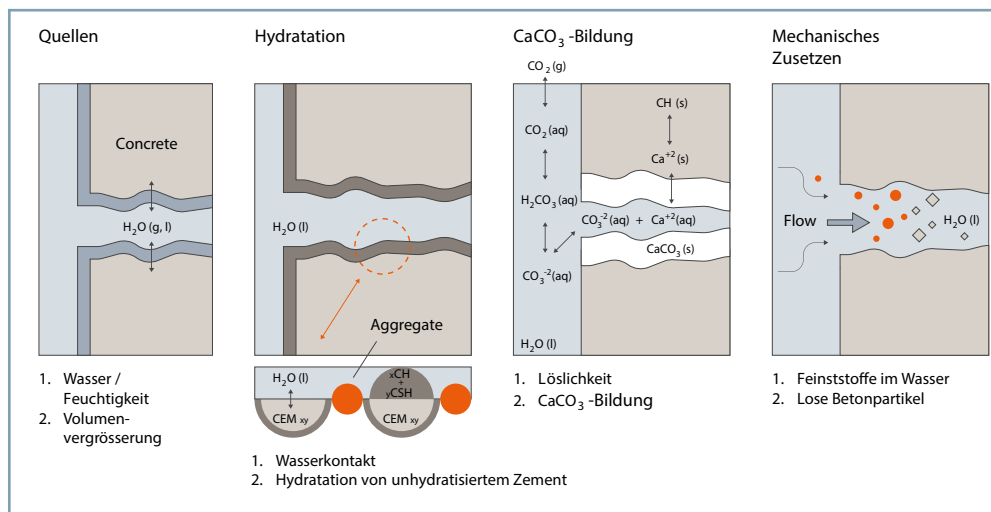


Bild 3 Ursachen für Selbstheilung

RWTH Aachen (ibac) durchgeführt. Die Ergebnisse wurden von der Autorin dieses Beitrags als Dissertation vorgelegt. In dieser Forschungsarbeit wurde eine Vielzahl von Faktoren untersucht, welche die Selbstheilung beeinflussen können: Zuschlagsart, Zementgehalt, Füllmaterial, Alter des Betons, Härte und pH-Wert des Wassers, Wasserdruck und Wassertemperatur sowie Rissbreite, Risslänge, Rissverzweigungen, Rissbewegungen und Rissrauigkeit.

Die Versuche wurden sowohl mit kleinen Probekörpern mit den Abmessungen $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$ und einem senkrechten durchgehenden Riss als auch mit größeren Probekörpern mit den Maßen $250 \times 100 \times 40 \text{ cm}^3$ und mehreren durchgehenden Rissen durchgeführt. In diesen Versuchen wurden die Probekörper mit einem Wasserdruck zwischen 0,25 bar (entsprechend 2,5 m Wassersäule) oder 1,5 bar (entsprechend 15 m Wassersäule) beaufschlagt. Hierbei zeigte sich, dass erwartungsgemäß die Durchflussmenge mit der Rissbreite ansteigt. Es zeigte sich aber auch, dass der Durchfluss nach einer gewissen Zeit zum Erliegen kommen kann (**Bild 4**). Für Rissweiten von 0,1 mm tritt dieses Erliegen nach etwa 150 h, also ca. 6 Tagen ein, für Rissweiten von 0,2 mm nach etwa 440 h, also ca. 18 Tagen. Für Rissweiten von 0,3 mm zeichnete sich dies auch nach 450 h, also ca. 19 Tagen noch nicht ab. Damit ist ab einer Rissbreite von 0,3 mm mit einer dauerhaften Leckage zu rechnen. Die Versuche konnten zeigen, dass selbst bei weichem Wasser mit 4 °dH (Grad deutscher Härte) eine Selbstheilung auftritt, die vergleichbar ist mit der Selbstheilung bei hartem Wasser von 27 °dH. Daraus konnte abgeleitet werden, dass die Wasserhärte keinen Einfluss hat und dass selbst kalkarmes Wasser genügend Carbonate enthält, um eine Selbstheilung auszulösen. Die Durchflussmenge im dynamisch beanspruchten Riss nimmt ebenfalls mit der Zeit ab, liegt aber generell höher als beim statisch beanspruchten Riss. Die für den Selbstheilungseffekt maßgebliche Ausfällung von Calciumcarbonat ist vor allem von den Faktoren Temperatur, Wasserdruck und pH-Wert abhängig. Zementart, Zuschlagart und Mehlkornart hatten dagegen keinen Einfluss auf die Selbstheilungseigenschaften. Weitere Ergebnisse können der erwähnten Dissertation, die im Heft 455 des DAfStb veröffentlicht wurde, entnommen werden. Auf dieser Basis wurden auch Hilfsmittel für die praktische Anwendung entwi-

ckelt, die unter anderem auch für die Regelungen im Eurocode 2, d. h. EN 1992-3, und anderen internationalen Regelwerken (z. B. DAfStb WU-Richtlinie [3], Ciria C766 [4]) herangezogen wurden.

2.3 Bewehrungskorrosion bei wasserführenden Trennrissen

Die Risikobewertung bezüglich Bewehrungskorrosion von wasserführenden Trennrissen ist im Gegensatz zur Bewehrungskorrosion von „normalen“, das heißt nicht wasserführenden Trennrissen, elementar unterschiedlich. Dies ist leider nicht jedem Bauingenieur bewusst.

Bei durchgehenden wasserführenden Trennrissen entsteht eine besondere Korrosionszelle mit einer begrenzten Anode am Stahl im Rissbereich und einer umfangreichen Kathode, die die ganze luftseitige Betonstahlbewehrung umfasst. Dieses sehr ungünstige Anoden/Kathoden-Verhältnis bewirkt hohe Korrosionsraten beim Betonstahl im Riss, sobald der Stahl anfängt zu rosten, was sehr rasch eintritt. Die Bewehrung korrodiert nämlich direkt, sobald der Stahl in Kontakt mit Wasser kommt. Der Grund ist, dass sich der alkalische Schutz der Bewehrung (d. h. die Passivschicht), die bei „normalen“ Rissen (d. h. nicht wasserführenden Rissen) beim Betonstahl vorhanden ist, durch das durchströmende Wasser nicht ausbilden kann.

Die Neigung zur Bewehrungskorrosion im Falle wasserführender Trennrisse in Abhängigkeit vom Chloridgehalt des Wassers ist dabei umso größer, je höher der Salzgehalt ist. Aber selbst bei Süßwasser (wie Trinkwasser) korrodiert der Stahl in wasserführenden Rissen. Wenn von einer Selbstheilung der Risse für die Bemessung ausgegangen wird und durchgehende Risse zugelassen werden, bedeutet dies für die Dauerhaftigkeit von WU-Bauteilen Folgendes: Falls es zu keiner dauerhaften und vollständigen Selbstheilung im Riss kommt, ist mit einer Bewehrungskorrosion zu rechnen, die die Dauerhaftigkeit und gegebenenfalls die Standsicherheit des Bauteils in Frage stellen kann.

Der spezielle Korrosionsmechanismus an wasserführenden (d. h., nicht selbstheilenden) Trennrissen kann mit zahlreichen Negativbeispielen belegt werden und zeigt sich mit Korrosionsprodukten an der Betonoberfläche und am zerfressenen Bewehrungsstahl (**Bild 5**).

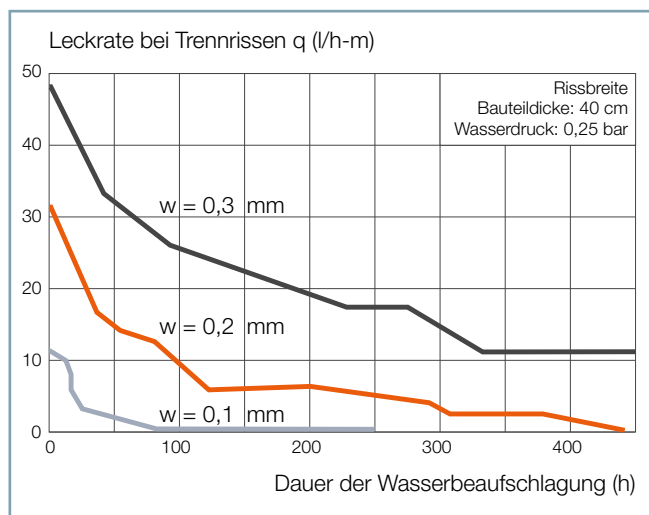


Bild 4 Typische Leckrate für Trennrisse unter Wasserbeaufschlagung und Selbstheilung



Bild 5 Bewehrungskorrosion von wasserführenden nicht selbstheilenden Trennrissen

3 Praktische Beispiele aus dem Mittleren Osten

Ein Beispiel aus Abu Dhabi in den Vereinigten Arabischen Emiraten verdeutlicht die speziellen Umweltbedingungen, die dort für Bauteile vorherrschen. Diese Bedingungen stellen höchste Herausforderungen an die Dauerhaftigkeit dar und gelten als die aggressivsten Baugrund- und Grundwasserbedingungen in der ganzen Welt. Sie sind gekennzeichnet durch einen Salzgehalt von 10 bis 12 %, was 4- bis 5-mal so hoch ist wie in der Ostsee. Die Temperaturen im Boden betragen bis zu 30°C und die Lufttemperaturen im Sommer bis zu 50°C, wobei große Schwankungen zwischen Tag und Nacht vorliegen, die zu einer Tauwasser- bzw. Kondensatbildung führen. Der Sulfatgehalt des Grundwassers beträgt an vielen Orten bis zu 5000 mg/l; solche Werte sind in Europa gänzlich unbekannt.

Am Beispiel des Kellergeschosses eines fünfstöckigen Gebäudes (Krankenhaus) in Abu Dhabi mit Wassereintritt können die besonderen Auswirkungen einer nicht eintretenden Selbstheilung von Trennrissen, mit der der Statiker eigentlich gerechnet hatte, verdeutlicht werden (**Bild 6**). Die zweigeschossige Tiefgarage lässt auf den ersten Blick keine Probleme erahnen. Bilder und Zeichnungen, sowohl vom Istzustand als auch vom Zeitpunkt der Membranverlegung mit Pfahlkopfdurchdringungen, sehen zunächst auch unbedenklich aus. Die angewendeten Entwurfskriterien folgen der EN 1992-3 („Undurchlässigkeitsklasse 1“), der zufolge Risse bis 0,2 mm zulässig sind, jedoch nur unter der Bedingung, dass eine Selbstheilung stattfindet. Eine Membrane wurde als „Sicherheit“ unter der Bodenplatte und an den Wänden vorgesehen, die jedoch nicht funktionierte, wie sich bald nach Bauende herausstellte.

Die massive Bodenplatte wurde in fünf Abschnitten betoniert. Durch die gewählte Betonierreihenfolge sind die Zwangsspannungen und damit das Risiko von durchgehenden Zwangsrissen im letzten Betonierabschnitt am größten.

Bereits kurz nach der Betonage zeigten sich daher dort durchgehende Risse, vordringlich in der unmittelbaren Nähe zu den eingebundenen Pfahlköpfen, die den Zwang erhöhen. In den ersten 3 bis 4 Jahren nach Baubeginn zeigten sich bereits Abplatzungen am Beton, eine Störung des Verbundes, Korrosionsprodukte wie Rostfahnen, Wasserflecken auf der Oberseite der Betonplatte, eine wirkungslose Membran sowie weitere Trennrisse.

Infolgedessen wurde COWI mit einer Inspektion und Beurteilung des Bauwerks beauftragt. Hierzu gehörte die Aufnahme des visuellen Gesamteindrucks des Kellergeschosses mit Wassereintritt, die Bestimmung von strategischen Stellen für das Entnehmen von Probebohrungen, die Bewertung und Analyse von Rissursachen sowie schlussendlich das Unterbreiten von Vorschlägen zur Instandsetzung. Bei der durchgeführten Inspektion wurde zunächst festgestellt, dass der Zustand der oberen Bewehrung der Bodenplatte bereits vier Jahre nach Baubeginn eine besorgniserregende Zersetzung der Bewehrungsstäbe aufweist. Demzufolge konnte die Bewehrung rechnerisch nicht mehr berücksichtigt werden. Der Beton war durch das eingedrungene salzhaltige Grundwasser sehr stark durchfeuchtet, da keine Selbstheilung von Rissen aufgetreten war. Der Betonmischung zusätzlich zugefügte kostspielige „Wasserabdichtungsstoffe“ waren zudem vollkommen wirkungslos.

Eine zum Zeitpunkt der Inspektion bereits vorgenommene Rissinjektion war nicht erfolgreich gewesen. Das Bauunternehmen hatte mehrere Versuche unternommen, die Risse zu verpressen. Dabei wurden unterschiedliche Injektionsmaterialien verwendet, die jedoch den Wassereintritt nicht stoppen konnten. Der Misserfolg der Injektionsarbeiten ist vor allem darauf zurückzuführen, dass kein Fachunternehmen für das Verpressen beauftragt und nur ungeeignete Injektionsmaterialien verwendet wurden. Eine zielgerichtete und rentable Instandsetzung des Untergeschosses ist damit fragwürdig.

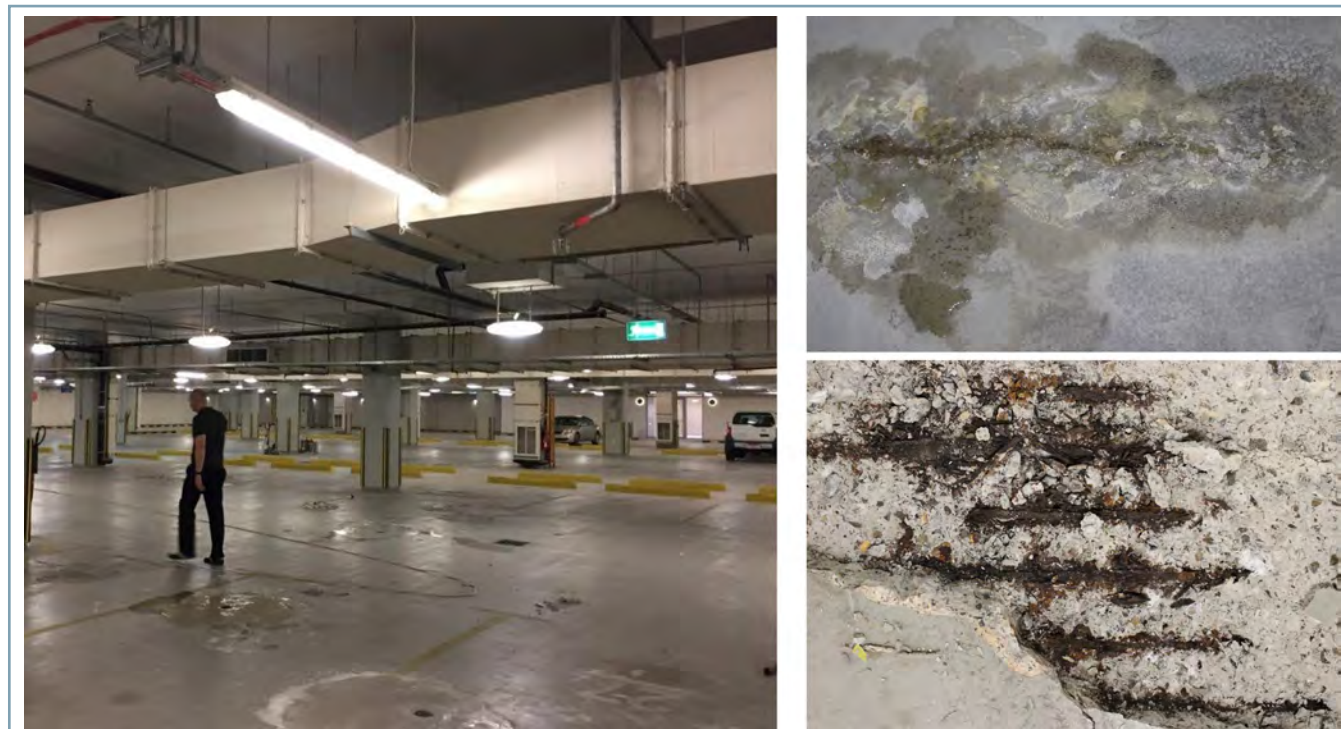


Bild 6 Bodenplatte mit nicht selbstheilenden wasserführenden Rissen und stark korrodierter Bewehrung

Ein weiteres Beispiel aus Katar ist der Qatar Petroleum District in Doha. Er besteht aus 10 Bürotürmen mit einer Höhe von bis zu 220 m bzw. 47 Geschossen und einer dreigeschossigen Tiefgarage für bis zu 5.000 Fahrzeuge. Baubeginn war 2011, die Gesamtfertigstellung erfolgte im Jahr 2016. Die Gebäude wurden mit einer Lebensdauererwartung von 50 Jahren konzipiert. Für Katar gelten die gleichen aggressiven Umweltbedingungen wie zuvor für Abu Dhabi beschrieben.

Die Konstruktion des Untergeschosses besteht aus einer 75 cm starken Bodenplatte auf 2.500 Pfählen mit Durchmessern von 150 bis 500 cm. Die Wände des Untergeschosses sind 40 cm stark und gegen Schlitzwände betoniert. Als Abdichtung wurde eine lose verlegte Membrane mit der Möglichkeit zur nachträglichen Injektion ausgeführt. Der maximale Wasserdruck beträgt 1,0 bar, entsprechend 10 m Wassersäule. Die zugrundeliegende Entwurfsphilosophie basiert auf der britischen Norm „BS 8102:2009 Code of practice for protection of below ground water structures against water from the ground“, wonach Trennrisse bis zu 0,25 mm/0,30 mm zulässig sind; zudem wurde eine wasserdichte Membrane (Type A nach 6.2.1 General – Barrier protection) ausgeführt.

Während der Bauausführung bei laufender Grundwasserhaltung waren keine Probleme erkennbar. Ein erster Wasserseinbruch im Kellergeschoss ereignete sich jedoch unmittelbar nach Abschalten der Wasserhaltung im Jahre 2012. Injektionen in den Jahren 2013 und 2017 waren nicht erfolgreich. Sichtbare Korrosionsschäden an der Bewehrung hatten sich bereits im Jahre 2018 herausgebildet. Auch bei diesem Bauwerk kam es zu keiner Selbstheilung der Risse, zudem funktioniert die Membrane nicht.

4 Schlussfolgerungen

Das Problem einer nicht auftretenden Selbstheilung von Rissen ist keineswegs auf den Mittleren Osten beschränkt. Als Beispiele aus Europa können unter anderem genannt werden:

- Schleusenkammer der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe,
- Sprinkleranlage im Einkaufszentrum Alexa am Alexanderplatz in Berlin,
- Kvaesthus-Projekt in Kopenhagen.

Beim Kvaesthus in Kopenhagen wurden die externen Tiefgeschosswände ebenfalls mit einer wasserabdichtenden Membrane versehen. Frühzeitig auftretende Leckagen an den Wänden führten zu keiner dauerhaften Selbstheilung, weshalb der Bauherr eine Injektion der Risse verlangte. Die Kosten für die Injektion und Instandsetzung beliefen sich auf ca. 2,2 Mio. Euro.

Ein praktisches Beispiel, dass die Selbstheilung in der Praxis vorkommt, ist der Großer-Belt-Tunnel (Abschnitt des Tunnels in offener Bauweise), der im Jahr 1997 eröffnet wurde. Bei diesem Bauwerk konnten die Effekte der Selbstheilung anhand von aus Bohrkernen präparierten Dünnschliffen sichtbar gemacht werden. Dieses Beispiel zeigt, dass die Selbstheilung in der Realität durchaus anzutreffen ist, jedoch nicht mit einer dauerhaften und vollständigen Abdichtung des gesamten Risses gerechnet werden kann. Die Risse wurden daher bereits

vor über 20 Jahren mit einem Acrylatgel erfolgreich injiziert; und sind bis heute wasserdicht.

Die genannten Beispiele zeigen, dass die Entwurfskriterien absolute Rücksicht auf die jeweiligen Gegebenheiten nehmen müssen, ansonsten bleibt die vollständige Selbstheilung ein Wunschdenken. Aus den gezeigten Schadensfällen kann gegebenenfalls geschlussfolgert werden, dass die Anforderungen bzw. Annahmen der „Undurchlässigkeitsklasse 1“ sowie die Rissbreiten, für die nach EN 1992-2 Selbstheilung angesetzt werden kann, zur Disposition stehen und unter Umständen aus dem Regelwerk entfernt werden sollten.

Es drängt sich allerdings auch die Frage auf, wie Trennrisse vermieden werden können. Die Beherrschung der frühzeitigen Zwangsrissbildung ist hierfür vordringliche Aufgabe. Die Rissbildung kann durch folgende Maßnahmen kontrolliert werden:

- Eine niedrige Frischbetontemperatur bzw. ein Kühlen des Betons, um Temperaturunterschiede zwischen angrenzenden Betonageabschnitten zu reduzieren.
- Die Verwendung von latent hydraulischen Stoffen wie Flugasche und Hochofenschlacke, um den Hydratationsprozess zu verlangsamen und die daraus entstehende Wärmeentwicklung zu reduzieren.

Zudem sollte der statische Entwurf Vorsorge treffen, um Zwangsspannungen zu minimieren. Konstruktive Maßnahmen sind beispielsweise die Anordnung von Gleitfolien unter der Bodenplatte oder der Verzicht auf eine Einspannung der Bodenplatten in Gründungspfählen. Die Einführung von Sollrissfugen mit vorgesehenen Injektionsmöglichkeiten ist ebenfalls eine Möglichkeit. Zusätzlich sind die Anordnung einer Membrane, Injektionen oder eine dauerhafte Wasserhaltung zu erwägen. Als Mut machendes Beispiel sei an dieser Stelle die dänische Norm „DS EN 13670 Ausführen von Betonkonstruktionen“ erwähnt. Diese fordert eine Begrenzung der Temperaturdifferenz auf maximal 15°C beim Betonieren von neuen Betonteilen auf alte bzw. bestehende Betonteile, um durchgehende Zwangsrisse zu vermeiden.

Um zu einer wirksamen Membranlösung zu kommen, ist vor allem eine kritische Auseinandersetzung mit der Qualitätskontrolle während der Ausführung erforderlich. Abnahmekriterien sind sorgfältig auf die spätere Nutzung abzustimmen. Wie die oben vorgestellten Beispiele zeigen, funktionieren die besten Membranen nicht, wenn die Ausführung mangelhaft ist.

5 Fazit

Rissinjektionen sind oft die letzte Möglichkeit im Rahmen der Lösungshierarchie, um Wassereindringungen zu beherrschen. Hierfür sind planerischer Sachverstand und sorgfältige Planung der Schlüssel zum Erfolg. Gerade für Rissinjektionen gibt es in Abhängigkeit von den Randbedingungen und Anforderungen verschiedene Verpressmaterialien (z. B. Acrylate, Epoxidharze, Polyurethanharze und Feinzemente) und -methoden. Grundsätzlich gilt, dass Injektionsmaßnahmen nur von Fachleuten und unter Beachtung des Stands der Technik (z. B. gemäß ABI-Merkblatt der STUVA [5]) ausgeführt werden sollten.

Literatur

- [1] EN 1992-3 (2006): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 3: Silos und Behälterbauwerke aus Beton.
- [2] Edvardsen, C. K. (1996): Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 455.
- [3] DAfStb-Richtlinie (2017): Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie).
- [4] Ciria C 766 (2007): Control of cracking caused by restrained deformation in concrete.
- [5] STUVA-Merkblatt (2022): Abdichtung von Bauwerken durch Injektion (ABI-Merkblatt).

Anzeige

Landesgütegemeinschaft
Instandsetzung von Betonbauwerken Nordrhein-Westfalen e.V.



LIB NRW

Dienstleister für Mitgliedsbetriebe und
Ansprechpartner für alle öffentlichen
und privaten Auftraggeber

Ziele der Gütegemeinschaft

- Gütesicherung
- Verleihung von Überwachungs- und RAL-Gütezeichen
- Kennzeichnung der güteüberwachten Leistungen und Gütezeicheninhaber
- Personalqualifikation

Vorteile für Mitglieder

- Auftraggeber bevorzugen LIB-Mitgliedsunternehmen
- Beratung zu Güteschutz und Qualitätssicherung
- Information über Vorschriften und Richtlinien
- Organisation der Fremdüberwachung
- Fachseminare und Erfahrungsaustausch
- Sicherung der Marktposition
- PR zur Information von privaten und öffentlichen Auftraggebern

Nutzen Sie die Wettbewerbsvorteile!

Bökendonk 15 · 47809 Krefeld · Tel. + 49 173 1326901 · Fax + 49 2151 5155-89 info@lib-nrw.de · www.lib-nrw.de

Sanierung einer Tunnelschale infolge von Neubebauung – Erkundung, Sanierung und begleitende numerische Berechnungen

Vor Abriss und Neubau eines Gebäudes wurden die darunter liegenden U-Bahntunnel aus den 1970er Jahren rissverpresst. Begleitende Ultraschallmessungen ergaben in einer Firste eine Innenschalendicke von nur 16 cm bei planmäßig 35 cm. Bei mehrstufigen Untersuchungen wurden auch an weiteren Blöcken im Streckenabschnitt Fehlstellen festgestellt und mittels Ultraschall und Georadar deren Ausdehnung mit Längen bis 6,5 m und Breiten bis 1,4 m sowie Dicken der Innenschale von minimal 12 cm präzisiert. Bohrkerne zeigten zudem Ablösungen zwischen Altbeton und noch bauzeitlich verpresstem Zementleim. Durch aufwändige FE-Berechnungen zur Baugeschichte der Tunnel und deren Vorschädigung, der Fehlstellen und der Instandsetzung wurden die Tragfähigkeit der Tunnel für die Baumaßnahmen nachgewiesen und maximale Verpressdrücke für die Verfüllung der wassergefüllten Hohlräume festgelegt. Die Instandsetzung erfolgte erfolgreich unter ständiger Bauüberwachung durch Verpressen mit Zementleim.

1 Grundlagen

Vor dem Abriss und Neubau eines Bürogebäudes mit einer großen und tiefen Baugrube in München wurden in den darunter liegenden Tunneln der U-Bahn Risse verpresst. Begleitende Ultraschallmessungen stellten größere Fehlstellen fest, die weitere Untersuchungen zur Fehlstelle und der Auswirkung auf die Tragfähigkeit der Tunnelröhren erforderlich machten. Zwischen den Stadtwerken München (SWM) als Betreiber der U-Bahn, dem die Sanierungen betreuenden Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat und dem Tragwerksplaner Ring – Consultancy in Tunnelling wurde eine mehrstufige weitere Erkundung und statische Begleitung der Maßnahmen abgestimmt.

Die eingleisigen U-Bahntunnel stammen aus den 1970er-Jahren und sind in Spritzbetonbauweise mit Ortbetoninnenschale erstellt worden. Sie haben ein hohes Maulprofil mit einem Querschnitt von ca. 37 m² (Bild 1) und eine Über-

deckung von ca. 22 m. Der Vortrieb erfolgte mit kurz vorlaufender Kalotte, und Strosse mit unmittelbarem Sohlausbruch unter Grundwasserabsenkung im Tertiär mittels Brunnen.

Die Spritzbetonaußenschale mit einer Festigkeitsklasse B25 ist umlaufend 15 cm dick. Geringe Bewehrung mit Q188-Matten liegt im Gewölbe nur innenseitig vor, die Sohle ist unbewehrt. Die Innenschale wurde als Sperrbeton in B25 mit Blocklängen von 10 m ausgeführt. Ihre Dicke beträgt planmäßig in Firste und Sohlübergängen 35 cm, in den Ulmen steigt sie auf maximal ca. 43 cm an, die Sohle ist ein gerader Balken von 40 cm Stärke. Die Bewehrung besteht aus Matten mit einem Querschnitt von generell 3,32 cm²/m, der in der Sohle innenseitig auf 8,66 cm²/m erhöht ist.

Eine bauliche Trennung von Innen- und Außenschale erfolgte nicht. Daher traten bereits kurz nach dem Bau in der Innenschale Risse auf. Der Zustand der Innenschalen wurde durch die SWM sowie eine Beweissicherung mit folgenden Schäden dokumentiert:

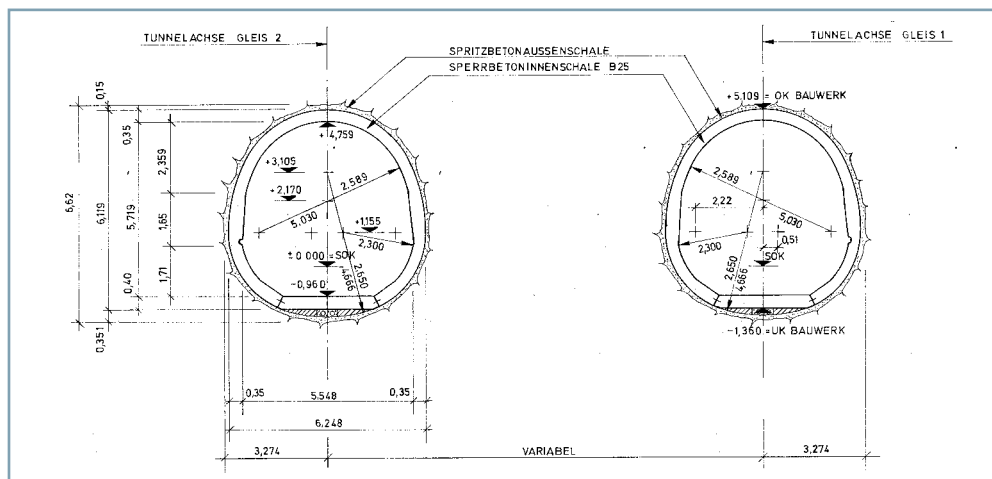


Bild 1 Regellage der Tunnelröhren

Sanierung einer Tunnelschale infolge von Neubebauung

1. Trockene Risse bis 2,5 mm, vornehmlich als Längsrisse im oberen Bereich der Ulmen
2. Feuchtigkeitsflecken und Ablaufspuren in Firste und Ulmen
3. Einzelne Fehl- bzw. Hohlstellen in der Firste

Beim Tunnelbau befand sich über den Tunnelröhren ein flach gegründetes Werksgebäude. Nach dem Bau der Tunnel ist dieses abgerissen und durch einen Bürobau mit fünf ober- und zwei unterirdischen Geschossen ersetzt worden, die Bodenplatte lag etwa 6,5 m unter der Geländeoberfläche. Nach dessen Abriss wird nun ein Neubau mit sieben ober- und zwei unterirdischen Geschossen errichtet, der auf einer Bodenplatte etwa 8,5 m unter Geländeoberfläche (GOF) gegründet wird.

Der Baugrund ist durch Bohrungen sowie Ortsbrustkartierungen aufgeschlossen, aus denen eine repräsentative Geologie abgeleitet wird. Unter GOF stehen zunächst Auffüllungen und mehrere Meter mächtige quartäre Kiese an, unterlagert von einer Wechselfolge tertiärer Sande und Tone/Schluffe (**Bild 2**). Angesetzt werden ein Mittelwasserstand MMW von 10,8 m, ein Höchstwasserstand HHW von 7,7 m und ein Niedrigstwasserstand NNW von 13,9 m unter GOF.

2 Erste Erkundungen

Im Rahmen der Instandsetzung der Tunnelinnenschale wurden Firstbereiche mit zu verpressenden Rissen durch Ultraschallmessungen überprüft. Dabei wurden zum Teil deutlich ausgeprägte Reflexionsebenen festgestellt, die auf Fehlstellen in der Innenschale hinweisen. Zur Bestimmung von deren Längsausdehnung wurden ergänzende Messungen über ganze Blöcke und an auffälligen Stellen auch in Querrichtung durchgeführt. Ergänzt Georadarmessungen gaben Aufschluss über eine gegebenenfalls verschobene Lage der Bewehrung und eine mögliche Wasserfüllung der Fehlstellen. Hinweise auf Wasser-

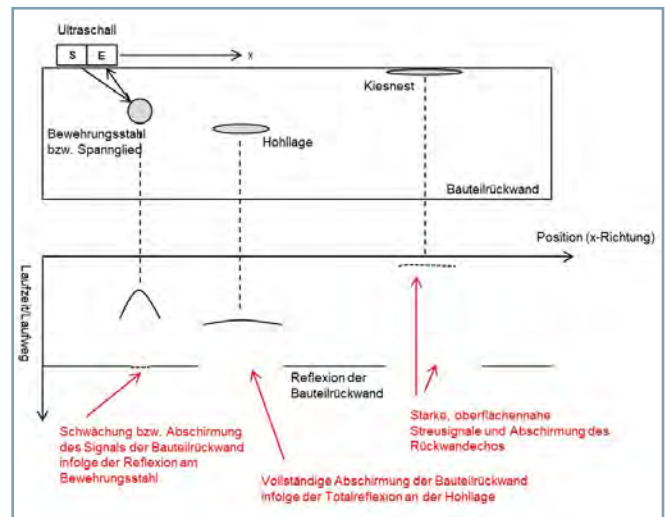


Bild 3 Prinzip des Ultraschallecho-Verfahrens

füllungen sind bereits vor der Durchführung von Sondierungsbohrungen wichtig, da insbesondere bei Kernbohrungen nur schwer zu kontrollierende große Wasserzutritte auftreten können. Dadurch können auch lange Klemmpacker umläufig werden oder sich unter Umständen gar nicht verspannen lassen. Durch Sondierungsbohrungen wurde letztlich der Zustand innerhalb der Fehlstellen überprüft.

Beim angewandten Ultraschallecho-Verfahren wird eine niederfrequente Ultraschallwelle über einen auf der Bauteiloberfläche angekoppelten Prüfkopf in das zu untersuchende Bauteil eingeleitet. Die Ultraschallwelle wird an Grenzflächen zu Inhomogenitäten im Bauteil, wie Luftschichten und Bewehrung, reflektiert. Je nach Form des Reflexionskörpers stellen sich im Ultraschallbild aufgrund der Abstrahlcharakteristik unterschiedliche Streufiguren ein (**Bild 3**). Da sich bei der Reflexion an einer Luftschicht bei der hier verwendeten Transversalwelle eine Totalreflexion einstellt, eignet sich das Ultraschallecho-Verfahren besonders zur Ortung von Hohl-

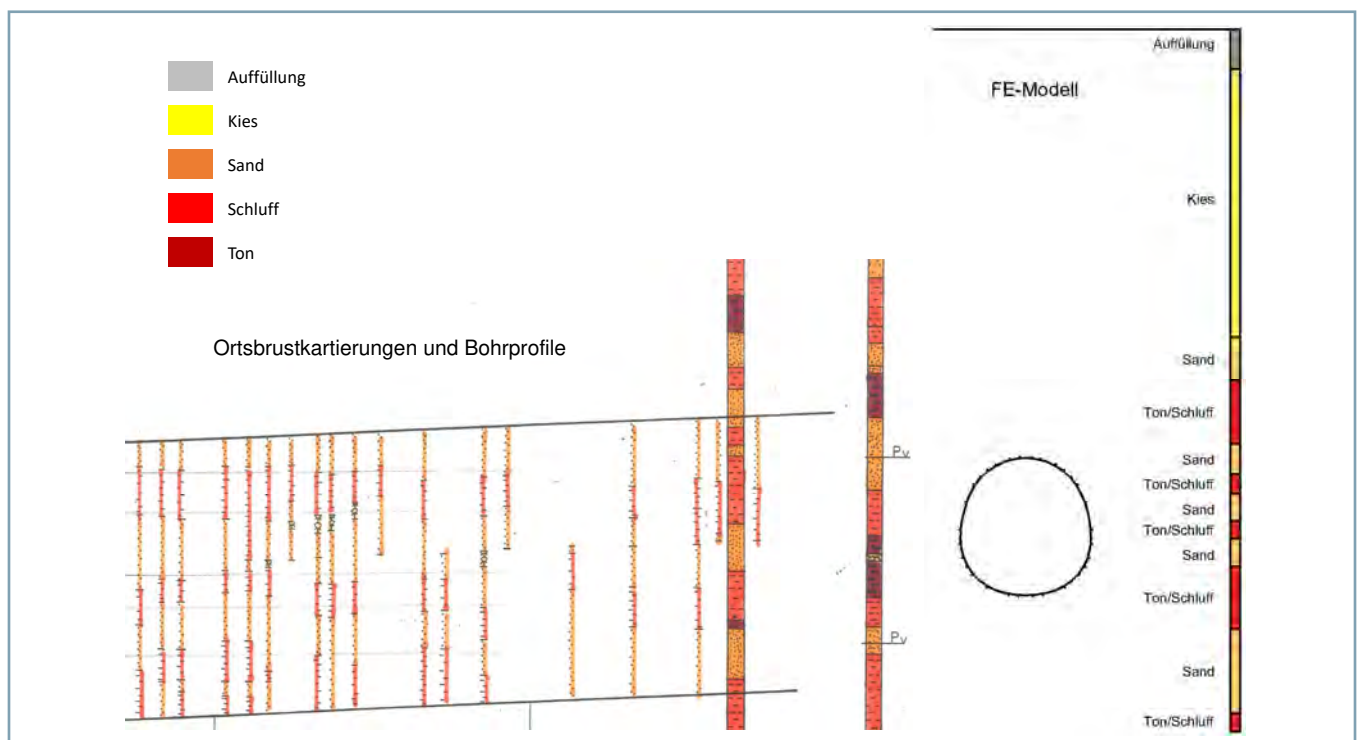


Bild 2 Geologische Situation; links: Geologischer Aufschluss; rechts: angesetzte idealisierte Geologie

gen und Bestimmung von Bauteildicken. Über die gemessene Laufzeit der Ultraschallwelle kann die Tiefe der Reflexionsebene berechnet werden. Bei sehr ausgeprägten Reflexionsebenen werden diese häufig mehrfach abgebildet, da die zurücklaufende Ultraschallwelle an der Betonoberfläche ebenfalls reflektiert wird.

Die parabelförmige Ausbildung der Reflexionsebene in der Quermessung ist auf die veränderliche Innenschalendicke über die Tunnelabwicklung zurückzuführen (**Bild 4**). Aufgrund der Totalreflexion der Ultraschallwelle am Übergang zu Medien mit geringer spezifischer Dichte wie Luft können über den Zustand dahinter keine Aussagen getroffen werden. Die äußere Bewehrung, der Beginn der Außenschale oder gegebenenfalls weitere Betonschichten werden nicht detektiert.

Die Ultraschallmessungen ergaben meist deutlich ausgeprägte Reflexionsebenen in Tiefenbereichen zwischen 15 und 40 cm. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass die Signale jeweils von der Rückwand der Innenschale stammen. Somit war anzunehmen, dass die in der Firste planmäßig 35 cm dicke Innenschale stellenweise deutlich zu dünn ist. Die zu dünnen Abschnitte lagen dabei über Längen von mehr als 6 m und quer über eine Breite von 1,4 m vor (**Bild 5**). In Berei-

chen ohne Rückwandsignal wird davon ausgegangen, dass ein guter Verbund zwischen Innen- und Außenschale vorliegt. Die Schichtgrenze bildet sich dann nicht mehr erkennbar ab. Die Rückwand der Außenschale wird zumeist nicht mehr detektiert, da sie bereits im absoluten Grenzbereich der Messtiefe liegt.

Mit den Georadarmessungen konnte die innere Bewehrungslage der Innenschale gut abgebildet werden, exemplarisch dargestellt ist in **Bild 6**, links ein Bereich von ca. 60 × 60 cm. Diese Messungen haben den Vorteil, dass aufgrund der gegenüber Beton deutlich größeren Leitfähigkeit von Wasser auch Übergänge zu Wasserschichten abbildbar sind. Im vorliegenden Fall konnten aufgrund der Abschirmung durch eng angeordnete und sich stellenweise überlappende Bewehrung Grenzflächen erst nach eingehender Bewertung und nur in Teilbereichen festgestellt werden. Eine eindeutige Zuordnung der Ursache für die Grenzflächen auf die Rückwand der Fehlstelle, auf einen wassergefüllten Riss (Ablösung) oder auf eine vollständige Wasserfüllung war jedoch nicht möglich. Das nur in Teilflächen auftretende Signal, die wechselnde Signalintensität und Reflexionen nach der Grenzfläche ließen jedoch am ehesten einen wassergefüllten Riss bzw. eine Ablösung in einer Tiefenlage von ca. 15 – 25 cm vermuten (**Bild 6**, rechts). Gut zu erkennen sind zudem die Betonstähle als parabelförmige Signale bei einer Tiefenlage von 4 – 6 cm.

Zur Sondierung bieten sich Schlagbohrungen mit kleinem Durchmesser an, bei denen die Dicke der Innenschale und der Zustand der Fehlstelle mit Endoskopen überprüft werden können. Kernbohrungen liefern Hinweise zum Betongefüge der Innenschale. Bei den Schlagbohrungen ist der Eingriff in den Bestand kleiner und das Risiko unkontrollierter Wasserzutritte geringer.

Im vorliegenden Fall wurde an vermuteten Fehlstellen mit zwei Schlagbohrungen und einem Kleinbohrkern mit einem Durchmesser von 30 mm in der Tiefenlage der Reflexionsebene eine 1 – 2 mm dicke Ablösung zwischen dem Innenschalenbeton und einer nachträglich eingebrachten Zementleimschicht festgestellt. Das Gefüge des Innenschalenbetons und der Zementleimschicht in sich war jeweils gut. Der Zementleim weist darauf hin, dass bereits bauzeitlich Fehlstellen bekannt waren und Verfüllmaßnahmen durchgeführt wurden, die jedoch auf Grund der vorliegenden Ablösungen nicht erfolgreich waren.

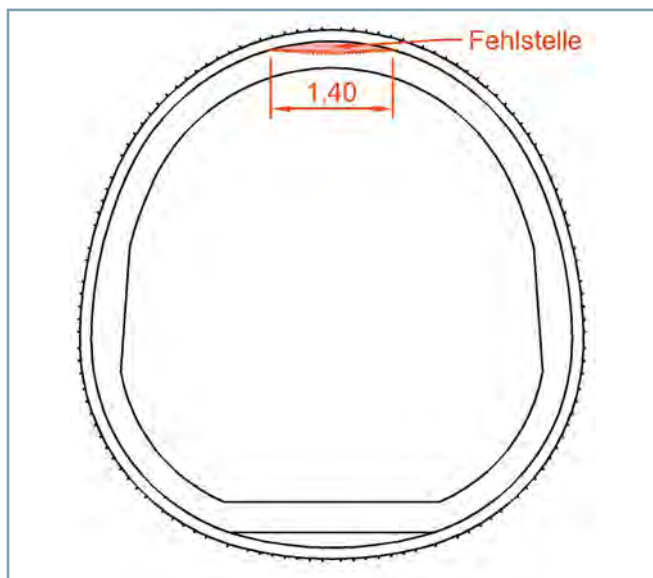


Bild 4 Ausbildung der Fehlstellen in der Tunnelfirste

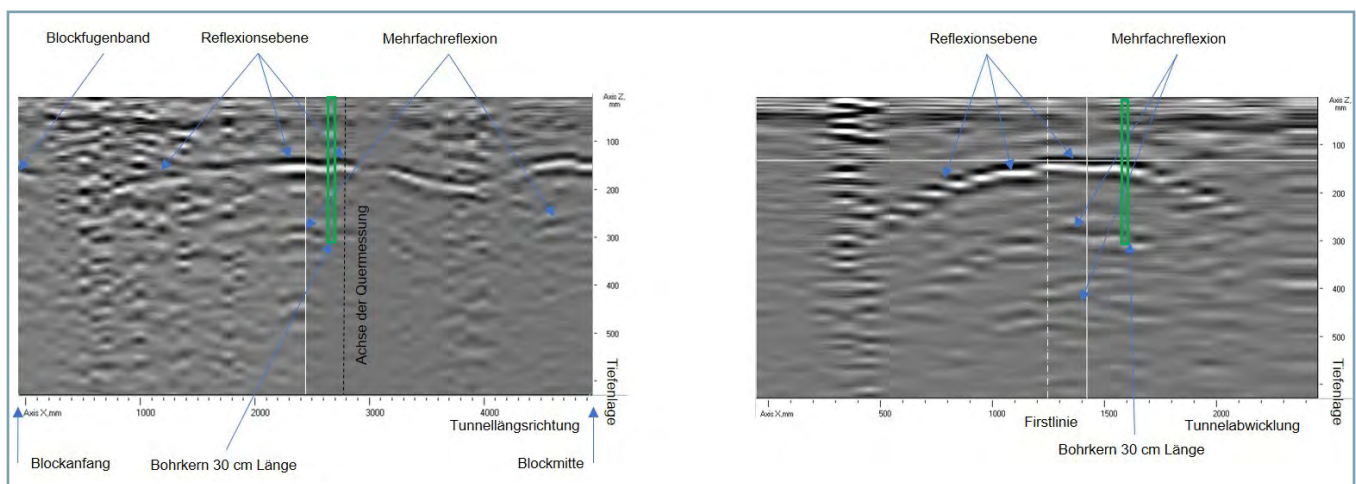


Bild 5 Ultraschallmessungen; links: Tunnellängsrichtung; rechts: Tunnelquerrichtung

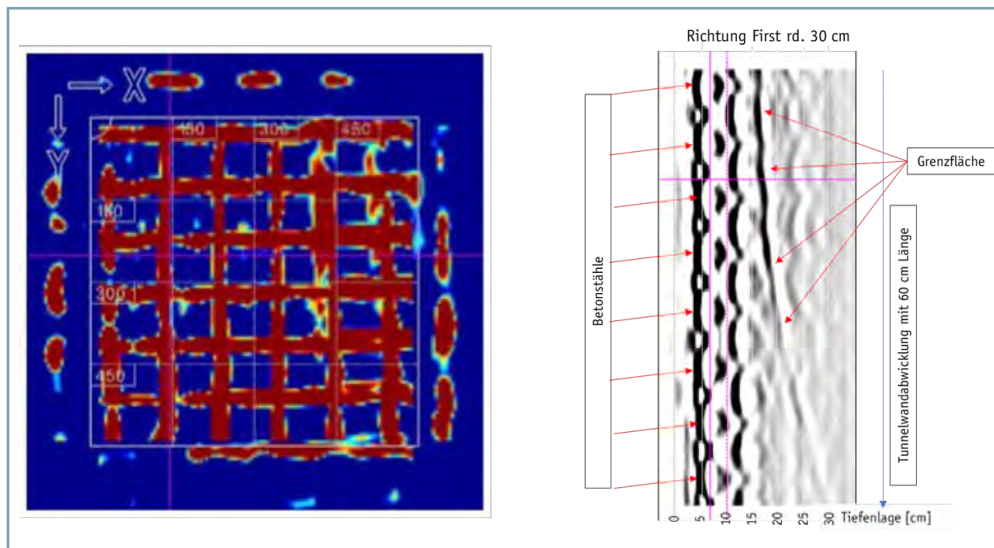


Bild 6 Georadarmessungen; links: Darstellung der Bewehrung in Rot; rechts: Tiefenschnitt mit Grenzfläche und Betonstäben

3 Erste statische Berechnungen

3.1 Modellierung und Vorgehensweise

Der Bereich mit den Ablösungen, die als kritisch bewertet wurden, wird mit zwei Querschnitten statisch untersucht. Der relevantere liegt im Bereich der Neubaumaßnahme und wird hier vorgestellt. Wegen der zeitkritischen Abriss- und Aushubarbeiten oberhalb der Tunnel wurde er vorrangig berechnet. Nach ersten Ergebnissen wurde deutlich, dass die Ablösung weiter zu überprüfen ist und die Berechnungen mit der erkundeten Spalttiefe fortzusetzen sind.

Die Berechnungen werden mit einem 2D-FE-Modell durchgeführt (Bild 7). Dessen Breite beträgt 105 m, die Höhe ca. 50 m. Die seitlichen Ränder sowie die Unterkante sind senkrecht zum Rand fest gelagert. Das Materialverhalten des Baugrunds wird über ein höherwertiges Stoffgesetz, das „Hardening Soil Model“, abgebildet. Dabei werden zunächst Seitendruckbeiwerte zur Simulation der in München vorliegenden erhöhten Horizontalspannungen im Tertiär verwendet. Für die spätere Berechnung von Spannungszuständen werden dann die K_0 -Werte verwendet, die sich aus dem eigentlichen Baugrundverhalten ergeben.

Die Außen- und Innenschalen werden als Stabzüge in ihrer Systemachse modelliert. Ihnen wird nichtlineares Materialverhalten mit mittleren Kennwerten für den Beton und mit charakteristischen Kennwerten für den Betonstahl zugewiesen. Die Stäbe der Außenschale weisen eine einheitliche Dicke von 15 cm auf. Die reguläre Innenschale wird in jedem Stab mit am Anfang und Ende individueller Dicke modelliert. Für die Ablösung in der Firste wird ein Spalt angesetzt, der den

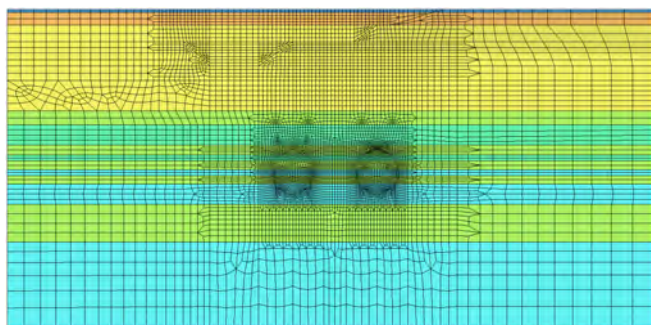


Bild 7 FE-Modell

Innenschalenbeton von der Zementleimverfüllung trennt. Innenseitig wird ein Beton C20 angesetzt, für die nachträgliche Verfüllung außenseitig ein Beton C12. Konservativ wird keine erhöhte Betonfestigkeit angenommen. Die Innenschale wird wegen der Ablösung durch zwei getrennte Stabzüge mit variablen Stabdicken von innenseitig zwischen 35 cm und 16 cm und außenseitig maximal 19 cm modelliert (Bild 8, oben), Bewehrung ist einseitig innen oder außen angesetzt.

Die Kopplung der Stabzüge von Innen- und Außenschale erfolgt mittels steifer Federn. Da diese die für das vorliegende Schadensbild bedeutende Schubübertragung zwischen den Schalen simulieren, infolgedessen Trennrisse in der Innenschale entstanden waren, weisen sie eine Zugfestigkeit und eine Kohäsion auf. Die Kopplung zwischen den First-Stabzügen der Innenschale erfolgt ebenfalls mit steifen Federn, die auf Zug ausfallen. Es werden drei Zustände betrachtet: 1. vor Sanierung ohne Schubverbund bei Federspiel von 1 mm, 2. nach Sanierung ohne Schubverbund und 3. nach Sanierung mit Schubverbund (für die letzten beiden bei jeweils direktem Schalenkontakt).

Das Schwinden der Innenschale und Abfließen der Hydrationswärme nach deren Einbau wird durch eine einheitliche Temperaturverringerung von -50 K simuliert. Dies ist hinsichtlich der rechnerisch erzeugten Trennrisse und vor dem physikalisch-mechanischen Hintergrund eine näherungsweise sinnvolle Größe. Darüber hinaus finden durch Kriechen mit der

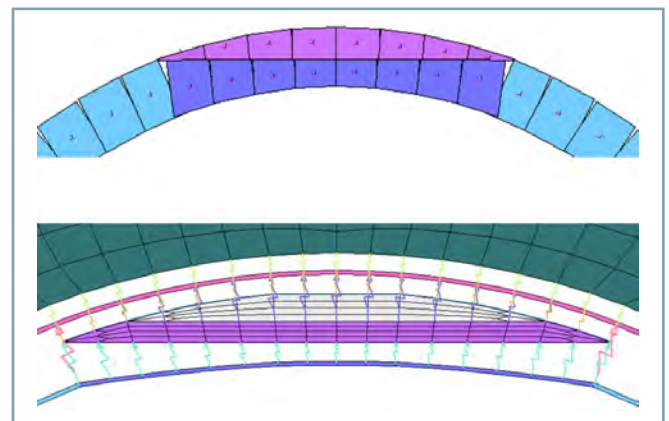


Bild 8 Stabzüge der Innenschale; oben: Erste Berechnungen mit Ablösung in der Firste; unten: Weitere Berechnungen mit Hohlstelle in der Firste

Zeit Lastumlagerungen statt. Kriechen hat sowohl nach dem Bau der Tunnel Ende der 1970er bis zum Neubau des Bürogebäudes in der zweiten Hälfte der 1980er Jahre stattgefunden als auch nach dessen Bau bis zu seinem Abriss. Das Kriechen beider Schalen wird durch Ein- und Ausbau beider Schalen in einem Rechenschritt simuliert.

Zum Sanieren der Ablösung wird ein effektiver Injektionsdruck im Spalt mit einer Zielgröße von 2,5 bar aufgebracht und eine Erhöhung bis 4 bar untersucht. Auf die Schalenteile wirkt dabei nur der Druck effektiv, der über den anstehenden Wasserdruck hinausgeht, da dieser das Wasser aus der Hohlstelle verdrängt und durch Injektionsgut ersetzt. In der Berechnung wird ein flächig wirkender Injektionsdruck angesetzt, der in konstanter Größe die gesamte Ablösung erfasst und linear zwischen Außen- und Innenschale auf null abnimmt. Zu Beginn der Injektionsmaßnahme können kurzzeitige Druckspitzen entstehen. Um deren Auswirkung auf das Tragverhalten der Innenschale zu untersuchen, wird über die Breite der Ablösung eine dreieckförmige Druckverteilung mit Spitze von bis zu 8 bar in Firstmitte angesetzt.

Die Berechnung erfolgt in Rechenschritten, mit denen die Primärspannungen, der Tunnelbau, Schwinden mit Rissbildung und Kriechen, der erste Abriss und Neubau, erneutes Kriechen, der erneute Abriss und der Baugrubenaushub auf ca. 4,6 m unter GOF vor der Sanierung simuliert werden. Die Sanierung selbst wird mit Rechenschritten zum Ablassen des Wasserdrucks in der Ablösung, Injektionsdruckspitzen und Injektionsdrücken untersucht. Danach erfolgt die Simulation weiterer Bauzustände bis zum Endaushub mit geböschter Baugrube sowie der Endzustände bei MMW, HHW und NNW.

Die Berechnung wird mit charakteristischen bzw. mittleren Kenngrößen nach DIN EN 1992-1-1 durchgeführt. Als Ergebnis erhält man das hinsichtlich Verschiebungen, Schnittgrößen und Rissweiten zu erwartende Schalenverhalten, woraus die tatsächliche Traglastausnutzung (SLS) bestimmt wird. Zudem wird eine reguläre Bemessung (ULS) durchgeführt mit Teilsicherheitsbeiwerten für die Last von einheitlich $\gamma_L = 1,35$, für Beton von $\gamma_c = 1,50$ und für Betonstahl von $\gamma_s = 1,15$.

3.2 Ergebnisse

Nach der Sanierung werden Zustände untersucht, in denen ein Schubverbund in der Ablösung nicht erreicht wird, sowie in denen ein Schubverbund vorliegt. Der Unterschied zwischen den beiden Varianten ist gering. Der Zustand mit Schubver-

bund ist etwas maßgebender für die Außenschale und ohne Schubverbund maßgebender für die Innenschalen.

Beim Zieldruck von 2,5 bar ist die Normalkraft in der Firste der Außenschale verringert und es tritt dort Außenbiegung auf, die Tragfähigkeit ist lokal überschritten, und von einer Schädigung der Außenschale ist auszugehen. Bei weiterer Steigerung des Drucks werden für die Außenschale Zugkräfte bestimmt und die Tragfähigkeit ist im gesamten Firstbereich überschritten (**Bild 9**, links).

Bei Ablassen des Wasserdrucks in der Ablösung durch Anbohren geht dort Gegendruck verloren. Dadurch biegt der innere Teil der Innenschale nach außen, zur unbewehrten Seite, und die Tragfähigkeit ist erheblich verringert, allerdings für diesen temporären Zustand noch ausreichend hoch.

Bei Aufbringen und Steigern der Injektionsdrücke kehrt sich die Biegung in der Innenschale um und es entsteht Innenbiegung. Bei Erreichen des Injektionszieldrucks ist diese noch nicht stark ausgeprägt, bei weiterer Drucksteigerung nimmt die Tragfähigkeit der Innenschale aber deutlich ab (**Bild 9**, Mitte und rechts), ist aber noch ausreichend gegeben.

Für Endzustände nimmt wegen der zusätzlichen Auflasten aus dem Neubau die Innenbiegung in der Firste zu und damit die Tragfähigkeit ab. Sie bleibt aber ausreichend hoch, so dass die Tunnel bei hoher Ausnutzung tragfähig bleiben.

Im Verlauf der Simulation von Abbruch, Sanierung, Aushub und Neubau verändern sich die Rissweiten praktisch nicht. Die maximale Veränderung in der Firste beträgt lediglich 0,15 mm, selbst für Injektionsdrücke oberhalb der Vorgaben.

Auf Basis der Berechnungen wird Folgendes empfohlen:

- Der Zustand mit Ablassen des Wasserdrucks durch Anbohren sollte möglichst kurzzeitig bestehen
- Der planmäßige effektive Injektionsdruck ist auf 2,5 bar zu begrenzen, kurzzeitige Druckspitzen dürfen bis 4 bar auftreten
- Wegen der mit weiterem Aushub verringerten Tragfähigkeit soll die Sanierung zeitnah erfolgen

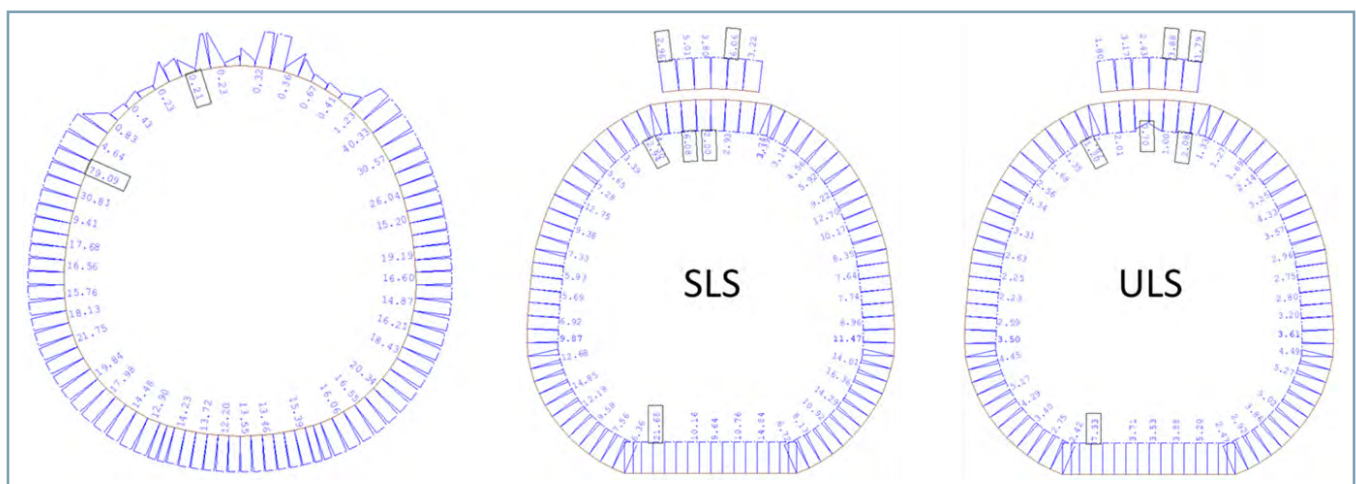


Bild 9 Tragfähigkeiten bei 4 bar Injektionsdruck; links: Außenschale SLS; Mitte: Innenschale SLS; rechts: Innenschale ULS

4 Verpressarbeiten und weitere Erkundungen

Durch die Verpressarbeiten werden folgende Ziele verfolgt:

- Verdrängen des Wassers aus den Spalten, damit der Wasserdruck außen und nicht mehr in der Schale ansteht
- Vermeiden neuer Wasserzutritte in und durch die Innenschale
- Schützen der freiliegenden Bewehrung vor Korrosion
- Verbessern der Tragwirkung durch Herstellen des Anschlusses von Beton und Zementleimschicht

Um dies zu erreichen, wurde wie folgt vorgegangen:

- Zur Füllung der Ablösung wurde eine niedrigviskose Zementsuspension gewählt
- Vermeiden des Einschlusses von Wasser durch Anordnen von Packern an den Rändern der Ablösungen
- Verpressen mit möglichst niedrigen Drücken, mit denen das Wasser dennoch aus den Spalten verdrängt werden kann
- Regulieren der anstehenden Drücke und der Verteilung des Verpressmaterials durch Öffnen angrenzender Packer
- Dokumentation der Verbrauchsmengen zum Abschätzen des Hohlraumvolumens

Um Schäden an den Tunnelschalen zu vermeiden, wurde der Verpressdruck automatisch geregelt. Eine Abschaltung erfolgte, wenn ein Druck von 4 bar zzgl. Druckverlusten aus Pumpe, Packer und der Steigleitung auftrat. Auf eine vollständige Füllung der Fehlstellen wurde durch die auftretenden Materialaustritte aus angrenzenden Packern und einen letzten Anstieg des Verpressdrucks geschlossen.

An mehreren Blöcken wurde jedoch auffällig, dass der Materialverbrauch weit über den berechneten Verbrauchsmengen lag und dass an benachbarten Packern kein Verpressmaterial austrat. Um zu prüfen, ob das Material in den umliegenden Boden abwandert oder eine Gängigkeit zu benachbarten Fehlstellen vorliegt, wurden ergänzende Bohrkern entnommen. Dabei wurden Schichtenfolgen von 16 cm Altbeton, bis 9 cm Zementleim (bauzeitlich) und bis 6 cm neue Zementsuspension festgestellt (**Bild 10**). Darüber lag weiter ein Hohlraum bis zur Außenschale vor.

Daraufhin wurden an allen Tunnelblöcken im Baubereich Ultraschallmessungen sowie Sondierungsbohrungen bis in eine Tiefe von ca. 40 cm durchgeführt. So konnten weitere Hohlstellen detektiert und größentechnisch abgeschätzt werden. Das Verpressen der Hohlstellen wurde wegen deren Größe angepasst:

- Als Verpressgut wurde auf Zementleim gewechselt, da die Viskosität nicht mehr maßgebend war, dieser zur Füllung größerer Hohlräume besser geeignet und zudem deutlich wirtschaftlicher ist
- Die Packerabstände wurden vergrößert, da die Gängigkeit gut gegeben war

Folgende Auffälligkeiten wurden festgestellt:

- Hohlstellen liegen auch in Bereichen vor, in denen die Innenschale keine feststellbaren Schadensanzeichen wie Risse, Wasserdurchtritte, Kiesnester etc. aufweist. Hohlstellen können somit nicht allein aus einer einfachen Bauwerksprüfung abgeleitet werden, auch wenn die Wahrscheinlichkeit von Hohlstellen in geschädigten Bereichen größer ist
- Hohlstellen sind oberseitig sehr uneben, was wahrscheinlich auf Betonkegel zurückzuführen ist, die sich um die Betonieröffnungen ausgebildet hatten. Für die Tragfähigkeit der Innenschale ist dies bedeutend, da die dünnen Schalenbereiche nur lokal in „Betoniertrichtern“ vorliegen und angrenzend die Schalendicke deutlich zunimmt

5 Weitere statische Berechnungen

Die im Firstbereich größeren Hohlstellen mussten auch in den statischen Berechnungen berücksichtigt werden, mit folgenden Anpassungen (**Bild 8**, unten):

- Modellieren der bauzeitlichen Zementleimverfüllung von 8 cm mit den violetten Flächenelementen
- Nacherhärten des Betons auf eine Festigkeitsklasse C30 und des bauzeitlichen Zementleims auf C20
- Modellieren der aktuellen Verpressung mit 10 cm mit den grauen Flächenelementen
- Konservativer Verbleib eines unverfüllten Spalts in der Firste von 1 cm durch Ansatz eines Federspiels
- Anfängliche Verfülldrücke von 1,5 bar in der Hohlstelle, dort Steigern auf 3,5 bar, abschließend Druckaufbringung in der Ablösung
- ULS-Bemessung mit reduzierten Teilsicherheiten ($\gamma_L = 1,20$; $\gamma_c = 1,20$; $\gamma_s = 1,05$)

Es zeigt sich, dass die Außenschale durch das Verpressen in der Firste umfangreich und dauerhaft aufreißt und dort keine wesentliche Tragfähigkeit mehr vorliegt. Aufgrund des üblichen Ansatzes einer nur temporären Außenschale kann bei zweischaliger Bauweise dauerhaft auf deren Tragwirkung verzichtet werden, auch wenn man dies gern vermeiden würde.



Bild 10 Bohrkern an der Fehlstelle; von links (innen) nach rechts (außen): ursprünglicher Innenschalenbeton mit Körnung, bauzeitliche Verfüllung mit Zementleim, neu eingebrachte blaugraue Zementsuspension

Der weitere, bedingt durch die oberirdische Baumaßnahme zeitkritische, Baugrubenaushub reduziert die vertikale Auflast leicht, wodurch die Innenbiegung in der Innenschale geringer wird und die Tragfähigkeit steigt. Somit konnte der Aushub fortgesetzt und ein Stillstand verhindert werden. Die höheren vertikalen Lasten aus dem Neubau beanspruchen die Innenschale dann durch Innenbiegung ungünstig, wodurch die Tragfähigkeit sinkt. Im SLS-Zustand beträgt die vorhandene Sicherheit etwas unter 2, im ULS bei reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten knapp über 1 und ist damit noch ausreichend.

Das Vorliegen größerer Hohlstellen auch in Blöcken, die mittiger unter der Baugrube liegen und wo bereits ein tieferer Aushub erfolgt war, machte einen weiteren Berechnungsschnitt erforderlich mit folgenden Anpassungen:

- Minimale innenseitige Querschnittsdicke 21 cm (Stabzug)
- Bauzeitliche Zementleimverfüllung 5 cm (Flächenelemente)
- Aktuelle Verpressung 8 cm (Flächenelemente)
- Simulation des tiefen Aushubs vor der Sanierungsmaßnahme
- Simulation des Schwindens in der Hohlstelle

Die Berechnungen zeigen, dass die Innenschale in der Firste unter den hier ungünstigen Lastbedingungen sehr empfindlich und überproportional auf den Injektionsdruck reagiert. Für die Sanierung wurde eine rechnerische SLS-Sicherheit von 2 als mindestens erforderlich angesehen. Der zugehörige maximale Injektionsdruck von 2,5 bar war genau zu überwachen und einzuhalten, da bereits die vermeintlich geringe Steigerung auf 3 bar die SLS-Tragfähigkeit auf risikoreiche 1,2 reduzieren würde.

Im Anschluss an die Sanierung, verbunden mit einem Abbau der Verpressdrücke und dem Erhärten des Materials, steigen die Tragfähigkeiten wieder, so dass sie für die weiteren Bauzustände nur wenig und für die Endzustände nicht eingeschränkt sind.

6 Abschluss der Verpressarbeiten

Mit dem neuen Vorgehen konnten alle Hohlstellen geschlossen werden, wobei in einzelne Blöcke bis zu 400 Liter Zementleim eingebracht wurden. An besonders ausgeprägten Fehlstellen wurden die Verpressdrücke auf knapp über den anstehenden Wasserdruck reduziert. Das Wasser wurde so langsam aus den Hohlstellen verdrängt, ohne die Belastung auf die Schalen maßgeblich zu erhöhen. Weiter wurden die Verpressarbeiten ständig überwacht. Die tatsächlichen Verpressmengen wurden den zuvor abgeschätzten Größen der einzelnen Fehlstellen gegenübergestellt und dokumentiert.

7 Schlussfolgerungen

Die Berechnungen zeigen, dass die Neubaumaßnahme ungünstige Auswirkungen auf die Tunnel hat. Für deren Tragfähigkeit ist aber eine möglichst vollständige Bettung der Schalen unabdingbar. Daher wurde während einer planmäßigen Unterbrechung der Bauarbeiten die Erkundung der Innenschalen im Bereich der Neubaumaßnahme und darüber hinaus forciert, um die bis dahin unentdeckten Hohlstellen identifizieren zu können. Bei allen Untersuchungen wurde festgestellt, dass eine Sanierung am besten frühzeitig erfolgen sollte, idealerweise bereits vor dem Beginn von Abrissarbeiten und somit vor einer Entlastung des Tunnels.

Für den Nachweis der Tunneltragfähigkeit mussten Annahmen getroffen werden, wesentlich auch ein Nacherhärten des Betons. Ein solches kann zwar generell in den Münchner U-Bahnen festgestellt werden, aber an aus der Innenschale entnommenen Bohrkernen konnten die erhöhten Festigkeiten auch lokal bestätigt werden.

An den Tunneln ist es trotz der zum Teil erheblichen Hohlstellen in der Firste zu keinen Schäden gekommen. Dies wird zurückgeführt auf:

- Die SWM als Betreiber der zum Teil 50 Jahre alten Tunnel kommt ihrer Verantwortung sehr bewusst nach. Daher werden Untersuchungen und Sanierungen gründlich durchgeführt und bei Bedarf intensiviert, wenn sinnvoll auch mit aufwändigeren Verfahren
- Die Erkundungen, statischen Berechnungen und Sanierungen erfolgten in Schritten, die teilweise auch klein waren. Neuer Erkenntnisgewinn wurde zeitnah besprochen, um die nächsten Schritte bestimmen und optimieren zu können
- Besprochen wurde häufig, praktisch immer gemeinsam sowie ausführlich. So waren alle Beteiligten auch zu Umständen informiert, die nicht zu ihrem üblichen Arbeitsalltag gehören. Die gegenseitige Sensibilisierung zu Problemen konnte damit wesentlich zu praktikablen Lösungen beitragen

Danksagung

Wir danken der SWM für die kompetente und unkomplizierte Zusammenarbeit sowie Herrn Martin Schwarzer für die hervorragende Zustandserfassung trotz vieler nasser Stunden in der U-Bahn.

Injektion individuell konzipiert.

Kraftschlüssig abdichtende **Duomerharze**

- Dauerhaft hohe Zug- und Druckfestigkeiten
- Sehr gute Injizierbarkeit und Penetrationsaktivität
- Schnelle Festigkeitsentwicklung
- Optimale Feuchteverträglichkeit

Elastisch abdichtende **Elastomerharze**

- Optimaler Schutz gegen Wasser und Schadstoffe
- Ausgezeichnete Injizierbarkeit
- Hohe Kälteflexibilität
- Dauerhaft und nachhaltig

Quellfähig abdichtende **Hydrogele**

- Abdichtungssicherheit durch Quellfähigkeit, Elastizität und Flankenhaftung
- Ausgezeichnete Injizierbarkeit
- Variable, kurze Reaktionszeiten
- Dauerhaft und nachhaltig

Konsolidierend abdichtende **Hybridsuspensionen**

- Multifunktionale Abdichtung und Verstärkung unter extremen Einsatzbedingungen
- Optimale Strukturviskosität, steuerbare Reaktionszeiten
- Hohe Duktilität
- Dauerhaft und nachhaltig

Jahrzehntelange Erfahrung in allen Anwendungsbereichen sowie kontinuierliche Forschung und Entwicklung geben Ihnen die Sicherheit, mit einem Technologieführer der Injektionsbranche zusammenzuarbeiten. Zahlreiche Systemlösungen der MC-Bauchemie gehören heute zu den wirksamsten Technologien weltweit. Wir bieten Ihnen Lösungen auf der Basis verschiedenster Harzkombinationen und Injektionstechnologien, die auf Ihren speziellen Anwendungsfall zugeschnitten sind. Vielfalt, die Sicherheit gibt.

EXPERTISE
INJECTION

MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG · Am Kruppwald 1-8 · 46238 Bottrop · Tel. +49 2041 101-190
IN@mc-bauchemie.de · www.mc-bauchemie.de



BE SURE. BUILD SURE.

Sonderthemen

Analyse und Vergleich von Abbruchkriterien bei Felsinjektionen

Abbruchkriterien stellen einen wesentlichen Parameter für ein erfolgreiches Injizieren im Festgestein dar. Denn anhand von Abbruchkriterien erfolgt die Entscheidung, welche Menge an Injektionsgut unter welchem Druck in den Baugrund eingebracht wird. Dabei muss durch das gewählte Kriterium unter veränderlichen Baugrundbedingungen eine ausreichende Vergütung des Baugrundes gewährleistet sein und zudem ein Aufweiten bzw. Aufreißen von Klüften unbedingt vermieden werden. Im deutschsprachigen Raum werden bei Felsinjektionen vornehmlich Abbruchkriterien wie ein Maximaldruck, eine maximale Injektionsmenge oder das GIN-Kriterium verwendet. In der Praxis haben sich neben dem GIN-Prinzip weitere Methoden wie die Amenability Theory, die ACG-Methode, die TPA-Methode, die PSG-Methode oder die RTGC-Methode etabliert. Im vorliegenden Beitrag werden die den einzelnen Methoden zugrundeliegenden Theorien diskutiert sowie die praktische Anwendung unter Betrachtung eines exemplarischen Injektionsverlaufs miteinander verglichen.

1 Einleitung

Zunehmender Kosten- und Termindruck sowie das gesteigerte Qualitätsbewusstsein bei Injektionsprojekten stellen Ingenieure, Planer und ausführende Firmen vor enorme Herausforderungen. Im Zuge eines Injektionsprojektes muss dabei ein vordefiniertes Ziel (d. h. die Vergütung des Gebirges in Bezug auf Festigkeit und/oder Wasserdurchlässigkeit) auf Basis eines in der Regel erfahrungsbasierten Injektionskonzeptes erreicht werden. Rückschlüsse über die Wirksamkeit der Injektionen können im Zuge der Ausführung nur über stichprobenartige Untersuchungen (z. B. Wasserabpressversuche oder Kernbohrungen) abgeschätzt werden.

Während der Injektion steht als wesentliche Information lediglich das Manometer am Bohrlochmund und der Durchflussmesser an der Injektionspumpe zur Verfügung. **Bild 1**

zeigt ein typisches Schema mit Aufzeichnungspunkten bei einer Felsinjektion. Ingenieure, Planer und ausführende Firmen müssen mit diesen beiden Parametern vorliebnehmen. Abbruchkriterien bzw. Injektionsmodelle dienen dann als Hilfestellung, um anhand von Injektionsdruck und Durchflussrate die Reichweite einer Injektion oder den Füllungsgrad von Klüften abzuschätzen. Die Einführung der digitalen Echtzeit-Injektionsdatenaufzeichnung hat dafür eine notwendige Basis geschaffen. Zudem kann auf Basis dieser Kriterien und Modelle aktiv in das Injektionsgeschehen eingegriffen werden.

Im ersten Teil dieses Beitrags werden die in der Praxis verfügbaren und gängigen Injektionsmodelle bzw. Abbruchkriterien vorgestellt. Im zweiten Teil werden die einzelnen Kriterien anhand eines konkreten Injektionsprojektes verglichen und die Erkenntnisse diskutiert.

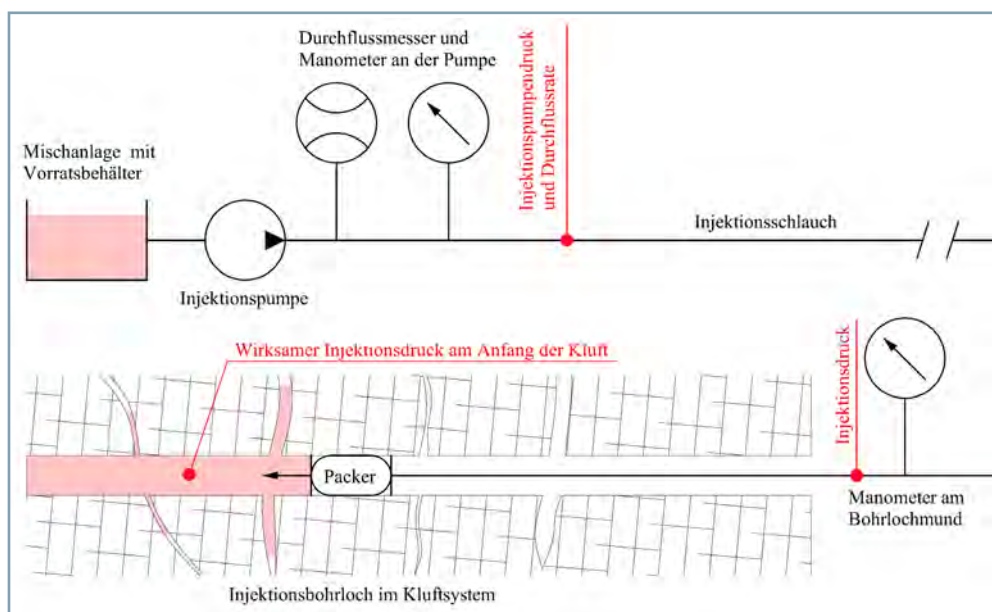


Bild 1 Lage der Aufzeichnungspunkte bei einer Felsinjektion

2 Abbruchkriterien bei Felsinjektionen

2.1 Druck- und Volumenbegrenzung

Zu den ältesten und einfachsten Abbruchkriterien für Felsinjektionen zählt die Druck- und Mengenbegrenzung. Demnach wird die Injektion abgebrochen, sobald einer dieser beiden Grenzwerte erreicht wird oder der Druck über eine längere Zeit konstant gehalten werden kann. Die Injektionsvolumina werden dabei vielfach pro Bohrlochmeter angegeben. **Bild 2** zeigt zwei typische Injektionspfade für eine Injektion mit Druckbegrenzung und für eine Injektion mit Volumenbegrenzung [1], [2], [3].

2.2 Amenability Theory (Apparent-Lugeon-Methode)

In den USA werden Felsinjektionen häufig nach der „Amenability Theory“ durchgeführt. Dabei werden vor der Injektionsmaßnahme Wasserabpressversuche ausgeführt und daraus Kennwerte für eine geeignete Suspensionsmischung ermittelt. Die Injektion wird als eine Art kontinuierlicher Wasserabpressversuch gesehen, in dem die Newton'sche Flüssigkeit (Wasser) durch eine Bingham'sche Flüssigkeit (Suspension) ersetzt wird. Sobald die ausgewählte Start-Suspensionsmischung bei der Injektion in ein Kluftsystem eindringt, wird beurteilt, wie zugänglich die Klüfte für die ausgewählte Suspensionsmischung sind. Dafür wird während der Injektion aus der Durchflussrate und dem Injektionsdruck sowie der Viskosität der Suspension auf einen „scheinbaren Lugeon-Wert“ (apparent Lugeon value) LU_{app} zurückgerechnet und mit dem ursprünglichen Lugeon-Wert aus den Wasserabpressversuchen verglichen. Der „Amenability Coefficient“ A_c beschreibt dabei, wie viele der angetroffenen Klüfte von der Suspension im Verhältnis zu Wasser zugänglich sind. Die Suspensionsmischung wird während der Injektion so lange optimiert, bis in der Regel mindestens 75 % der Klüfte für die Suspension zugänglich sind. Die Injektion wird abgebrochen, sobald der scheinbare Lugeon-Wert einen Zielwert erreicht. Übliche Werte im amerikanischen Raum liegen in einer Größenordnung von 0,1 – 1,0 l/min/m bei 10 bar [2], [4], [5].

$$LU_{app} = LU_{gr} = \frac{q(l/min)}{1(l/min)} \cdot \frac{1(m)}{L_{Abschnitt}(m)} \cdot \frac{10(bar)}{p(bar)} \cdot \frac{t_{M,Suspension}(s)}{t_{M,Wasser}(s)}$$

$$A_c = \frac{LU_{gr}}{LU_{wa}}$$

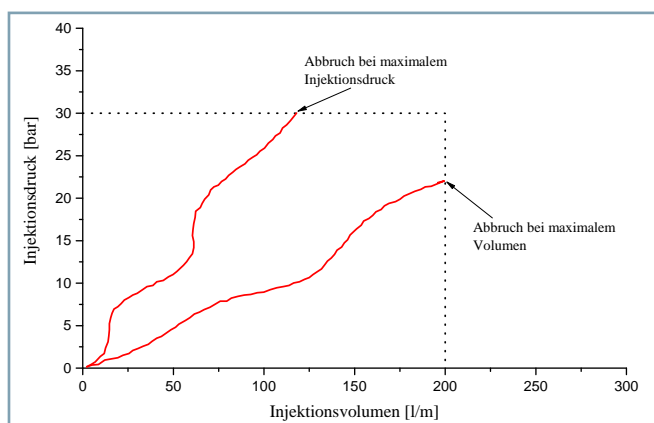


Bild 2 Druck- und Volumenbegrenzung

LU_{app}, LU_{gr}	Scheinbarer Lugeon-Wert [l/min/m bei 10 bar]
$t_{M,Suspension}$	Marsh-Zeit der Suspension [s]
$t_{M,Wasser}$	Marsh-Zeit des Wassers [s]
$L_{Abschnitt}$	Länge des Prüfabschnitts [m]
p	Injektionsdruck [bar]
q	Durchflussrate [l/min]
A_c	Zugänglichkeitskoeffizient (Amenability Coefficient) [–]
LU_{gr}	Scheinbarer Lugeon-Wert [l/min/m bei 10 bar]
LU_{wa}	Lugeon-Wert aus Wasserabpressversuchen [l/min/m bei 10 bar]

Grundsätzlich wird bei der „Amenability Theorie“ von einem anzustrebenden Injektionsverlauf mit zunehmender Sättigung des Kluftsystems ausgegangen. Dabei sinkt der scheinbare Lugeon-Wert LU_{gr} stetig. Sobald der scheinbare Lugeon-Wert einen vordefinierten Zielwert erreicht hat, wird die Injektion abgebrochen. Dieser anzustrebende Injektionsverlauf ist in **Bild 3** als blaue Linie dargestellt. Bleibt der scheinbare Lugeon-Wert LU_{gr} unverändert, dann ist davon auszugehen, dass die Suspensionsmischung nicht geeignet ist und es zu einem Abfließen des Injektionsgutes im Untergrund kommt (rote Linie in Bild 3). Steigt der scheinbare Lugeon-Wert LU_{gr} während der Injektion an (violette Linie), bedeutet das, dass entweder ein Auswaschen in den Klüften stattfindet, Bohrklein verlagert wird oder es zu einem Aufreißen der Klüfte kommt. Sinkt der scheinbare Lugeon-Wert LU_{gr} sehr schnell ab (grüne Linie), kann das auf eine mögliche Druckfiltration hinweisen. Das Wasser wird aus der Suspension ausgepresst und die Kluft wird nahe dem Bohrloch verstopft. In diesen Fällen sollte auf eine Suspension mit einem geringeren Druckfiltrationskoeffizienten zurückgegriffen werden [2], [4], [5], [6], [7].

2.3 Grouting Intensity Number (GIN-Methode)

Bei der GIN-Methode wird der Injektionsprozess direkt durch Erkenntnisse aus den bereits injizierten Passen gesteuert, d. h., jede Passe wird als Probeinjektion angesehen. Dabei werden primäre Injektionsbohrungen in weitem Raster hergestellt und sekundäre Injektionsbohrungen zwischen diesen platziert. Anhand der Datenauswertungen aus den durchgeführten Injektionen wird entschieden, ob zusätzlich tertiäre oder quartäre Bohrungen (zwischen den primären und sekundären) hergestellt werden müssen; auf Wasserabpressversuche wird grundsätzlich verzichtet. Um die Abläufe auf der Baustelle zu vereinfachen, wird nur eine einzige Suspensionsmischung verwendet. Die Injektion wird entweder nach Erreichen eines

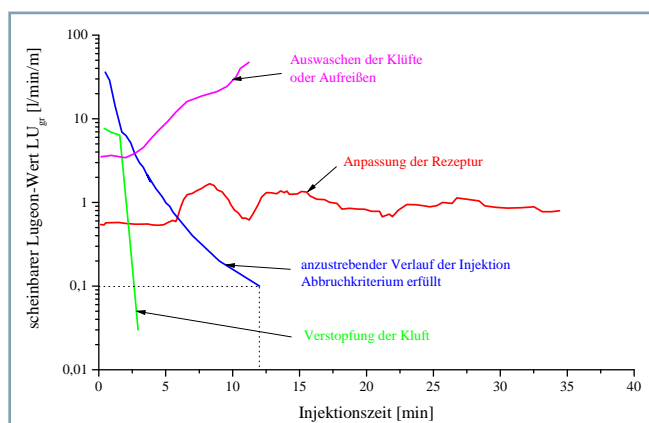


Bild 3 Mögliche Verläufe des scheinbaren Lugeon-Werts

maximalen Injektionsvolumens pro Bohrlochmeter, eines maximalen Injektionsdrucks oder einer definierten Injektionsintensität („grouting intensity“) abgebrochen. Der GIN-Wert (Grouting Intensity Number) begrenzt die Energie, die in den Fels eingebracht wird. Das Ziel dabei ist, ein gleichzeitiges Auftreten von hohen Injektionsdrücken und großen Injektionsvolumen zu verhindern, was in Kombination zu einem ungewollten Aufreißen der Klüfte führen würde [2], [8], [9].

$$GIN = p \cdot V$$

GIN GIN-Wert [bar × l/m]

P Injektionsdruck [bar]

V Injektionsvolumen pro Meter Bohrlochlänge [l/m]

Die Grundidee der GIN-Methode basiert auf der Verwendung des Injektionsdrucks beim Pumpenstopp, wenn die Durchflussrate null ist. Sobald die Injektion gestoppt wird, sinkt die Durchflussrate auf null, wodurch es zu einem Druckabfall innerhalb weniger Zehntelsekunden kommt. Dieser Druck wird als tatsächlicher Injektionsdruck am Anfang des Kluftsystems angesehen, da dieser keine Druckverlustanteile des Fördersystems enthält. In **Bild 5** ist eine derartige Druckentwicklung dargestellt. Die roten Punkte markieren den Injektionsdruck bei einer Durchflussrate von null, der für die Berechnung des GIN-Werts verwendet wird [2], [8], [9].

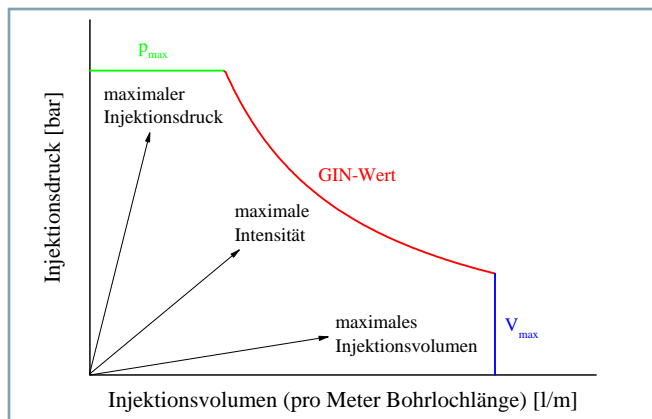


Bild 4 Abbruchkriterien nach der GIN-Methode

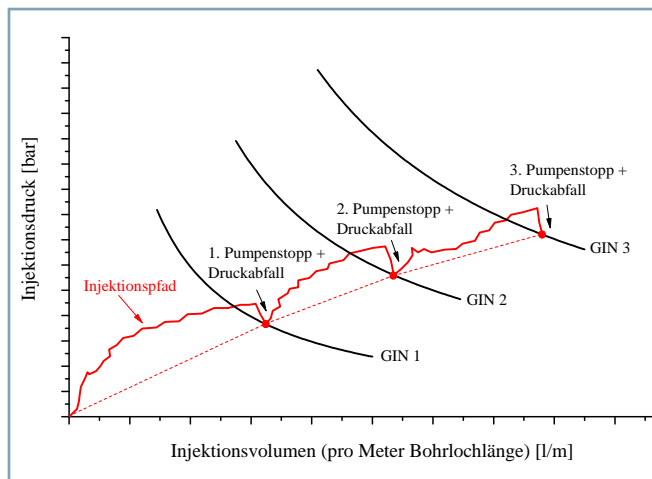


Bild 5 Bestimmung des Injektionsdrucks für den GIN-Wert

2.4 Aperture Controlled Grouting (ACG-Methode)

„Aperture Controlled Grouting“ (ACG-Methode) ist eine Erweiterung von GIN-Methode einerseits und „Amenability Theory“ andererseits. Voraussetzung für diese Methode ist eine ausführliche Planung der Injektionsmaßnahme anhand genauer geologischer Erkundungen. Zu Beginn werden durch Bohrkern- und Bohrlochaufnahmen die Verteilung der Kluftscharen und die Öffnungsweiten der Klüfte ermittelt. Ebenso werden für eine spätere Zuordnung von erforderlichen Injektionsvolumina zu vorliegenden Durchlässigkeiten Wasserabpressversuche durchgeführt. Anhand von numerischen Modellen des Untergrunds wird die Injektion im Detail geplant, wobei die Theorie einer Bingham'schen Flüssigkeit (definiert durch eine Fließgrenze und die plastische Viskosität) die Grundlage bildet. Durch diese Simulationen werden das optimale Bohrlochrastr und das erforderliche Volumen zum Erreichen einer vorgegebenen Reichweite (die mindestens dem halben Bohrlochabstand entsprechen muss) festgelegt. Diese simulierten Injektionsvolumina werden dann mit den Ergebnissen aus Wasserabpressversuchen, d. h. Lugeon-Werten, verglichen. Einem vorhandenen Lugeon-Wert einer Passe kann damit ein erforderliches Injektionsvolumen, das aus dem Modell abgelesen wird, zugeordnet werden. Gleichzeitig werden im Modell die Parameter Fließgrenze und plastische Viskosität der Suspension variiert, um für jede Kluftöffnungsweite eine optimale Suspensionsmischung zu finden. Für einen vorhandenen Lugeon-Wert wird also zusätzlich eine optimale Suspensionsmischung ausgewählt, mit der ein Zielwert für das Verhältnis q/p -Wert erreicht werden kann [2], [6], [7].

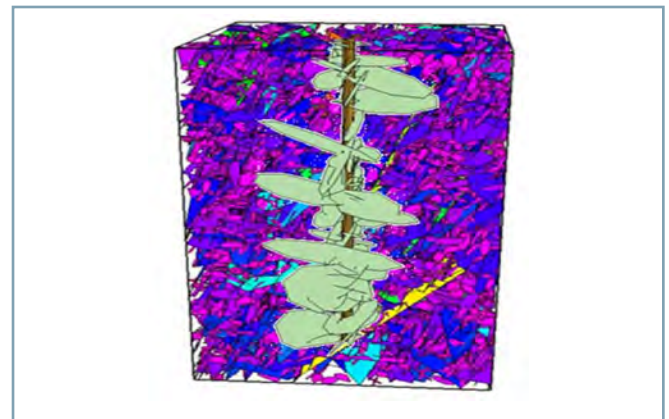


Bild 6 Simulation der Injektion bei der ACG-Methode [6], [7]

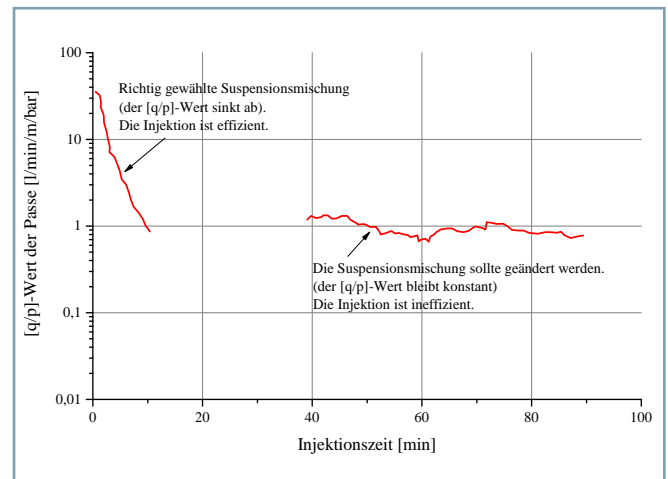


Bild 7 Auswahl der Suspensionsmischung bei der ACG-Methode

2.5 Transient Pressure Analysis (TPA-Methode)

Eine Analyse von Druckänderungen über die Zeit wird als „Transient Pressure Analysis“ (TPA) bezeichnet. Die TPA-Methode wurde als erstes von Stadler [10] vorgeschlagen, dessen Idee es war, die Injektion anhand der Druckabfallkurven nach einem Pumpenstopp zu steuern. Das Verfahren wird bei Erdölbohrungen eingesetzt, wo mit sogenannten „Well Tests“ die Qualität einer Erdöllagerstätte bewertet wird. Dabei wird bei einem Bohrloch der Schieber schlagartig geschlossen und die Druck-Zeit-Antwort der erdölführenden Schicht aufgezeichnet. Dieser Druckaufbau wird in einem doppelt-logarithmischen Diagramm über die Zeit aufgetragen und anhand dieser Kurve können Aussagen über die Mächtigkeit einer Erdöllagerstätte getätigt werden [2], [10], [11], [12].

Für Injektionen kann dasselbe Prinzip verwendet werden, mit dem Unterschied, dass ein Fluid nicht aus dem Untergrund heraus gefördert, sondern in den Untergrund gepresst wird. Bei einem Pumpenstopp (bzw. nach Schließen eines Schiebers am Bohrlochmund) wird der Druckabfall über die Zeit aufgezeichnet und interpretiert. Die doppelt-logarithmische Darstellung hilft dabei zu entscheiden, ob die Injektion ein Füllen von Klüften oder ein Ausweiten von Klüften bewirkt. Zusätzlich kann aus der rein visuellen Beurteilung der Druckabfallkurven und dem Verhältnis von Ruhe- zu Injektionsdruck auf die erreichte Sättigung der Klüfte und die vorherrschenden Kluftgeometrien geschlossen werden. Aus der Druckabfallkurve können der Injektionsdruck am Anfang der Kluft (im Vergleich zum Injektionsdruck, gemessen am Bohrlochmund) sowie der Ruhedruck im Kluftsystem abgelesen werden. Erfahrungen

aus dem Umgang mit Druckabfallkurven führten später zum „Pressure Sensitive Grouting“ (PSG-Methode) [2], [10], [11], [12].

Der Druckverlauf nach Unterbrechung der Injektion liefert folgende Hinweise:

- Der erste Druckwert, gemessen nach Abstellen der Pumpe, entspricht dem wirksamen Injektionsdruck am Anfang der Kluft („shut-in pressure“).
- Das Verhältnis zwischen Ruhedruck und Injektionsdruck ist ein Maß für die Sättigung bzw. den erreichten Füllungsgrad des Hohlraums.
- Die Form der Druckabfallkurve ist ein Maß für die Rückverformung der hydraulisch belasteten Rissflanken. Damit kann einerseits die Dimensionalität der Strömung bestimmt werden, andererseits können Hinweise auf die Zustände an den hydraulischen und geometrischen Grenzen der Injektion gefunden werden.
- Die Entwicklungen der Druckabfallkurven während der Injektion können Auskunft über die Kluftgeometrie geben.

Bei der TPA-Methode wird als Abbruchkriterium üblicherweise das Verhältnis zwischen Ruhedruck und Injektionsdruck verwendet:

$$\omega = \frac{p_{\text{Ruhe}}}{p_{\text{Injektion}}}$$

ω	Verhältnis zwischen Ruhedruck und Injektionsdruck [–]
p_{Ruhe}	Ruhedruck nach Verstreichen einer festgelegten Zeit (Ruhezeit) [bar]
$p_{\text{Injektion}}$	Injektionsdruck am Anfang der Kluft („shut-in pressure“) [bar]

Für die Berechnung von ω sollte als Injektionsdruck der wirksame Injektionsdruck am Anfang der Kluft („shut-in pressure“) verwendet werden, da der Injektionsdruck noch strömungsabhängige Druckverluste im Injektionsschlauch, im Packer und am Risseintritt beinhaltet. Für die Bestimmung des Ruhedrucks muss die Ruhezeit genau definiert sein. Wichtig ist, dass diese Zeit lang genug ist, damit sich das Injektionsgut in Richtung Bohrloch entspannen kann. Das Verhältnis ω strebt – bei gleichzeitiger Verzögerung der Injektionsrate und im Falle der Verwendung kohäsiver Injektionsmittel – dem Wert 1,0 zu.

In **Bild 9** sind der wirksame Injektionsdruck am Anfang der Kluft („shut-in pressure“) und typische Druckabfallkurven dar-

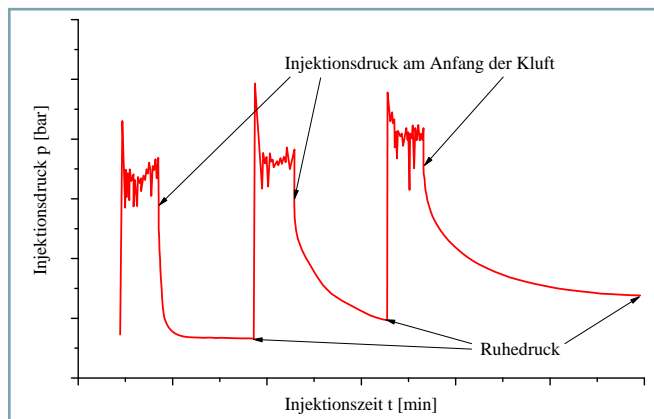


Bild 8 Verlauf einer Injektion nach der TPA-Methode

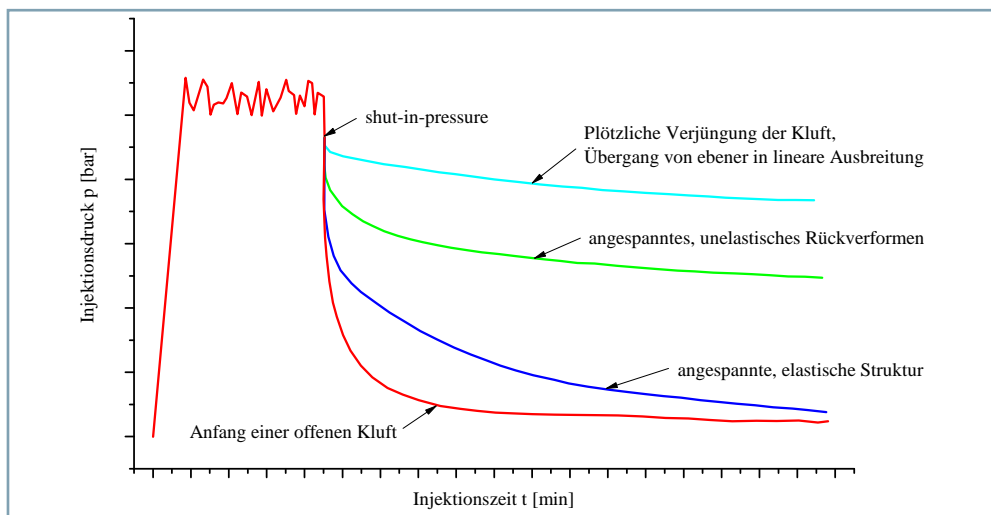


Bild 9 Wirksamer Injektionsdruck („shut-in pressure“) und charakteristische Krümmungen der Druckabfallkurven bei der TPA-Methode

gestellt. Anhand des Kurvenverlaufs können Rückschlüsse auf die Struktur des Untergrundes getroffen werden [2], [10].

2.6 Pressure Sensitive Grouting (PSG-Methode)

Die Methode des „druckfühliges Injizierens“ oder „Pressure Sensitive Grouting“ ist eine Weiterentwicklung der TPA-Methode. In Versuchen [10], [13], [14] wurde gezeigt, dass nach einem Pumpenstopp der Gradient der Druckabfallkurve und der Ruhedruck am Ende der Druckabfallkurve Auskunft über die Druckverhältnisse in den angesprochenen Hohlräumen und deren Sättigung geben. Während des Injektionsvorgangs werden die Druckveränderungen beim Pumpenstopp (oder Schließen des Schiebers am Bohrlochmund) beobachtet, aus denen Rückschlüsse über die Wirkung der Injektionsmaßnahme gezogen werden können. Die Injektion wird laufend beobachtet und bei jeder Unterbrechung beurteilt und angepasst. Für die Beurteilung werden die Druckabfallgeschwindigkeit (Gradient der Druckabfallkurve) und der Ruhedruck sowie die Änderungen des Ruhedrucks und der Druckabfallgeschwindigkeit im Vergleich zum letzten Druckabfall herangezogen. Mithilfe einer Regelbasis werden Entscheidungen (z. B. Veränderung des Injektionsdrucks, Abbruch) zur Steuerung der Injektion getroffen [2], [10], [13], [14].

Vorteil der PSG-Methode ist, dass diese ausschließlich beobachtbare und messbare Kenngrößen verwendet. **Bild 10** zeigt eine schematische Darstellung der Auswertung, wonach die Sättigung der Klüfte umso höher ist, je flacher die Druckabfallkurve verläuft.

t_0	Zeitpunkt des Pumpenstopps oder Schließens des Schiebers am Bohrlochmund [s]
t_1	Zeitpunkt für die Bestimmung der Druckabfallgeschwindigkeit [s]
t_2	Zeitpunkt für die Bestimmung des Ruhedrucks [s]
m	Druckabfallgeschwindigkeit [–]
p_r	Ruhedruck [–]

k	Entwicklung des Ruhedrucks über den Injektionsverlauf [–]
c	Entwicklung der Druckabfallgeschwindigkeit über den Injektionsverlauf [–]

Aus diesen Parametern, d. h. insbesondere auf Basis von Ruhedruck und Druckabfallgeschwindigkeit, ist es möglich, Abbruchkriterien zu erstellen, mit denen ein unerwünschtes Aufweiten oder Aufreißen vermieden werden kann. Die Steuerungsgröße der Injektion ist dabei der Injektionsdruck [2], [10], [13], [14].

2.7 Real Time Grouting Control (RTGC-Methode)

In Schweden hat sich die „Real Time Grouting Control“ (RTGC-Methode) etabliert. Sie wurde von Stille [15] und Kobayashi [16] ins Leben gerufen. Die Entwicklungen bauen auf Veröffentlichungen von Gustafson und Claesson sowie Hässler auf [17]. Aus den Grundgleichungen für die Ausbreitung einer Bingham'schen Flüssigkeit und einfachen Gleichgewichtsbedingungen an der Injektionsfront wurden Differentialgleichungen aufgestellt, die die Reichweite der Injektion in Abhängigkeit von der Injektionszeit beschreiben. Bei dieser Methode wird nach Berechnung einer erforderlichen Injektionszeit so lange injiziert, bis die Reichweite der Suspension in der kleinsten Kluft über einem bestimmten Zielwert liegt. Die RTGC-Methode basiert auf der Annahme, dass sich die Suspension entweder linear in Fließkanälen (eindimensional [1D]) ausbreitet oder dass eine ebene radiale Ausbreitung in Klüften (zweidimensional [2D]) stattfindet. Die Kluftöffnungsweiten werden unabhängig vom Injektionsdruck als konstant angenommen. Die Injektion selbst wird in der Regel druckgesteuert ausgeführt. Alle Abweichungen von konstanter Kluftöffnungsweite, konstantem Injektionsdruck und konstanten Suspensionseigenschaften werden mithilfe von Zeitkorrekturen berücksichtigt. Während der Injektion wird mit dem Ausdruck der Di-

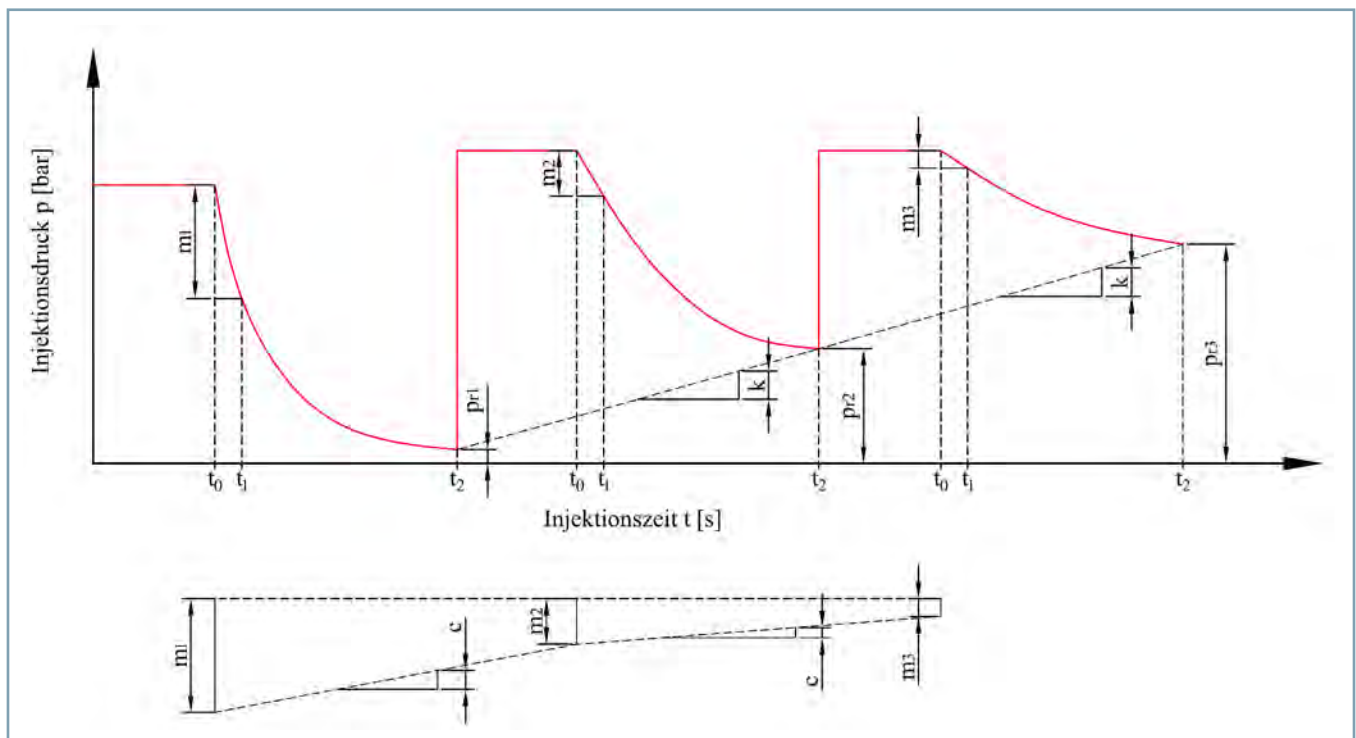


Bild 10 Schematische Auswertung einer Injektion nach der PSG-Methode

mensionalität das vorherrschende Strömungsregime – d. h., ob 1D- oder 2D-Verhältnisse vorliegen – beurteilt. Anhand der Echtzeit-Injektionsaufzeichnungen wird dann auf die aktuelle Kluftöffnungsweite rückgerechnet und dabei die Reichweite in der größten und kleinsten Kluft bestimmt. Bei Erreichen der Ziel-Reichweite in der kleinsten Kluft oder Erreichen der Grenz-Reichweite in der größten Kluft wird die Injektion abgebrochen [5], [15], [16], [17].

Mithilfe der analytischen Grundgleichungen wurde die relative Reichweite I_D als Funktion der relativen Injektionszeit t_D sowohl für die lineare Ausbreitung in Fließkanälen (1D) als auch für die ebene radiale Ausbreitung in Klüften (2D) analytisch gelöst. Die Lösungen von Gustafson und Stille [18] sind aus **Bild 11** ersichtlich. In dieser Grafik ist die relative Reichweite I_D in Abhängigkeit von der relativen Injektionszeit t_D dargestellt. Die Zeitachse ist logarithmisch skaliert [2], [15], [16], [17].

Aus den Ergebnissen dieser analytischen Lösungen können folgende Aussagen abgeleitet werden:

- Die relative Reichweite I_D kann als unabhängig von der Öffnungsweite der Kluft betrachtet werden. Sie ist lediglich abhängig von der relativen Zeit t_D und somit für alle Klüfte gleich, die über ein Bohrloch angetroffen werden.

- Die erforderliche Injektionszeit t ist eine Funktion des effektiven Injektionsdrucks p und kann somit von der Planung festgelegt werden.
- Während einer Injektionszeit, die der charakteristischen Zeit $t_D = 1,0$ entspricht, werden 60 – 80 % der maximalen Reichweite erreicht; dies ist hauptsächlich abhängig von der Art des Strömungsregimes, also ob 1D- oder 2D-Verhältnisse vorliegen.
- Ab einer relativen Penetration von 40 % bzw. ca. $t_D = 0,6$ steigt die Injektionszeit für die weitere Penetration – bis zur Reichweite I_D – überproportional an. Die Injektion wird unwirtschaftlich.

Zusammengefasst ist also das Hauptziel der RTGC-Methode, die Injektion abubrechen, bevor die Injektion unwirtschaftlich wird. Konkret heißt das: Die Injektion ist abgeschlossen, sobald die Reichweite der Suspension in der kleinsten Kluft über einem bestimmten Zielwert liegt (minimale Reichweite) und die Reichweite der Suspension in der größten Kluft einen bestimmten Grenzwert nicht überschreitet (maximale Reichweite) [2], [15], [16], [17].

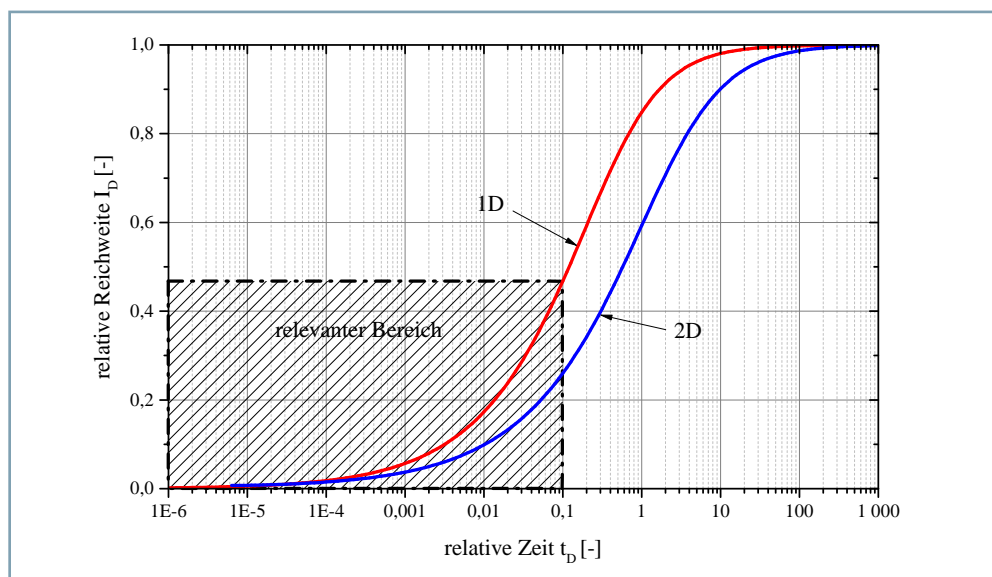


Bild 11 Die relative Reichweite als Funktion der relativen Injektionszeit in logarithmischer Skalierung

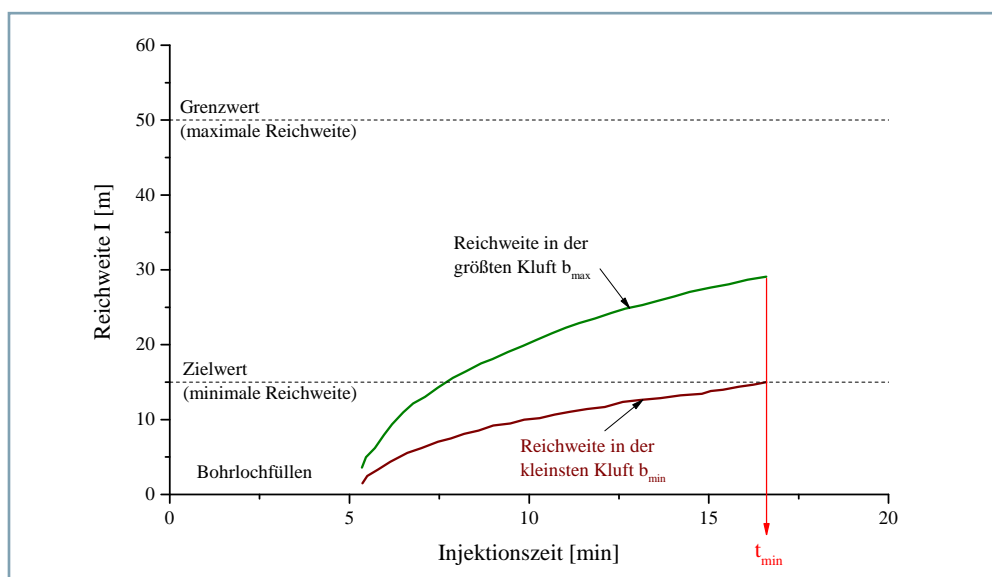


Bild 12 Abbruchkriterien nach der RTGC-Methode

3 Analyse und Vergleich ausgewählter Abbruchkriterien an einem ausgewählten Injektionsverlauf

Für einen Vergleich der unterschiedlichen Abbruchkriterien wurde ein typischer Injektionsverlauf aus einem Injektionsprojekt herangezogen. **Bild 13** zeigt das Bohrschema im Bereich von Bohrloch OC08. **Bild 14** zeigt den Injektionsverlauf der ausgewählten Passe in 11,20 m Tiefe. Folgende Injektionsparameter wurden im Zuge der Ausführung angewendet:

- Suspensionsdichte: 1,55 – 1,70 g/cm³
- w/z-Wert: 0,9 – 1,2
- Länge der Injektionsabschnitte: 1,2 m
- Maximaler (effektiver) Injektionsdruck: 3 – 5 bar
- GIN-Parameter: 40 bar l/m
- Maximales Injektionsvolumen: 50 Liter/Injektionsabschnitt (1,2 m)

3.1 Analyse auf Basis der GIN-Methode

Bild 15 zeigt die Auswertung nach dem GIN-Kriterium. Die Injektion wurde nach Erreichen eines GIN-Werts von 40 bar l/m abgebrochen. Der Injektionsverlauf zeigt einen Anstieg der Injektionsintensität über die Injektionsmenge und entspricht somit der Theorie der GIN-Methode. Interessant an dieser Betrachtung ist, dass bereits vor dem letzten Pumpenstopp die GIN-Kurve annähernd erreicht wurde und der letzte Injektionsschritt nur mehr bedingt erforderlich gewesen wäre.

3.2 Analyse auf Basis der RTGC-Methode

Für die vergleichende Analyse des Injektionsverlaufs mittels RTGC-Methode wurden folgende zusätzliche Annahmen getroffen, die für eine derartige Analyse notwendig sind:

Fließgrenze: $\tau_0 = 10 \text{ Pa}$

Viskosität: $\mu_G = 0,02 \text{ Pa}\cdot\text{s}$

Bohrlochvolumen: 1,99 l

Ziel-Reichweite: 1,0 m

Kluftweite: 0,1 mm

Bild 16 zeigt, dass die zu erzielende Reichweite (1,0 m als halber Bohrlochabstand bei primär 2,0 m Bohrlochabstand) bereits nach ca. 15 min Injektionszeit erreicht wurde. Die Auswertung zeigt auch, dass sich die Reichweite in den letzten beiden Phasen der Injektion (d. h. bei den letzten beiden Pumpenstopps) nicht mehr wesentlich erhöht hat, was ansonsten ein Indikator für das Öffnen neuer Klüfte und Wegigkeiten gewesen wäre. Zusammengefasst hätte mit RTGC die Injektion etwa 5 – 10 min kürzer gedauert.

3.3 Analyse auf Basis der TPA-Methode

Für die vergleichende Analyse des Injektionsverlaufs mittels TPA-Methode wurde der Ruhedruck nach 2,5 min [bar] gemessen sowie die Druckabfallgeschwindigkeit [bar/s] als Sekante der ersten 10 Sekunden nach dem Pumpenstopp herangezogen.

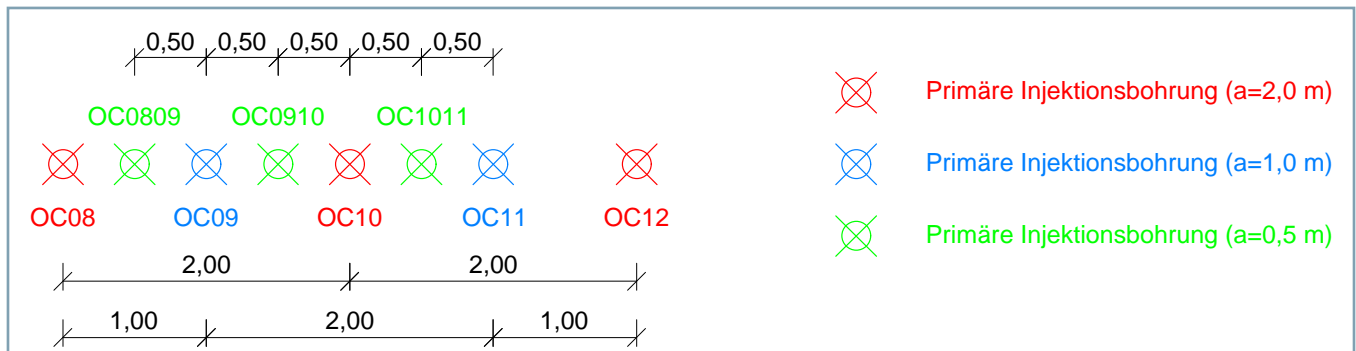


Bild 13 Lage der Injektionsbohrungen

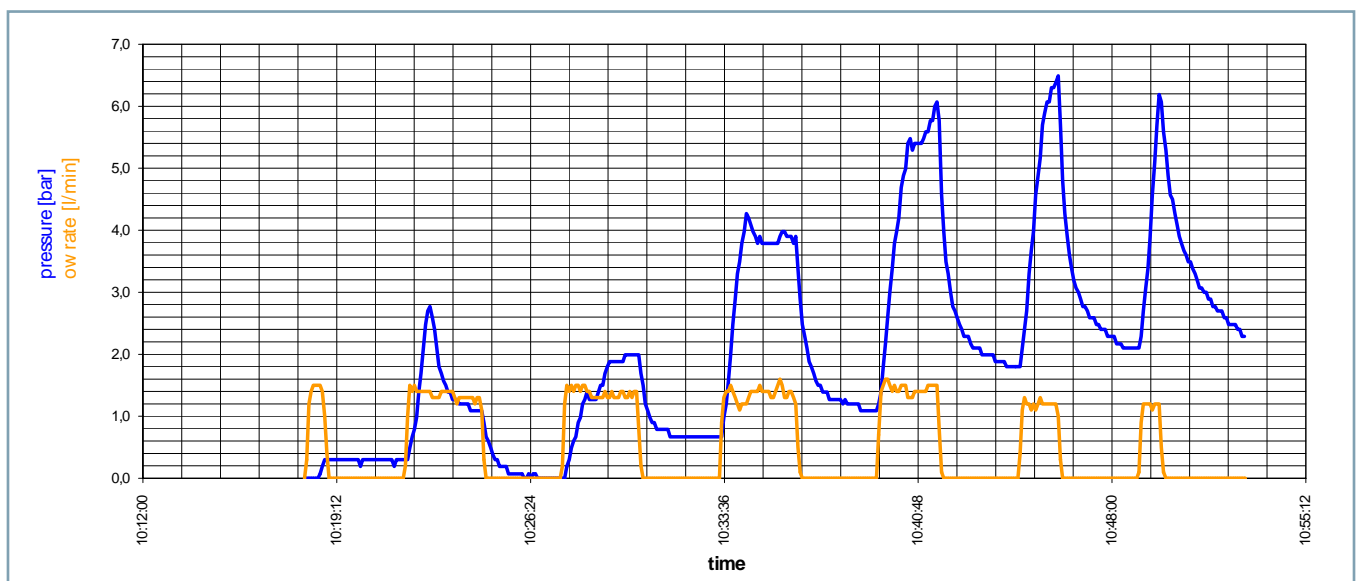


Bild 14 Injektionsverlauf an Bohrloch OC08 in einer Tiefe von 11,20 m

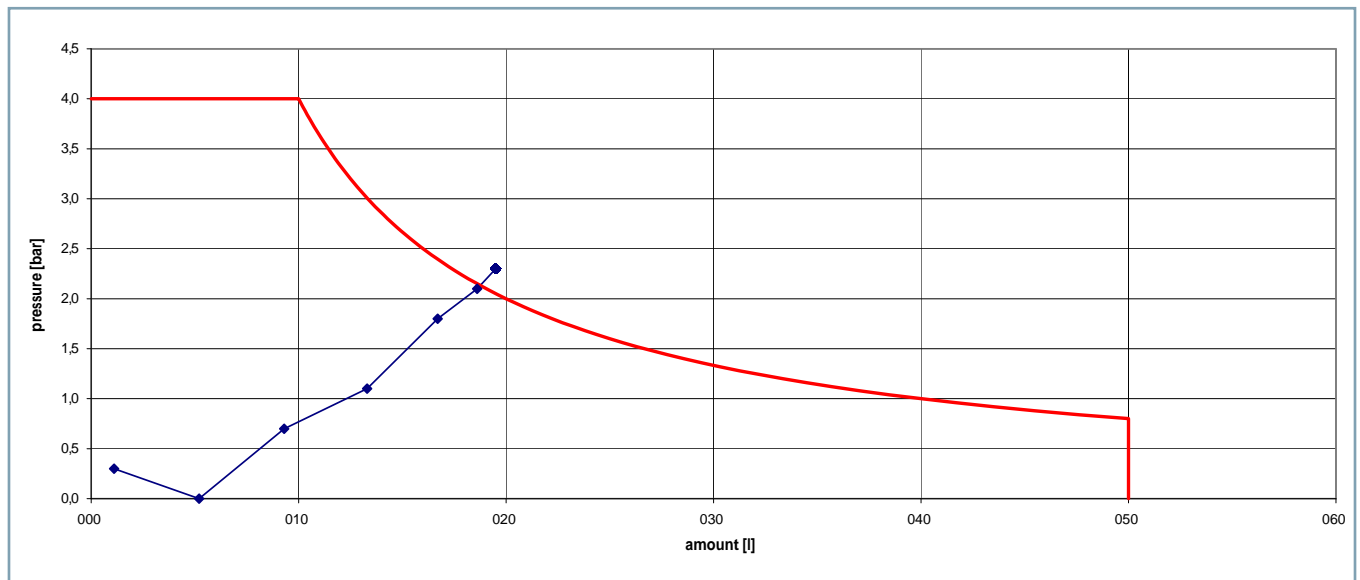


Bild 15 Analyse des Injektionsverlaufs mittels GIN-Methode

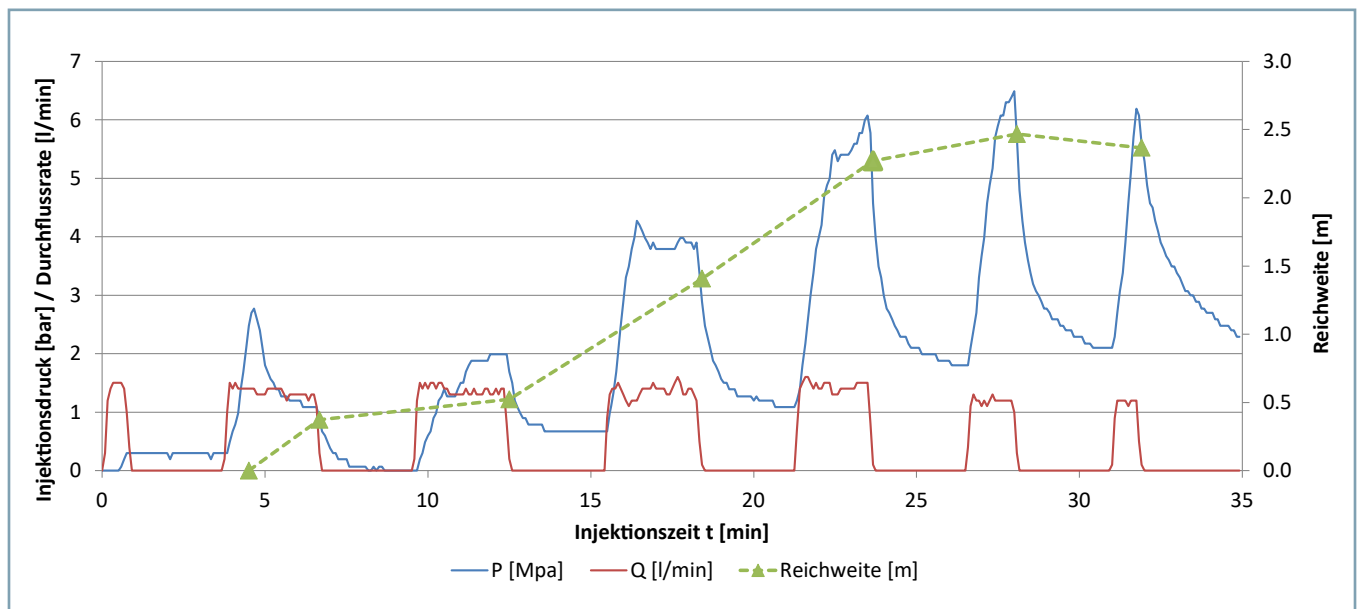


Bild 16 Analyse des Injektionsverlaufs mittels RTGC-Methode

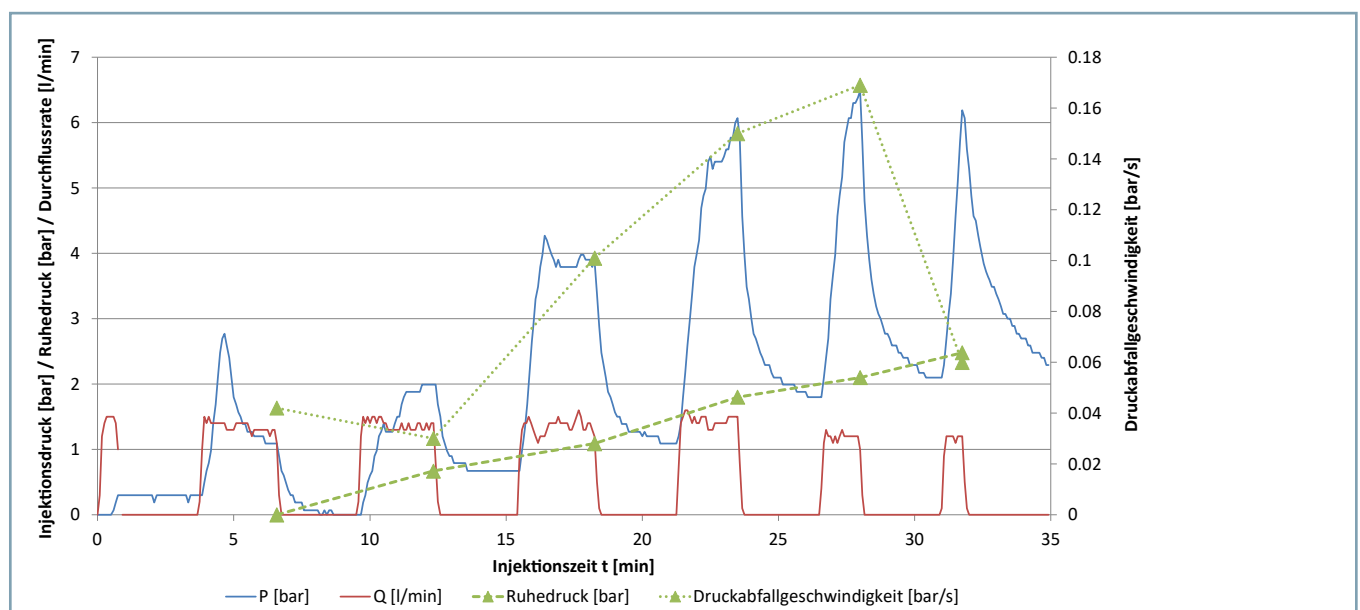


Bild 17 Analyse des Injektionsverlaufs mittels TPA-Methode

In **Bild 17** ist der Verlauf des Ruhedrucks über die Injektionszeit bzw. der Verlauf der Druckabfallgeschwindigkeit dargestellt. Die Auswertung zeigt, dass der Ruhedruck mit zunehmender Injektionszeit ansteigt, was neben den steilen Druckanstiegen ein Indikator für eine annähernd vollständige Sättigung der Klüfte ist. Das Verhältnis von Ruhedruck zu Injektionsdruck beträgt gegen Ende der Injektion rund 40 %. Die in Bild 17 dargestellte Druckabfallgeschwindigkeit steigt bis zum fünften Druckabfalltest an, was ein Hinweis auf die Öffnung neuer Klüfte und Wegigkeiten ist. Die darauffolgende Reduktion im Zuge des sechsten Druckabfalltests ist ein Hinweis auf das Wiederverschließen neuer Klüfte und Wegigkeiten.

3.4 Analyse des Injektionsverlaufs mittels Apparent-Lugeon-Methode

Für die vergleichende Analyse des Injektionsverlaufs mittels Apparent-Lugeon-Methode wurden folgende zusätzliche Annahmen getroffen, die für eine derartige Analyse notwendig sind:

- Abschnittslänge: 1,2 m
- Marsh-Zeit Suspension: 32 s
- Marsh-Zeit Wasser: 28 s

Die Auswertung der Apparent-Lugeon-Werte über die einzelnen Injektionsphasen zeigt, dass sich ab der Phase 5 keine Veränderungen bei den maßgeblichen Parametern mehr ergeben, woraus geschlossen werden kann, dass keine wei-

re Verbesserung des Untergrunds mehr stattfindet. Die letzte Injektionsphase wäre daher rein theoretisch nicht mehr unbedingt erforderlich gewesen, was sich mit den Ergebnissen sowohl von GIN-Methode als auch RTGC-Methode deckt. Praktisch hängt der Injektionsabbruch jedoch vom vorgegebenen Ziel-Apparent-Lugeon-Wert ab, der in den USA in der Regel in einer Größenordnung von 0,1 – 1,0 l/min/m bei 10 bar liegt, womit die Injektion bei strikter Beachtung der Kriterien nicht abgebrochen worden wäre. Ungünstig wirkt hier, dass per Definition ein vorgegebener Apparent-Lugeon-Wert erreicht werden muss, um eine Injektion erfolgreich zu beenden. Der Verlauf der Injektion selbst geht nicht in die Betrachtung ein.

4 Zusammenfassung und Fazit

Abbruchkriterien stellen die Grundlage für die Beurteilung einer Injektion während der Ausführung dar. Im gegenständlichen Beitrag wurden in der Praxis übliche Abbruchkriterien vorgestellt und anhand eines typischen Injektionsverlaufs verglichen. Dabei hat sich gezeigt, dass speziell bei den vorgestellten höherwertigen Kriterien eine gute Interpretation der Vorgänge im Untergrund bereits während der Injektion möglich ist. Darauf aufbauend können Kennwerte und Kontrollmechanismen abgeleitet werden, um das Injektionsziel unter technisch und wirtschaftlich sinnvollem Ressourceneinsatz kontrolliert zu erreichen.

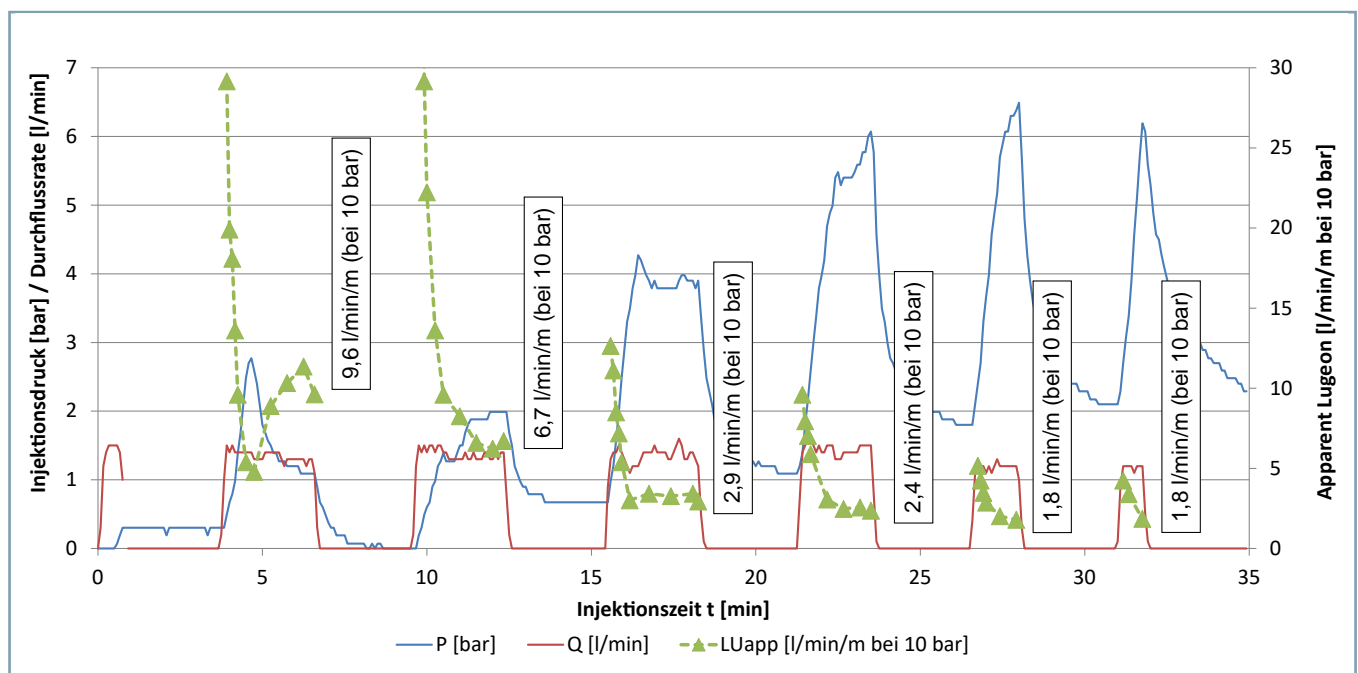


Bild 18 Analyse des Injektionsverlaufs mittels Apparent-Lugeon-Methode

Literatur

- [1] Donel, M. (1995). Bodeninjektionstechnik. Essen: Verlag Glückauf.
- [2] Gabriel, P. (2016). Abbruchkriterien bei Felsinjektionen - Eine vergleichende Analyse. Wien: Technische Universität Wien.
- [3] Kutzner, C. (1992). Injektionen im Baugrund. Saarbrücken: SDV Saarbrücker Druckerei und Verlag GmbH.
- [4] Brown, G. (1996). Practical Foundation Engineering Handbook. New York: McGraw-Hill.
- [5] Warner, J. (2004). Practical Handbook of Grouting - Soil, Rock and Structures. New Jersey: John Wiley and Sons, Inc.
- [6] Bonin, G., Rombough, V., Carter, T., & Jefferies, M. (2012). Towards Better Injection Control and Verification of Rock Grouting. Proceedings 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, New Orleans.
- [7] Carter, T., Dershowitz, W., Shuttle, D., & Jefferies, M. (2012). Improved Methods of Design for Grouting Fractured Rock. Proceedings 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing. New Orleans.
- [8] Lombardi, G. (1997). GIN Principle Revisited. International Water Power and Dam Construction. London.
- [9] Lombardi, G., & Deere, D. (1993). Grouting Design and Control Using the GIN Principle. International Water Power and Dam Construction. London.
- [10] Stadler, G. (1993). Transient Pressure Analysis of RODUR Epoxy Grouting in Concrete and Rock at Kolnbrein Dam, Austria - Untersuchungen zur Kluftinjektion und ihren Beziehungen zu physikalischen Modellen der Erdöllagerstättentechnik. Proceedings of the International Conference on Grouting in Rock and Concrete. Salzburg.
- [11] Kiss, S. (1992). Analyse transienter Druckentwicklungen nach Injektionsunterbrechungen und Modelling in Form von Parameterstudien. Leoben: Institut für Lagerstättenphysik und -technik, Montanuniversität Leoben.
- [12] Pollard, R., Jones, W., & Whitfield, J. (2009). The Use of Transient Pressure Analysis at the Dounreay Shaft Isolation Project. Geomechanics and Tunneling. Salzburg.
- [13] Zettler, A. (1998). A Hybrid Grouting Control Algorithm Based on Fuzzy Logic Tuned by a Neural Network. Wien: Dissertation Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien.
- [14] Zettler, A., Poisel, R., Reichl, I., & Stadler, G. (1999). Dimensionierungen von Injektionen mittels messender Beobachtung. Proceedings 14. Christian Veder Kolloquium. Graz.
- [15] Stille, H. (2015). Rock Grouting - Theories and Applications. Stockholm: BeFo.
- [16] Kobayashi, S. (2008). Real Time Grouting Control Method - Development And Application Using Äspö HRL Data. Stockholm: Svensk Kärnbränslehantering AB - Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.
- [17] Gustafson, G., & Claesson, J. (2005). Steering Parameters for Rock Grouting. Göteborg: School of Civil Engineering, Chalmers University of Technology.
- [18] Gustafson, G.; Stille, H. (2005). Stop Criteria for Cement Grouting. In: Fachzeitschrift für Geomechanik und Ingenieurgeologie im Bauwesen und Bergbau, Salzburg.

Planung und Ausführung der Injektion von Beton im Rahmen harmonisierter europäischer Normen

Zur Rissbildung in Stahlbeton gibt es unterschiedliche Interpretationen, die regelmäßig zu Diskussionen Anlass geben. Das betrifft die Berechnung von Rissbreiten ebenso wie die Normung oder die Planung und Ausführung von Injektionsarbeiten. Die Injizierbarkeit von Füllgütern hängt dabei von ihren komplexen Stoffeigenschaften und der Exposition der Betonbauteile ab. Für die Prüfung der Eigenschaften haben deutsche und andere europäische Experten Produktnormen geschaffen. Damit und mit dem Wissen um die physikalisch-chemischen und mechanischen Grundlagen lassen sich wesentliche Produkteigenschaften zuverlässig in die Anwendung bringen. Zusätzliche nationale Regelwerke und bauaufsichtliche Bestimmungen stehen jedoch einer technisch und juristisch unstrittigen Verwendung von Füllgütern in Deutschland teilweise entgegen. Die laufende Revision der EN 1504-5 für die Injektion von Beton ist aktuell eine Chance, Unstimmigkeiten zu beseitigen.

1 Rissbildung in Stahlbeton

„Auf kaum einem vergleichbaren speziellen Gebiet des Stahlbetonbaus ist die Fehlinterpretation und unterschiedliche Ausdeutung der Normen so verbreitet wie bei den Rissen. Das betrifft auch die Berechnung von Rissbreiten, deren Ergebnisse zwar ausdrücklich als Rechenwerte bezeichnet werden und keinen Anspruch auf genaue Übereinstimmung mit realen Rissen erheben, aber oft Vertragsgrundlage und Abnahmekriterium bilden.“ So urteilen Stefan Röhling und Heinz Meichsner [1]. Der kritische Umgang mit vermeintlich gesichertem und genormtem Wissen sollte allen Fachleuten eigen sein. Das Errichten von Stahlbetonbauwerken ist Handwerk und kann nicht der mathematischen Genauigkeit von Berechnungen gleichgesetzt werden. Diese wiederum können selbst nur so genau sein wie die vorab getroffenen Annahmen.

Dazu heißt es in [1] weiter: „Bei Tragwerksplanern und Bauausführenden besteht oft die Auffassung, dass die rechnerisch ermittelten Rissbreiten am Bauwerk auch sichtbar auftreten und messtechnisch erfasst werden können. (...) Die am Bauwerk auftretenden Rissbreiten sind stark streuend und oftmals größer, als nach den Vorgaben für die Berechnung zu erwarten. Daraus entsteht auch wiederholt die Diskussion, ob die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit noch sichergestellt sind, welche Maßnahmen ergriffen werden müssen und welcher der am Bau beteiligten Partner in die Verantwortung genommen werden sollte.“ Zu den kritischen Bereichen zählen die Autoren:

- Differenzierung der Begriffe Rissbreite und Rissgeometrie
- Unsicherheiten bei der rechnerischen Ermittlung von Rissbreiten
- Folgen der streuenden Eingangsgrößen bei zwangsbedingten Beanspruchungen

- Anmerkungen zum Ansatz der Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt
- Gewährleistung der Dauerhaftigkeit ohne Berechnung der Rechenwerte der Rissbreite
- Ungenauigkeiten des Selbstheilungskriteriums der WU-Richtlinie
- Berücksichtigung der Betonierbarkeit von Bauteilen bei Festlegung der Mindestbewehrung

Unbestritten bleibt die Tatsache, dass Stahlbetonbauteile reißen. Für Betonbauteile mit spezifischen Expositionen und Feuchtigkeitsklassen [2] sind allgemein Rissbreiten von 0,1 – 0,4 mm einzuhalten [3]. Andere Rissbreiten können festgelegt werden. Risse, die vorgegebene Grenzen überschreiten, können mit geeigneten Stoffen und zugehörigen Verfahren gefüllt werden, um Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Betonbauwerke sicherzustellen. Dabei handelt es sich nicht zwangsläufig um eine Mangel- oder Schadensbeseitigung.

Die Erwartung, rissfreien Stahlbeton zu erhalten, muss insbesondere auf Auftraggeberseite den praktischen Möglichkeiten angemessen sein. Ebenso muss das Verlangen, alle vorhandenen Risse schließen zu wollen, relativiert werden. Risse sind als normal anzuerkennen, wenn die konstruktiven und funktionalen Anforderungen an das Bauwerk erhalten bleiben und sie die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks nicht wesentlich einschränken.

2 Füllen von Rissen und Hohlräumen

Bei Einschränkung der vertragsgemäßen Nutzbarkeit, wenn zum Beispiel Wasser durch Risse eindringt, können diese,

wie auch Hohlräume, nachträglich dauerhaft abgedichtet werden. Eine notwendige kraftschlüssig wirksame Injektion trägt – sofern sie erfolgreich ausgeführt wird – sogar zu einer Steigerung der Tragfähigkeit eines injizierten Bauteils bei. Kraftschlüssig verpresste Risse sind auch flüssigkeitsdicht. Abdichtende und kraftschlüssig wirksame Injektionsmaßnahmen sichern und verbessern also die Leistungsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. Die Gruppe der anerkannten polymerreaktiven Injektionsstoffe umfasst Polyurethanharze, Acrylatgele und Epoxidharze. Jede Bindemittelgruppe enthält Harze mit allgemeinen und besonderen Eigenschaften. Hinzu kommen Zementsuspensionen mit betontypischen Eigenschaften.

Um ein tiefenwirksames Füllen zu erzielen, sind gut fließfähige Füllgüter und geeignete Füllverfahren erforderlich. Fluide sind allgemein neben der Dichte durch die wesentlichen Fließeigenschaften (dynamische) Viskosität und Oberflächenspannung gekennzeichnet. Für die Beurteilung der Injizierbarkeit von Füllgütern wird primär die Viskosität statt der Fluidität angegeben. Gemeint ist die dynamische Viskosität. Die Oberflächenspannung findet kaum Berücksichtigung.

Fluidität und Oberflächenspannung bestimmen das grundlegende Fließverhalten von Füllgütern und werden von Injektionsdruck und reaktiver Veränderung überlagert. Die meisten polymerreaktiven Füllgüter (d. h. Reaktionsharze) weisen anfangs Eigenschaften Newton'scher Flüssigkeiten auf. Ihr Fließverhalten ändert sich über die Reaktionszeit, zum Beispiel durch Viskositätsanstieg oder Schaumbildung. Die Fließfähigkeit von Zementsuspensionen wird durch ihre Zusammensetzung, Mahlfeinheit und die maximale Partikelgröße definiert. Sie weisen ein strukturviskoses Fließverhalten in Abhängigkeit vom Wassergehalt auf.

Mit dem Förderdruck einer Injektionspumpe werden Füllgüter in Strömung versetzt, um in das Bauteilinnere vorzudringen. Dabei treten laminare und turbulente Strömungen auf. Es sollten laminare Strömungsverhältnisse eingehalten werden, da turbulente Strömungszustände den Materialstrom behindern. Jeder Injektionsprozess ist anfangs dynamisch und endet in einem quasi-statischen Zustand. Für das Fließen mittels Injektionsdruck ist die dynamische Viskosität die maßgebliche Eigenschaft. Die Fließgeschwindigkeit nimmt mit zunehmendem Ausbreitradius in Rissen und feinklüftigen Hohlräumen ab. Zum einen, weil bei gleichbleibendem Eingangsvolumenstrom eine wachsende Außenfläche nicht konstant mit Material versorgt werden kann, zum anderen, weil Reibungsverluste im Bauteil den Injektionsdruck abmindern. Einzig Zementsuspensionen sind dabei stoffspezifisch auf einen niedrigen Injektionsdruck begrenzt.

Mit abnehmender Fließgeschwindigkeit gewinnt die Oberflächenspannung von Reaktionsharzen als Grenzflächenspannung besonders in trockenen Bauteilen an Einfluss. In feuchten, wassergefüllten Bauteilen werden Nebenreaktionen wie Porenbildung von Polyurethanharzen wirksam. Die Auswirkungen sind stoffspezifisch variabel und in den einzelnen Bindemittelgruppen unterschiedlich stark ausgeprägt.

Viele Parameter beeinflussen die Injizierbarkeit von Bauteilrissen und feinklüftigen Hohlräumen in Beton. Dazu gehören neben den grundlegenden physikalischen Stoffeigenschaften wie Dichte und Viskosität auch die Oberflächenspannung und das reaktiv beeinflusste Fließverhalten. Für die Ermittlung wesentlicher Eigenschaften stehen etablierte Prüfmethode zur Verfügung.

3 Anforderungsdefinition

Grundsätzlich gilt, dass das Bauwerk die Anforderungen definiert, der Planer formuliert lediglich das notwendige Instandsetzungsziel. Dies kann entweder bedeuten, dass ein Kraftschluss zu verlangen ist oder die partielle Abdichtung von Rissen, Hohlräumen und Zwischenräumen in Beton. Auf europäischer und nationaler Ebene [4] sind drei wesentliche Verwendungen (U wie „use“) definiert:

- F: kraftschlüssig (force transmitting)
- D: duktil füllend (ductile filling)
- S: quellend füllend (swelling fitted)

Eine vierte Gruppierung steht im Rahmen der Revision der EN 1504-5 zur Diskussion. Generisch einsetzbare Produkte sollen frei von den anderen Anwerwendungszielen verwendbare Füllgüter, zum Beispiel für das einfache Schließen, beschreiben:

- G: generisch einsetzbar (generic usable)

Für die vorgesehene Verwendung stehen anerkannte Füllgüter zur Verfügung:

- F: Epoxidharze, Polyurethanharze, Zementsuspensionen
- D: Polyurethanharze
- S: Acrylatgele
- G: Epoxidharze, Polyurethanharze, Zementsuspensionen, Acrylatgele

Weitere Füllgüter mit Marktrelevanz sind in einschlägiger Literatur, zum Beispiel im ABI-Merkblatt [5], nachlesbar.

Alle vier Verwendungszwecke zielen vor allem auf die Erhöhung des Schutzes gegen das Eindringen von Wasser ab, indem sie Fließwege verstopfen oder Fließquerschnitte reduzieren. Kraftschlüssig wirksame Harze der Gruppe F sind ebenfalls wasserdicht, Zementsuspensionen sind dagegen nur wasserundurchlässig. Die Gruppen D und S umfassen planmäßig abdichtende Harze. Injektionsstoffe der Gruppe G wirken durch das Füllen von Fließwegen abdichtend.

Die Verwendung (U) zum kraftschlüssig wirksamen Füllen (F), zum duktil wirksamen Füllen (D), zum quellend wirksamen Füllen (S) und zum generischen Füllen (G) werden zusammen mit den Angaben zur Verarbeitung W (workability) in CE-konformen Deklarationen ausgewiesen.

4 Füllgüter für Beton

Das Füllen von Fehlstellen in festem Beton erfolgt mit flüssigen Stoffen (Fluiden), die im Beton polymer- (P) oder hydraulisch- (H) reaktiv erhärten. Im weiteren Text wird nicht vertieft auf hydraulisch härtende Zementsuspensionen, sondern ausschließlich auf die erstgenannten eingegangen.

Die genannten wesentlichen Eigenschaften eines Fluids werden bei Reaktionsharzen überlagert von:

- reaktiver Viskositätsveränderung
- Volumenausdehnung (Expansion)

Die Viskosität von Füllgütern reicht von ca. 50 – 500 mPa·s. Die Viskositäten wässriger Hydrogele liegen deutlich niedriger, die spezieller Polymere vereinzelt darüber. Die Viskosität eines Fluids ist temperaturabhängig. Sie bewirkt eine innere Reibung, die während der Injektion überwunden werden muss.

Grenzflächenspannungen müssen hingegen als äußerer Widerstand überwunden werden. Die Oberflächenspannung von gut fließfähigen Reaktionsharzen liegt unterhalb der Oberflächenspannung von Wasser. Besonders oberflächen-entspannte Harze zeigen eine aktive Penetration, vorzugsweise in trockenem Beton.

Injektionsharze können hydrophob oder hydrophil eingestellt sein. Dementsprechend verdrängen sie Wasser oder reagieren intensiv damit. Gesteuert expandierende Harze bleiben trotz starker Volumenzunahme wasserdicht. Sie besitzen durch eine feinzellige Porenstruktur vorteilhafte Verformungseigenschaften in Rissen mit großer Rissbreitenänderung. Das qualifiziert sie auch für sehr breite Risse und sogar Raumfugen.

Reaktionsharze sind mehrheitlich zweikomponentige Harze, die vor der Verarbeitung gemischt werden. Deren Mischviskosität ist anfangs niedrig und steigt mit zunehmender Polymerisation (Erhärtung) an. Durch eine exotherme Reaktion wird Energie freigesetzt, welche die Reaktion beschleunigt, anfangs aber auch Einfluss auf die Viskosität hat. Kurzzeitig sinkt die Viskosität mit dem Temperaturanstieg, um dann beschleunigt anzusteigen.

Einkomponentige Reaktionsharze, meist Polyurethanharze, reagieren erst, wenn sie auf Wasser treffen – das ist ihr Reaktionspartner. Die treibende Kraft der Porenbildung bzw. Expansion unterstützt wiederum das Einströmen des Harzes.

Acrylatgele sind durchweg mehrkomponentig und werden zu zweikomponentig verarbeitbaren Harzen vorgemischt. Ihre Reaktionszeit ist in der Regel sehr kurz.

Die Reaktionszeit eines Füllguts ist produktspezifisch. Sie reicht bei polymerreaktiven Füllgütern von wenigen Sekunden bis zu mehreren Stunden. Mit der Reaktion steigt die Wirksamkeit.

5 Nachweis wesentlicher Verarbeitungseigenschaften

Die wesentliche Eigenschaft der Füllgüter für Beton ist ihre Injizierbarkeit. Die Prüfung der Injizierbarkeit nach DIN EN 1771 schließt alle Produkt- und Fließcharakteristika ein. Injiziert wird eine mit Sand einer bestimmten Körnungslinie gefüllte Säule, die ein Riss- und Kapillarsystem in Beton nachstellt. Unter geringem Druck, sodass Viskosität und Grenzflächenspannung wirken können, wird die Sandsäule in trockenem und nicht trockenem Zustand injiziert. Daraus werden in der Produktnorm DIN EN 1504-5 für die Injektion von Beton formulierte Rissklassen abgeleitet. Die Rissklassen entsprechen injizierbaren Rissbreiten:

- Rissklasse 1: $\geq 0,1$ mm
- Rissklasse 2: $\geq 0,2$ mm
- Rissklasse 3: $\geq 0,3$ mm

Für größere Rissbreiten von 0,5 und 0,8 mm wird eine Platten-spaltprüfung nach DIN EN 12618-2 durchgeführt:

- Rissklasse 5: $\geq 0,5$ mm
- Rissklasse 8: $\geq 0,8$ mm

Vor allem Nicht-Newton'sche Fluide, strukturviskose Reaktionsharze und Zementsuspensionen werden am Plattenmodell auf Injizierbarkeit geprüft.

Die Prüfung der Injizierbarkeit erfolgte in Deutschland vormals an groß dimensionierten Rissbalken. Die Rissbreiten entsprachen füllgutabhängig:

- 0,15 – 0,35 mm für Epoxidharze (TP FG EP)
- 0,3 – 0,5 mm (TP FG PUR, Prüfmart 2)
- 0,2 – 0,5 mm für Zementsuspensionen (TP FG ZS, Prüfmart 2)
- 0,8 – 1,3 mm für Zementleime (TP FG ZL, Prüfmart 2)

Das Füllgut wurde gemischt und durfte einkomponentig erst zum Ende der vom Hersteller angegeben Verarbeitbarkeitsdauer injiziert werden. Der Erfahrung entstammte, dass dafür 15-20 Minuten für die Injektion eines Liters erforderlich sind. Die Verarbeitbarkeitsdauer ist als Zeit bis zum Anstieg der Reaktionsviskosität auf 1.000 mPa·s definiert worden.

Die Injektion des Prüfbauteils mit Harzen erfolgte so an einem Rissbalken immer knapp unter der Viskosität von 1.000 mPa·s, unabhängig davon, wie niedrigviskos ein Harz anfangs war. Langsam reagierende Harze waren dabei benachteiligt, weil ihre flach ansteigende Viskosität lange nahe der 1.000 mPa·s Grenze verlief.

Die Verarbeitungszeit (Verarbeitbarkeitsdauer) ist die Zeit, in der eine optimale Injektion möglich ist. Sie ist ein Teil der Reaktionszeit, die mit dem Mischen beginnt. Danach nimmt die Viskosität stetig beschleunigt zu und die Injizierbarkeit dementsprechend ab.

Einkomponentige Füllgüter, die erst bei Wasserkontakt reagieren, haben in Bezug auf die Verarbeitungszeit einen Vorteil: ihre Reaktionszeit beginnt erst im wassergefüllten Bauteil. Andererseits ist ihre Reaktivität je nach Wasserangebot im Bauteil unterschiedlich. Reaktionsbeginn, Reaktionsintensität und Reaktionsende hängen von der Wassermenge und der Strömungsmechanik ab. Turbulente Strömungen bieten die besten Mischergebnisse mit Wasser, sind aber strömungsmechanisch ungünstig.

Die Verarbeitbarkeitsdauer echter einkomponentiger Füllgüter ist über die Haltbarkeitsdauer quasi unbegrenzt, wenn keine Feuchtigkeit in das Gebinde gelangt.

Die Injizierbarkeit von Füllgütern für Beton angemessen zu berücksichtigen, gilt für Planer und Anwender gleichermaßen, da das Erreichen des Injektionsziels maßgeblich hiervon abhängt.

Durch den Einsatz zweikomponentig arbeitender Injektionspumpen kann mit geringer Abhängigkeit von der Reaktionszeit injiziert werden. Somit wird auch die Verarbeitbarkeit von hochreaktiven mehrkomponentigen Füllgütern möglich.

6 Nachweis der wesentlichen Leistungsmerkmale

Gute Haftung an den Flanken eines Risses oder Hohlraums ist Voraussetzung für Kraftschluss (F) aber auch Dehnbarkeit (D). Quellfähige Injektionsstoffe wirken durch Volumenzunahme und drücken sich an die Rissflanken (Quelldichtung).

Festigkeit und Verformbarkeit bei unterschiedlicher Feuchte oder Temperatur sind für alle Injektionsstoffe nachzuweisen. Aus der Prüfsäule für die Injizierbarkeit werden zum Beispiel nach vollständiger Aushärtung des Füllguts zusätzlich zylindrische Mörtelproben gewonnen, um die Spaltzugfestigkeit zu bestimmen. Weiterhin können alterungsbedingte Veränderungen mit Blick auf die Dauerhaftigkeit ermittelt werden.

Tabelle 1 Verarbeitungseigenschaften nach EN 1504-5 (in Revision)

Wesentliche Verarbeitungseigenschaften	Prüfnorm	Verwendung			
		F	D	S	G
Viskosität (P)	EN ISO 3219	X	X	X	X
Viskositätsanstieg (P)	EN ISO 3219	X	X	X	X
Reaktionszeit (P)	ASTM D7/487	X	X	X	X
Ausfließzeit (H)	EN 14117	X	–	–	X
Verarbeitungszeit (P, H)	EN ISO 9514	X	X	X	X
Zugfestigkeitsentwicklung (P)	EN 1543	X	–	–	X
Erstarrungszeit (H)	EN 196-3	X	–	–	X
Injizierbarkeit unter trockenen Bedingungen (P) für Rissbreiten: 0,1 mm, 0,2 mm, 0,3 mm	EN 1771	X	X	–	X
Injizierbarkeit unter trockenen Bedingungen (P, H) für Rissbreiten: 0,5 mm, 0,8 mm oder wenn EN 1771 nicht anwendbar ist	EN 12618-2	X	X	–	X
Injizierbarkeit unter nicht trockenen Bedingungen (P) für Rissbreiten: 0,1 mm, 0,2 mm, 0,3 mm	EN 1771	X	X	X	X
Injizierbarkeit unter trockenen Bedingungen (P, H) für Rissbreiten: 0,5 mm, 0,8 mm oder wenn EN 1771 nicht anwendbar ist	EN 12618-2	X	X	X	X

Legende: X empfohlenes Leistungsmerkmal / – nicht erforderlich

Tabelle 2 Prüfungen für Leistungsmerkmale nach EN 1504-5 (in Revision)

Wesentliche Leistungsmerkmale	Prüfnorm	Verwendung			
		F	D	S	G
Haftung und Dehnbarkeit (P)	EN 12618-1	–	X	X	X
Haftung durch Schrägscherfestigkeit (P, H)	EN 12618-3	X	–	–	X
Druckfestigkeit (P, H)	EN 12190	X	–	–	X
Spaltzugfestigkeit (P, H)	EN 1771	X	X	X	X
Wasserdichtheit (P)	EN 14068	–	X	X	X
Änderungen von Volumen und Gewicht nach Wechselbeanspruchung durch Trocknung an der Luft und Lagerung in Wasser (P)	EN 14498	–	–	X	X
Nicht-flüchtige Bestandteile (P)	EN 3251	X	X	X	X
Volumenschwund (P)	EN 12617-2	X	–	–	X
Glasübergangstemperatur (P)	EN 12614	X	X	–	X
Gefrierpunkt (P)	ISO 11357-3	–	–	X	X
Bluten (H)	EN 445/3.3	X	X	X	X
Volumenänderung (H)	EN 445/3.3	X	–	–	X
Chloridgehalt (H)	EN 196-2	X	–	–	X
Verträglichkeit mit Beton (Alkalibeständigkeit) (P, H)	EN 12637-1 EN 12618-2	–	X	X	X
Korrosionsverhalten (P)	(nicht definiert)	–	–	X	X
Bestimmung der Temperaturwechselbeständigkeit (P)	EN 12618-1 EN 13687-3	–	–	X	X
Wirkung auf polymere Einlagen (P)	12637-3	X	X	X	X
Chemische Beständigkeit (P)	EN 12637-1	X	X	X	X

Legende: X empfohlenes Leistungsmerkmal / – nicht erforderlich

Die Bestimmung der Glasübergangstemperatur eines polymerreaktiven Füllguts ist in deutschen Normen bisher nur für kraftschlüssig wirksame Füllgüter verankert. Eine Überprüfung der bekannten, aber nicht mehr veröffentlichten Listen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) für Injektionsstoffe auf Polyurethanbasis zeigt, dass einige der gelisteten und für die Anwendung an Ingenieurbauwerken zugelassenen Polyurethanharze bei tieferen Temperaturen einen starken Abfall der Elastizität aufwiesen. Ihre Glasübergangstemperatur war praktisch zu hoch für frei bewitterte Ingenieurbauwerke. In diesem und anderen Leistungsmerkmalen ist die Charakterisierung der Füllgüter nach DIN EN 1504-5 präziser.

Verglichen mit deutschen Regelungen wie „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten“ (ZTV-ING), der Instandsetzungs- oder der Instandhaltungsrichtlinie gibt es eine breite Übereinstimmung von Leistungsmerkmalen. Unterschiedlich sind teilweise die Prüfmethode. Zum Grundprinzip der harmonisierten europäischen Produktnormen gehört, dass die Prüfungen der Eigenschaften vom Hersteller durchgeführt werden (können).

7 Wege zum Ziel

Die Anwendung von Injektionsstoffen erfordert neben Füllgütern Pumpen, Packer und Hilfsstoffe. Ihre Verwendung wird vom Hersteller des jeweiligen Füllguts beschrieben. Für die Anordnung der Packer liegen allgemeine Empfehlungen vor. Für Risse, die ein Bauteil vollständig (Trennrisse) oder teilweise (Biegerisse) durchtrennen, ist einheitlich nur der Bezug auf die Risstiefe richtig. Orientiert an der Bauteildicke können Bohrkannäle für Bohrpacker ins Leere laufen und Klebepacker zu weit auseinanderliegen.

Ein besonderer Anwendungsfall ist die Injektion von Arbeitsfugen. Diese kann über Bohrpacker erfolgen oder über vorverlegte Injektionsschläuche. Selbst wenn dasselbe Füllgut injiziert wird, sind unterschiedliche Verwendbarkeitsnachweise zu führen. Die Verwendung von Injektionsschläuchen ist in Deutschland abgekoppelt von eingeführten nationalen Instandsetzungsrichtlinien anhand eines speziellen allgemeinen Prüfzeugnisses bauaufsichtlich zu belegen.

Für die Rissinjektion über Packer hat das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt), Referat I 4, nationale Prüfgrundsätze festgelegt. Diese weichen von harmonisierten europäischen Produktnormen ab und verstoßen so gegen europäische Vereinbarungen. Für die Injektion in Arbeitsfugen über Injektionsschläuche gelten die bauaufsichtlichen Bestimmungen des DIBt, Referat I 6. Das Füllgut wird hierfür eigenständig geprüft.

Ein zusätzlicher Nachweis ist für den Schutz der aquatischen Umwelt erforderlich, wenn über erdberührte Arbeitsfu-

gen oder Trennrisse polymerreaktive Füllgüter in Kontakt mit Boden und Grundwasser kommen können. Prüfgrundsätze zu Auswirkungen auf die aquatische Umwelt gibt ein weiteres DIBt Referat, Referat II 6 vor; Umweltschutz liegt in nationaler Verantwortung.

Bei all diesen teilweise widersprüchlichen Formalitäten dürfen sachkundige Planer die technische Aufgabe nicht aus den Augen verlieren, was jedoch bauaufsichtlich schwierig geworden zu sein scheint. Für ausführende Betriebe ist die baurechtliche Situation sogar noch kritischer. Denn neben der technisch-handwerklichen Aufgabe sind, seit bundesuneinheitlicher Vorgabe der Instandhaltungsrichtlinie des DIBt und bundesweit nicht angepassten Ausführungsregelwerken, der Ort der Ausführung und die Art des Verwendbarkeitsnachweises zu beachten.

Normung soll zur Förderung der Wirtschaft in ganz Europa mit harmonisierten europäischen Normen transparenter und einheitlicher gestaltet sein. Die Bundesrepublik Deutschland beauftragte 1975 das Deutsche Institut für Normung e. V. (DIN), die deutschen Interessen in die europäische Normung einzubringen. Das DIN nennt selbst als Arbeitsprinzip: „Normen sollen von denjenigen entwickelt werden, die sie später anwenden müssen.“ Normen sind Dokumente, die Anforderungen an Produkte, Dienstleistungen oder Verfahren festlegen. Sie schaffen somit Klarheit über deren Eigenschaften, erleichtern den freien Warenverkehr und fördern einen europäischen Technologievorsprung.

Es bleibt fraglich, ob dieses Ziel erreicht wird.

Literatur

- [1] Röhling, S., Meichsner, H.: Rissbildungen im Stahlbeton, Ursachen – Auswirkungen – Maßnahmen, Fraunhofer IRB Verlag, 2018.
- [2] DIN EN 206-1:2001-07, Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000
- [3] DIN EN 1992-1-1: 2011-01
Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [4] DIN EN 1504-5:2005-03: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität – Teil 5: Injektion von Betonbauteilen; Deutsche Fassung der EN 1504-5:2004
- [5] Abdichten von Bauwerken durch Injektion. ABI-Merkblatt, Hrsg.: Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen e. V. – STUVA –, 4. Auflage 2022, Fraunhofer IRB Verlag

Ausschreibung von Injektionsarbeiten – Unterschiede zwischen hydraulischen Bindemitteln und Kunstharzen

Injektionen sind ein bewährtes Verfahren in der Bautechnik, wobei Kunstharze und hydraulische Bindemittel zur Anwendung kommen. Jedes Injektionsgut erfordert ein angepasstes Einbauverfahren, dies sollte in einer Ausschreibung berücksichtigt werden. Nachfolgend werden die einschlägigen Normen und Merkblätter für Injektionsarbeiten vorgestellt und Empfehlungen für Ausschreibungen von Injektionsmaßnahmen gegeben. Der vorliegende Beitrag richtet sich vor allem an Auftraggeber, die Injektionsleistungen ausschreiben.

1 Einleitung

Nach C. Kutzner wird unter einer Injektion das Einpressen eines Injektionsmittels zur Reduzierung der Durchlässigkeit oder Verfestigung in Trennflächen, Poren oder Hohlräumen im Baugrund oder Bauwerksteilen verstanden [1]. Injektionen im Baugrund und in Bauwerken sind ein bewährtes Verfahren, seitdem Charles Berigny 1802 eine Schleuse bei Dieppe auf diese Weise reparierte [2]. Bereits vor mehr als 100 Jahren sind zu den hydraulischen Bindemitteln Injektionsmittel auf der Basis von Kunstharzen dazu gekommen. Beide Injektionsgüter werden heute erfolgreich im Baugrund und an Bauwerken eingesetzt und sind auf den ersten Blick vergleichbar, weisen aber doch einige wesentliche Unterschiede auf. Leider wird dies nicht immer in der Planung oder Ausschreibung ausreichend berücksichtigt. Besonders bei Bohr- und Injektionsarbeiten haben Fehler und Unstimmigkeiten in den Leistungsbeschreibungen gravierende Folgen für alle Projektbeteiligten.

2 Unterschiede zwischen hydraulischen Bindemitteln und Kunstharzen

Injektionen mit hydraulischen Bindemitteln und Injektionen mit Kunstharzen werden grundsätzlich für die gleichen Ziele wie Abdichten, Verfestigen oder Verfüllen angewendet. Mit beiden Injektionsgütern werden Maßnahmen im Baugrund und in Bauwerken ausgeführt. Eine typische Aufgabe ist die Herstellung eines Dichtungsschleiers im Baugrund. Um die Unterschiede zu verdeutlichen, wird die Herstellung eines Dichtungsschleiers mit Zementsuspension für eine Talsperre verglichen mit dem Einbau eines Dichtungsschleiers für eine Tiefgarage mit Kunstharzen.

Bei beiden Bauwerken wird das Injektionsgut über Bohrungen eingebracht. Für einen Dichtungsschleier an einer Talsperre sind Bohrungen mit einer Teufe von 50 m und mehr keine Seltenheit. Wenn die Bohrung als Kernbohrung ausgeführt wird, muss mit Kosten von mehr als 10.000 Euro für das Abteufen einer Bohrung gerechnet werden. Der Dichtungsschlei-

er der Tiefgarage wird in der Regel durch horizontale Bohrungen aus dem Bauwerk eingebracht. Eine solche Bohrung kann in wenigen Minuten abgeteuft werden und verursacht gegenüber der Bohrung für die Talsperre nur einen Bruchteil der Kosten.

In beiden Fällen wird die Injektionsbohrung mit einem Packer gegen das Austreten des Injektionsgutes aus dem Bohrlochmund abgedichtet (**Bild 1**). Die Anschaffung eines Packers und der Einbau hängen von dem Durchmesser der Bohrung und der gewünschten Einbautiefe ab. Für den Dichtungsschleier der Talsperre werden üblicherweise pneumatische Packer in das Bohrloch eingebaut. Für die Abdichtung der Garagenwand reichen einfache Kunststoffpacker, die das Bohrloch abdichten. Während pneumatische Packer mehrere hundert Euro kosten, sind mechanische Packer für Mauerwerk für weniger als 10 Euro erhältlich.

Umgekehrt verhält es sich bei den Preisen für das Injektionsgut. Während ein Liter eines hydraulischen Bindemittels nur wenige Cent kostet, muss bei Kunstharzen mit den mehrfachen Kosten gerechnet werden. Aus Kostengründen wird ein Planer für den Dichtungsschleier an der Talsperre daher die Anzahl der Bohrungen auf ein Minimum begrenzen. Gleichzeitig wird er durch den Einsatz eines geeigneten Injektionsgutes eine möglichst große Reichweite des Injektionsgutes anstreben und ein hydraulisches Bindemittel bevorzugen. Bei den relativ geringen Kosten für ein hydraulisches Bindemittel wird eher eine größere Menge an Injektionsgut in Kauf genommen, wenn damit die Anzahl der Bohrungen reduziert werden kann.

Die relativ kurzen Bohrungen für eine Tiefgarage können mit einfachen Bohrgeräten in kurzer Zeit abgeteuft werden. Damit fallen die Kosten für das Bohren weniger ins Gewicht. Wenn zusätzlich eine geringe Durchlässigkeit des Dichtungsschleiers gefordert wird, kommen Kunstharze zum Einsatz. Aufgrund des höheren Preises für das Injektionsgut wird der Planer anstreben, die Ausbreitung des Injektionsgutes zu reduzieren und dafür eine höhere Anzahl von Bohrungen in Betracht ziehen. Das Abdichtungsziel kann mit einem engen Bohrraster und mit einer Mengenbegrenzung des Injektionsguts für eine einzelne Bohrung erreicht werden.



Bild 1 Packer
links: Pneumatischer Packer
für Baugrundinjektionen;
rechts: Mechanischer Packer
für Mauerwerksinjektionen

Weitere Unterschiede ergeben sich beim Geräteeinsatz und der Baustelleneinrichtung. Bauzeiten von mehreren Monaten und Jahren sind bei einem Dichtungsschleier für ein Wasserbauwerk mit hydraulischen Bindemitteln nicht ungewöhnlich. Durch die kurzen Bohrungen und die geringere Menge des eingesetzten Injektionsguts nimmt der Einbau eines Dichtungsschleiers mit Kunstharzen erheblich weniger Zeit in Anspruch. In **Tabelle 1** sind die wesentlichen erwähnten Unterschiede exemplarisch gegenübergestellt.

Die Ausschreibung für einen Dichtungsschleier sollte diesen Unterschieden Rechnung tragen. Sofern die Bohrungen einen erheblichen Teil der Kosten der Maßnahme verursachen, sollten diese detailliert beschrieben werden. Ferner sind bei einer langen Bauzeit die Gerätevorhaltung und Stillstandszeiten, zum Beispiel durch Wettereinflüsse, zu beachten.

3 Ausschreibung – Ziel und Inhalt

In der Regel werden Bauleistungen in Deutschland nach der Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB) ausgeschrieben. § 7 der VOB/A Leistungsbeschreibung (1) 1 besagt: „Die Leistung ist eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, dass alle Unternehmen die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können.“ Hierin beinhaltet ist auch die Forderung, dass dem Auftragnehmer kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden darf [3].

Tabelle 1 Preisbeispiele für zwei Dichtungsschleier

	Dichtungsschleier Talsperre	Dichtungsschleier Tiefgaragenwand
Injektionsgut	Zementsuspension	Acrylatgel
Kosten	0,30 EUR/l	10,00 EUR/l
Bohrlänge	60 m	1 m
Bohrungsart	Kernbohrung	Vollbohrung
Zeitaufwand	2 – 3 Tage	0,5 Stunden
Kosten	300 EUR/m	30 EUR/Stück
Packerart	Pneumatischer Packer	Mechanischer Packer
Kosten	800 EUR/Stück	8 EUR/Stück
Bauzeit	2 Jahre	2 Wochen

Die Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) für Injektionsarbeiten werden in der VOB Teil C, gleich DIN 18309 Einpressarbeiten [4] behandelt. Unter Punkt 0 (Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung) werden die wesentlichen Angaben zur Baustelle und Ausführung aufgelistet und Abrechnungseinheiten vorgegeben. Die Beachtung dieser Hinweise ist Voraussetzung für eine ordnungsgemäße Leistungsbeschreibung gemäß §§ 7 ff. VOB/A. In der Ausschreibung sollte besonders Punkt 4 „Neben- und besondere Leistungen“ Berücksichtigung finden. Hier ist geregelt, für welche Leistungen zusätzliche Kosten geltend gemacht werden können.

4 Regelwerke und Merkblätter

Außer in der VOB werden Injektionsarbeiten in Normen, Regelwerken und Merkblättern beschrieben. Die Grundlage für Injektionsarbeiten bildet die DIN 12715 [5]. In dieser werden neben den wichtigsten Begriffen und einem Glossar alle gängigen Injektionsstoffe, Einbauverfahren, Prüfungen und Dokumentationen behandelt. Die Norm behandelt gleichermaßen hydraulische Bindemittel und Kunstharze. Eine hilfreiche Ergänzung zu dieser Norm ist der Kommentar der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik zur EN 12715 von 2016 [6]. Der Kommentar konzentriert sich auf den Einsatz von hydraulischen Bindemitteln. Sein Anhang enthält einen Vorschlag für ein Leistungsverzeichnis für Injektionsarbeiten.

Die wesentlichen Punkte für die Umsetzung auf der Baustelle, insbesondere die Abrechnung von Injektionsarbeiten, sind in der bereits erwähnten DIN 18309 [3] zu finden. Da die Normen des Deutschen Institutes für Normung (DIN) nicht auf alle Besonderheiten für Verfahren, Bauwerke oder Injektionsstoffe eingehen, werden diese durch Merkblätter und Regelwerke ergänzt.

Wichtige Hinweise und eine umfassende Beschreibung für die Abdichtung mit Kunstharzen enthält das ABI-Merkblatt (Abdichten von Bauwerken durch Injektion) [7] der STUVA, das jüngst in einer überarbeiteten Auflage erschienen ist.

Die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall gibt eine Sammlung technischer Regeln für die Wasserwirtschaft heraus. Dazu gehören die Merkblätter DWA-M506 [8] und DWA-M512-2 [9]. Das Merkblatt M-506 hat die Injektion mit hydraulischen Bindemitteln in Wasserbau-

werken aus Beton zum Inhalt. Im Merkblatt 512-2 werden flächenhafte Dichtungssysteme auch mit Kunstharzen behandelt.

Die Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege (WTA) e.V. ist Herausgeberin des WTA-Regelwerks. Die WTA-Merkblätter [10, 11, 12, 13, 14] umfassen technische Regeln zu den Bereichen Bauinstandsetzung, Fachwerk und Denkmalpflege. Sie erläutern sehr praxisorientiert mögliche Vorgehensweisen zur Sanierung – vom Merkblatt über nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile bis zum Sanierputz – und beinhalten Hinweise für Injektionsverfahren.

Standardleistungskataloge (StLK) sind eine nach Leistungsbereichen gegliederte Sammlung standardisierter, datenverarbeitungsgerechter Texte zur Beschreibung von Bauleistungen im Straßen- und Brückenbau [15] und im Wasserbau [16]. Die Kataloge werden von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen bzw. dem Bundesministerium Digitales und Verkehr (BMDV) herausgegeben und enthalten Textvorgaben für Ausschreibungen.

Im Folgenden wird anhand von zwei Beispielen gezeigt, warum es von Vorteil ist, Regelwerke zu lesen:

- a) Abschnitt 4.2.1. der DIN 18309 Einpressarbeiten [4]: „Wenn der Auftraggeber Zusätze für den Einpressstoff gefordert hat, ist die Entsorgung eine besondere Leistung.“ Bei einer Injektion mit hydraulischen Bindemitteln sind Zusatzstoffe wie eine Einpresshilfe oder Bentonit üblich und sinnvoll. Wenn die Ausschreibung nicht ausdrücklich eine andere Lösung vorgibt, gehen damit die Entsorgungskosten zu Lasten des Auftraggebers.
- b) Ähnliches gilt für den Reinigungsaufwand. Gemäß DIN 18309 sollte die Injektionszeit von Druckanstieg bis Ende der Druckhaltephase nach Zeit bezahlt werden. Dazu ist ein Reinigungsaufwand von bis 15 min pro Phase in Abschnitt 5 geregelt. Die Übermessungsregel nach VOB 18309 5.3: „Unterbrechungen des Einpressens, die zum Beseitigen von Störungen oder Verstopfungen nötig waren, werden bis zur Dauer von jeweils 15 min bei der Berechnung der Einpresszeit je Pumpe nicht abgezogen. Darüberhinausgehende Unterbrechungen, sofern diese vom Auftragnehmer zu vertreten sind, werden nicht berücksichtigt.“

5 Empfehlungen für eine Ausschreibung

Wenngleich die meisten Details in den Regelwerken behandelt werden, so bleiben doch einige Punkte offen, die in der Praxis immer wieder zu Diskussionen führen.

5.1 Baugrundrisiko

Nach der gängigen Rechtsprechung trägt der Auftraggeber das Baugrundrisiko. Eine funktionale Ausschreibung, die die Wahl der Bauausführung dem Bauunternehmen überlässt, ist keine Hilfe, wenn der Baugrund oder das Bauwerk nicht erschöpfend beschrieben werden können.

Das Baugrundrisiko kann durch eine Erkundung des Baugrundes und des Bauwerks sowie durch Feldversuche vor der eigentlichen Maßnahme vermindert werden. Dennoch sind „Überraschungen“ nicht ausgeschlossen, zum Beispiel können Bewehrungsseile oder Kiesnester im Beton oder nicht standfeste Bohrungen zu einem erheblichen Mehraufwand

und damit zu Mehrkosten führen. Bei einer tiefen Bohrungen mit mehreren Injektionsabschnitten muss möglicherweise die Injektion von oben nach unten ausgeführt werden (**Bild 2**). Hierbei wird der erste Injektionsabschnitt gebohrt und verpresst. Nach einer längeren Wartezeit zum Abbinden des Injektionsgutes wird der zweite Injektionsabschnitt gebohrt. Vorher muss der erste Abschnitt wieder aufgebohrt werden. Im Anschluss wird der zweite Abschnitt verpresst. Dieses Vorgehen muss möglicherweise bis zur Endteufe fortgesetzt werden. Damit verdoppeln sich die Bohrmeter und der Aufwand für Ein- und Ausbau des Gestänges vervielfacht sich. Mit der Verlängerung der Bauzeit verlängert sich auch die Geräteverhaltung.

Besondere Vorkommnisse während der Arbeiten, z. B. der Verlust einer Bohrung, eines Packers oder Umläufigkeit, sind häufig auf den Baugrund oder das Bauwerk zurückzuführen. Umläufigkeiten sind hydraulische Kurzschlüsse, die entstehen, wenn das Einpressgut am Packer vorbeiläuft, oder in Nachbarbohrungen bzw. unkontrolliert an der Oberfläche austritt. Wenn solche Vorkommnisse bereits in der Ausschreibung berücksichtigt werden, können manche Diskussion und Stillstandszeit auf der Baustelle vermieden werden.

Die beste Lösung, um das Baugrundrisiko zu reduzieren, sind Feldinjektionsversuche gemäß DIN 12715. Zwischen den Versuchen und der späteren Ausführung sollte genügend Zeit und Gelegenheit bleiben, um die Ausschreibung und damit die Preisfindung anzupassen.

5.2 Mengenerfassung

Eine Abrechnung ausschließlich nach Lieferschein reicht nur für sehr kleine und überschaubare Maßnahmen, wenn der Auftraggeber gewillt ist, die Leistung danach abzurechnen. Im Wasserbau reicht dies nicht aus. Eine Undichtigkeit an bzw. unter einer Talsperre ist nicht unbedingt ein wirtschaftliches Problem, weil Wasser verloren geht. Vielmehr verursacht Wasser unter einer Talsperre Auftrieb und reduziert damit die Standsicherheit. Daraus entsteht die Forderung, dass ein Dichtungsschleier lückenlos eingebaut werden muss. Eine vollständige Dokumentation der gesamten Injektionsarbeiten hilft bei der Qualitätssicherung und ist natürlich auch Grundlage für Aufmaß und Abrechnung. Zum Aufmaß gehört immer eine kontinuierliche Druck-Mengen-Erfassung der Injektionsarbeiten.

Bei einer großen Anzahl von Bohrungen, Injektionsabschnitten und Injektionsmengen empfiehlt sich der Einsatz einer speziellen Softwarelösung mit Datenbank (**Bilder 3 und 4**). Auch wenn der Aufwand zu Beginn höher ist, kann eine maßgeschneiderte Datenbank die Auswertung, die Dokumentation, die Erfolgsnachweise und die Abrechnung erheblich vereinfachen.

5.3 Mengenänderung, Verfügbarkeit und Änderung des Injektionsgutes

Vor Injektionsbeginn stellt sich häufig die Frage, welche Aufnahmemengen zu erwarten sind. Der Feldversuch ist eine wichtige Grundlage für Kalkulation und Ausführung. Eine Mengenbegrenzung für die Aufnahmemenge reduziert die Kosten, kann aber auch den Erfolg einer Maßnahme mindern oder einschränken.

Da spezielle Baustoffe extra für eine Maßnahme produziert werden und nur begrenzt lagerfähig sind, sollte dies in der Ausschreibung berücksichtigt werden. Wenn ein Baustoff

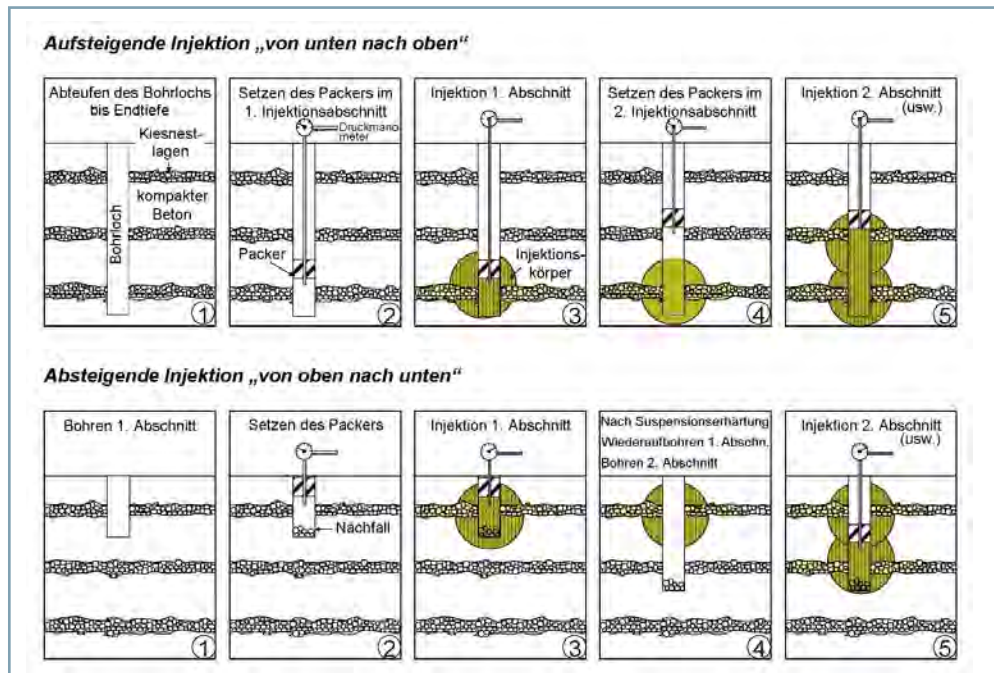


Bild 2 Arbeitsschritte bei Injektionen, Quelle: DWA 506 [8]
oben: Aufsteigende Injektion;
unten: Absteigende Injektion

nicht vollständig auf der Baustelle verbraucht werden kann, entstehen unnötige Kosten für Anschaffung, Transport und Entsorgung.

Wird im Laufe einer Injektionsmaßnahme das Einpressgut oder das Bohrverfahren geändert, muss ein neuer Preis gefunden werden, falls dies nicht bereits in der Ausschreibung berücksichtigt wurde. Nicht hilfreich sind Positionen mit einer Preisangabe für 1 l oder 1 kg eines alternativen Injektionsguts. Ein hoher Literpreis fällt bei der Angebotssumme nicht ins Gewicht, macht aber einen Unterschied, wenn die Menge auf mehrere Kubikmeter steigt.

5.4 Nachweis des Injektionserfolgs

Wenn der Erfolg einer Injektionsmaßnahme nachzuweisen ist, muss das Ziel der Injektion in der Ausschreibung genannt werden. Es reicht nicht, als Ziel „Abdichtung“ zu nennen. Es sollte die maximal zulässige Durchlässigkeit und wie diese ermittelt wird, benannt werden. Es ist einfach, wenn es um eine Trockenlegung einer Wand geht, aber schwierig, wenn die Durchlässigkeit im Baugrund vermindert werden soll.

Als Nachweis für eine Reduzierung von Wasserdurchlässigkeit im Baugrund sind in der Geotechnik Wasserabpressversuche sowie Pump- und Schluckversuche üblich. Zudem sind Kernbohrungen eine wichtige Hilfe, um die Injizierfähigkeit eines Baugrundes oder Bauwerkes zu prüfen und um die Wege des Injektionsgutes zu verstehen.

Das Setzungsverhalten kann mit Druckversuchen und Rammsondierungen geprüft werden, wenn zukünftige Setzungen reduziert oder vermieden werden sollen. Nicht geeignet als Nachweis sind Risse in einem Bauwerk, die durch eine Injektion verursacht wurden, oder das unkontrollierte Anheben eines Bauwerks.

Bei großflächigen Maßnahmen wird häufig das sogenannte Pilgerschrittverfahren (mit Halbierung der Injektionsabstände) angewendet. Hier wird eine Injektion mit einem groben Raster begonnen, im nächsten Schritt wird das Raster verdichtet. Bei der richtigen Wahl der Bohrlochabstände können Umläufigkeiten vermieden und über eine Abnahme der Injektionsmengen der Injektionserfolg nachgewiesen werden. Dies setzt eine lückenlose Dokumentation der Injektionsarbeiten voraus.

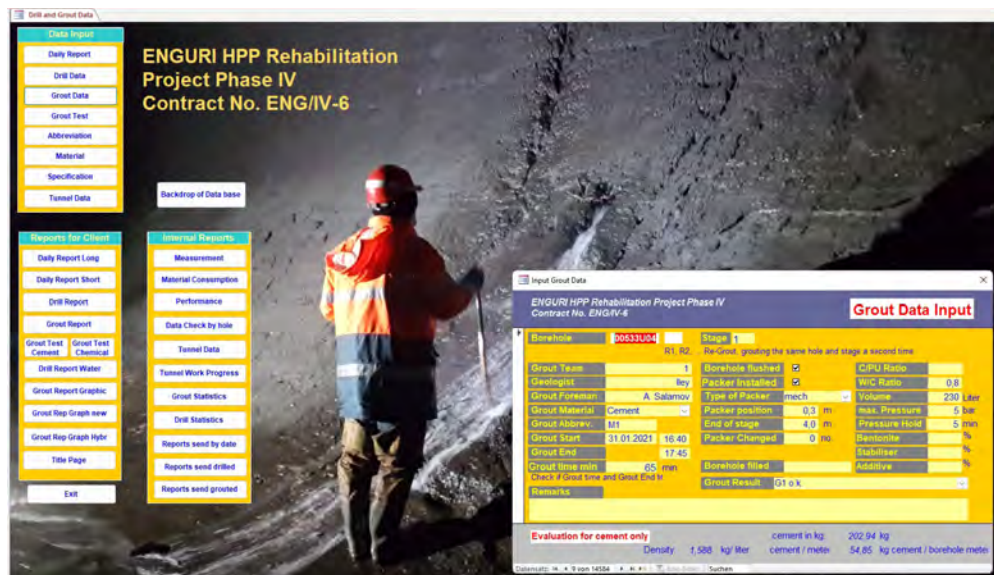


Bild 3 Eingabebeispiel für eine Datenbank

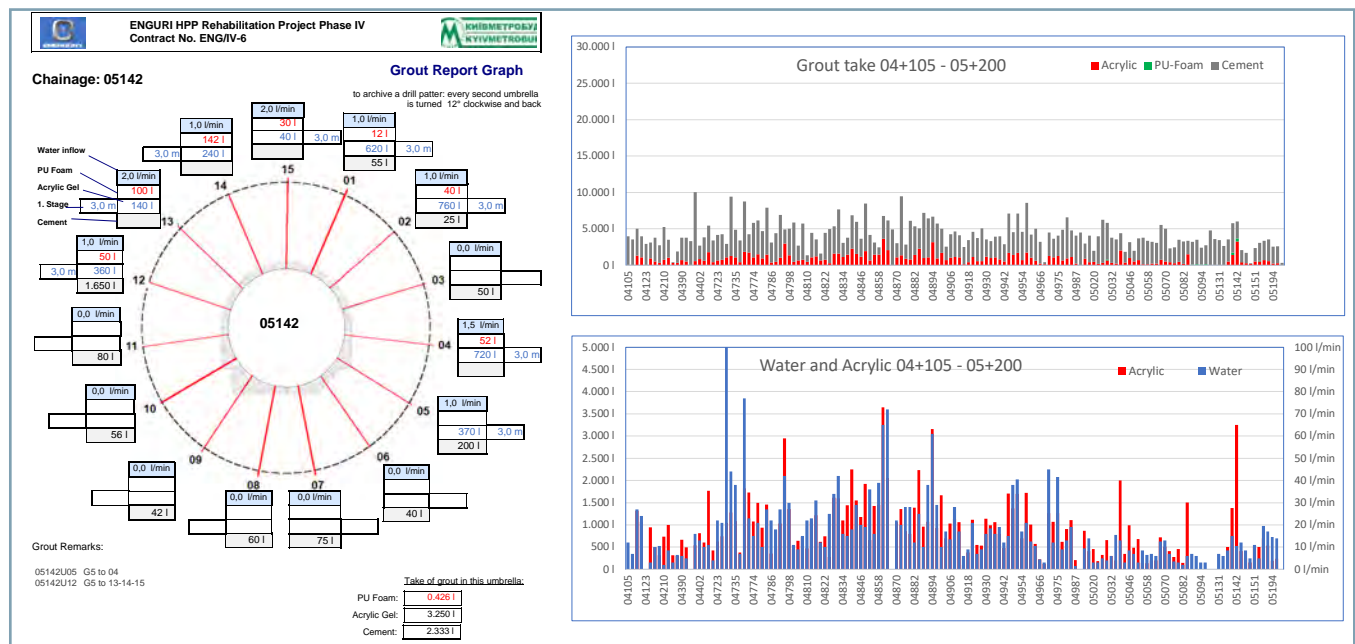


Bild 4 Auswertung mit einer Datenbank

5.5 Preissteigerungen

In den letzten Monaten sind die Preise für Energie, Baustoffe und die Lohnkosten erheblich gestiegen. Durch einen längeren Zeitraum zwischen Kalkulation und Bauführung oder bei langwierigen Baustellen entstehen für das ausführende Unternehmen erhebliche Preisrisiken. In der Ausschreibung können Risikoaufschläge auf den Abgabepreis mit Preisgleitklauseln und mit einer Entkopplung der Bauleistungen von Baustofflieferungen vermindert werden.

5.6 Genehmigung, Umweltbelastung

Durch eine Injektion werden fremde Stoffe in den Baugrund und damit in die Natur eingebracht. Nach dem Wasserhaushaltsgesetz (WHG) ist für „das Einbringen und Einleiten von Stoffen in Gewässer“ (§ 9 (1) 4) eine behördliche Erlaubnis oder Bewilligung erforderlich, „wenn sich das Einbringen nachteilig auf die Grundwasserbeschaffenheit auswirken kann“ (§ 49). In der Ausschreibung sollte benannt werden, welche Stoffe eingesetzt werden dürfen und ob Genehmigungen von Fachbehörden erforderlich sind.

6 Fazit

Ausschreibungen für Injektionsarbeiten müssen maßgeschneidert für das jeweilige Vorhaben erstellt werden. Es ist sinnvoll, wenn Fachleute schon während der Entwurfsphase und Ausschreibung hinzugezogen werden.

Literatur

- [1] Kutzner, Ch. (1991), Injektionen im Baugrund, Ferdinand Enke Verlag Stuttgart
- [2] Construction and Design of Cement Grouting; A.C. Houlby; John Wilbey and Sons Inc., (1990), Seite 271

- [3] VOB/A (Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil A) – Fassung 2019- DIN 1960 des Deutschen Vergabe- und Vertragsausschuss für Bauleistungen (DVA)
- [4] VOB/C DIN 18309:2019-09; Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Einpressarbeiten
- [5] DIN EN 12715:2021-01 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Injektionen
- [6] Kommentar der Österreichische Gesellschaft für Geomechanik zur EN 12715 Injektionen, Salzburg, 2016; 77 Seiten
- [7] ABI-Merkblatt, Abdichten von Bauwerken durch Injektion; Hrsg.: Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen e.V. – STUVA –, 4. aktual. u. erw. Aufl. 2022
- [8] Merkblatt DWA-M 506, Injektionen mit hydraulischen Bindemitteln in Wasserbauwerken aus Massivbeton, April 2018
- [9] Merkblatt DWA-M 512-2, Dichtungssysteme im Wasserbau – Teil 2: Flächenhafte Dichtungen an Massivbauwerken, Dezember 2016
- [10] WTA Merkblatt 5-20, Gelinjektion, 2009
- [11] WTA Merkblatt 4-6-14/D, Nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile, 11/2014
- [12] WTA Merkblatt 4-7-15/D, Nachträgliche mechanische Horizontalsperre, 04/2015
- [13] WTA Merkblatt 4-9-19/D, Nachträgliches Abdichten und Instandsetzen von Gebäude- und Bauteilssockeln; 11/2019
- [14] WTA Merkblatt 4-10-15/D, Injektionsverfahren mit zertifizierten Injektionsstoffen gegen kapillaren Feuchtetransport, 03/2015
- [15] Standardleistungskatalog für den Straßen- und Brückenbau (STLK), Herausgeber: FGSV
- [16] Standardleistungskatalog für den Wasserbau (STLK-W); Herausgeber: BMVI

Das überarbeitete Merkblatt „Abdichten von Bauwerken durch Injektion“ (ABI-Merkblatt 2022)

Seit Jahrzehnten ist die Injektionstechnik die Methode der Wahl, wenn Schäden in Form von Rissen und Undichtigkeiten an Fugen oder Bauteilen behoben werden müssen. Aber auch die Eigenschaften des Baugrunds lassen sich dadurch gezielt verbessern. Neben allein technischen Gründen sprechen häufig auch wirtschaftliche Gesichtspunkte für Injektionen. Da es für viele in diesem Zusammenhang eingesetzte Materialien und Verfahren keine Anwendungsnormen oder andere Regelwerke gibt, hat eine Arbeitsgruppe anerkannter Fachleute aus den Bereichen Planung, Materialherstellung, Ausführung und Materialprüfung unter dem Dach der STUVA das Merkblatt „Abdichten von Bauwerken durch Injektion (ABI-Merkblatt)“ erneut überarbeitet und erweitert. Dabei wurde das Bewährte aus der vorangegangenen Auflage übernommen und um neue, zukunftsweisende Themen ergänzt. Der vorliegende Beitrag stellt das nun in 4. Auflage erschienene ABI-Merkblatt kurz vor. Er geht auf Planungsempfehlungen, Injektionsstoffe, Verarbeitungstechniken, mögliche Leistungs- und Funktionsnachweise sowie Aspekte der Umweltverträglichkeit ein.

1 Einführung

Abdichtungen durch Injektionen müssen grundsätzlich geplant werden, da das Injektionsergebnis von einer Vielzahl von Randbedingungen abhängig ist und falsch angewendete Verfahren und Stoffe neben der nicht erreichten Abdichtung erhebliche Folgeschäden an Bauwerken hervorrufen können. Mit der Planung von Abdichtungsinjektionen sollte immer ein Fachplaner mit ausreichender Erfahrung beauftragt werden, der aus dem konkreten Schadensbild unter Berücksichtigung vorhandener Bauunterlagen die Schadensursachen feststellt und angepasst an die bestehende bzw. zu erwartende Wassereinwirkung Injektionsverfahren und Instandsetzungsziel festlegt.

Je nach Nutzungsanforderungen an das Bauwerk kann das Instandsetzungsziel zum Beispiel in einer temporären oder dauerhaften Reduzierung von Wassereintritt und Wasserdurchfluss bestehen oder im Erreichen von festgelegten Dichtigkeitsklassen, wie sie in den ZTV-ING, Teil 7 für Straßentunnel gefordert sind. Wichtig bei der Festlegung des zu erreichenden Zieles ist unter anderem der Zeitpunkt seines Erreichens und die dafür erforderlichen flankierenden und/oder zusätzlichen Maßnahmen. Die Fachplanung von Abdichtungsinjektionen muss mindestens die nachfolgend aufgeführten Aspekte berücksichtigen.

1.1 Ermittlung von Schadensumfang und Ursache

Die Ermittlung von Schadensumfang und möglichen Ursachen umfasst insbesondere folgende Punkte:

- Durchführung von Voruntersuchungen zur Ermittlung von Art, Anordnung und Aufbau ggf. vorhandener Abdichtungen und deren Zustand,

- Erkundung von Dränagen oder anderen Randbedingungen, die Einfluss auf die Abdichtung haben können,
- Durchführung von Leckageortungen und Sammlung von Informationen zu Art und Umfang der Feuchteschäden,
- Ausschluss anderer Ursachen für die Feuchteschäden wie Leitungsschäden, bauphysikalisch bedingte Durchfeuchtungen, Verhalten von Nutzern.

1.2 Ermittlung der Wassereinwirkung

Die bestehende und künftige Wassereinwirkung auf die Abdichtung ist unter Berücksichtigung der aktuellen und künftigen Nutzung zu ermitteln. Für erdberührte Bauteile ist grundsätzlich zwischen den Wassereinwirkungen „Bodenfeuchtigkeit/nicht drückendes Wasser“ und „drückendes Wasser“ zu unterscheiden. Dabei sind der gegenwärtige Zustand und gegebenenfalls künftig zu erwartende Veränderungen auf die Wassereinwirkung zu betrachten. Hilfsmittel für die Beurteilung sind Baugrundgutachten, hydrogeologische Karten, Prognosen zu Veränderungen des Grundwasserspiegels (z. B. in ehemaligen Braunkohletagebauebenen) oder Beobachtungen an benachbarten Gebäuden.

1.3 Aufstellen eines Abdichtungskonzepts

Der Fachplaner erstellt unter Berücksichtigung der vorangehend benannten Untersuchungen und Überlegungen sowie unter wirtschaftlichen und technischen und – wenn notwendig – betrieblichen oder denkmalpflegerischen Gesichtspunkten ein Abdichtungskonzept als Grundlage für die Ausführungsplanung. Das Abdichtungskonzept (Vor- und Entwurfsplanung) sollte mindestens folgende Überlegungen enthalten, die schriftlich zu fixieren sind:

- Grundlagen der Abdichtungsplanung (Schadensaufnahme und -beschreibung, Ergebnisse der Voruntersuchungen, bestehende und künftige Wassereinwirkung)
- Vorhandene und später vorgesehene Nutzung
- Abdichtungsziel
- Auf die künftige Nutzung abgestimmte, zu beachtende Randbedingungen
- Lösungsmöglichkeiten (Verfahren und gegebenenfalls Alternativen etc.)
- Verfahrensauswahl
- Materialvorauswahl
- Ausführungszeiten
- Angaben zur Qualitätssicherung

Das mit dem Bauherrn abgestimmte Abdichtungskonzept ist Grundlage für die Ausführungsplanung. Da die Standsicherheit zu jedem Zeitpunkt während und nach den Abdichtungsarbeiten gewährleistet sein muss, ist jedes abzudichtende Bauwerk in Bezug auf Injektionen wie ein Ingenieurbauwerk zu betrachten. Je nach Injektionsmaßnahme können zusätzliche behördliche oder unternehmensinterne Genehmigungen erforderlich werden. Injektionen, die im Baugrund oder Grundwasser ausgeführt werden, benötigen in der Regel behördliche Genehmigungen, zum Beispiel von der unteren Wasserbehörde.

1.4 Flankierende Maßnahmen

Flankierende Maßnahmen vor, während und nach Fertigstellung der Abdichtungsinjektionen dienen dem Erreichen des Abdichtungsziels. Sie können unter anderem nachfolgend aufgeführte Einzelmaßnahmen umfassen.

1.4.1 Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit

Der mit der Abdichtungsplanung beauftragte Fachplaner muss einschätzen, ob bei den nachträglichen Abdichtungsmaßnahmen Sicherungen oder Verstärkungen der Tragkonstruktion erforderlich werden. Gegebenenfalls ist ein Tragwerksplaner hinzuzuziehen. Die Abstimmung und Koordinierung von Maßnahmen zur Gewährleistung der Standsicherheit gehören zum Umfang der Fachplanung Abdichtung.

1.4.2 Schutzmaßnahmen

Vorhandene Ver- und Entsorgungsleitungen sowie Drägen etc. sind vor thermischer und mechanischer Beschädigung sowie Materialeintritt zu schützen. Negative Auswirkungen auf Nachbarbebauung sowie Umwelt und Grundwasser sind durch geeignete Maßnahmen zu verhindern. Unter Umständen kann ein Grundwassermonitoring erforderlich sein.

1.4.3 Reduzierung der Wasserdruckbeanspruchung

Die Reduzierung der Wasserdruckbeanspruchung kann für den Zeitraum der Injektion oder für die neu herzustellende Abdichtung durch Wasserentlastung wie Dränagesysteme erforderlich sein. Eine dafür notwendige Einleitungsgenehmigung ist im Vorfeld einzuholen. Bei einer dauerhaften Nutzung ist die regelmäßige Wartung der entsprechenden Entlastungssysteme einzuplanen.

1.4.4 Bauphysikalische Maßnahmen

Sofern die vorhandenen Feuchteschäden zusätzlich auf bauphysikalische Ursachen zurückzuführen sind, muss der Fach-

planer erforderliche Maßnahmen zur Abstellung dieser Ursachen (z. B. Wärmedämmung, Entsalzung, Lüftung) planen.

1.4.5 Trocknungsmaßnahmen

Nach Abschluss der Abdichtungsmaßnahmen kann eine Trocknung der durchfeuchteten Bauteile erforderlich werden. Eine Beschleunigung kann durch den Einsatz zusätzlicher Trocknungsmaßnahmen (z. B. Kondensationsentfeuchter, Lüftungsregime etc.) oder durch entsprechende Nutzungsvorgaben erreicht werden. Art und Umfang sind vom Fachplaner vorzugeben.

2 Injektionsstoffe

Im ABI-Merkblatt werden die am häufigsten eingesetzten Injektionsstoffe für abdichtende Injektionen beschrieben. Dazu zählen Acrylatgele ebenso wie Polyurethanharze, Silikatharze, Epoxidharze und Zementsuspensionen.

Jede Bindemittelgruppe enthält Harze mit allgemeinen und besonderen Eigenschaften. Hinzu kommen Zementsuspensionen mit betontypischen Eigenschaften. Sonderprodukte und Kombinationsprodukte unterschiedlicher Rohstoffbasen, über die noch keine ausreichenden Anwendungserfahrungen vorliegen, werden informativ erwähnt.

2.1 Injektionsstoffe auf Acrylatbasis

Injektionsstoffe auf Acrylatbasis bestehen bis auf wenige Ausnahmen aus Stammkomponente, Katalysator, Initiator und Wasser, die durch Reaktion mehrerer Komponenten eine Gelstruktur ausbilden. Aus zwei verarbeitungsfertigen, niedrigviskosen Komponenten entsteht ein weich- bis gummi-elastischer Gelkörper. In die Gelstruktur ist Wasser über hydrophile Seitengruppen eingelagert. Acrylatgele können weiteres Wasser aufnehmen und quellen. Damit sie nicht schwinden, dürfen sie nur in erdberührte oder wasserberührte Bauteile injiziert werden.

Neben den wasserreichen Acrylatgelen werden auch feststoffreiche Acrylatgele eingesetzt. In diesen Produkten wird das Wasser durch wässrige Polymerdispersionen ersetzt. Dadurch werden Volumenstabilität, Haftung und mechanische Stabilität deutlich verbessert.

2.2 Injektionsstoffe auf Polyurethanbasis

Injektionsstoffe auf Polyurethanbasis sind als Polyurethanharze, Polyurethanschäume und Polyurethangele bekannt. Die Hauptrohstoffe für die unterschiedlichen Produkte sind Polyole und Isocyanate. Die Isocyanate bewirken eine besondere Feuchtereaktivität.

Polyurethanharze können hydrophob oder hydrophil eingestellt sein. Dementsprechend verdrängen sie Wasser oder reagieren intensiv damit. Gesteuert expandierende Harze bleiben trotz starker Volumenzunahme wasserdicht. Sie besitzen eine feinzellige Porenstruktur.

Reine Polyurethanschäume vergrößern ihr Volumen durch Porenbildung um ein Vielfaches. Es entstehen offenzellige bzw. wasserdurchlässige Strukturen. Injektionen mit Schäumen sind daher nur temporär wirksam und nicht dauerhaft abdichtend. Deshalb ist für die sichere Abdichtung eines wasserführenden Risses die nachfolgende Injektion der Schaum-

struktur mit einem nicht schäumenden Polyurethanharz notwendig (zweistufige Injektion).

Expansionsharze vergrößern ihr Ausgangsvolumen unter Mitwirkung von Wasser ebenfalls um ein Vielfaches. Durch kontrollierte Wasseraufnahme und gesteuerte Expansion bilden sie geschlossene Zellstrukturen und dichten daher dauerhaft gegen Wasser ab. Beim Einsatz von schnell reagierenden Expansionsharzen ist auch gegen fließendes Wasser keine Vorinjektion von Polyurethanschaum erforderlich (einstufige, kombinierte Injektion). Sie besitzen vorteilhafte Verformungseigenschaften in breiten Rissen mit großer Rissbreitenänderung. Das qualifiziert sie auch für sehr breite Risse und Raumfugen.

Polyurethanegele stellen eine Sonderform der Polyurethanschäume dar. Werden diese besonderen Polyurethan-Prepolymere in wassergefüllte Bereiche injiziert, kommt es neben der Schaumreaktion (unter Abspaltung von Kohlendioxid) zu einer Reaktion der hydrophilen Seitengruppen mit dem vorhandenen Wasser. Diese Reaktion überwiegt im Vergleich zur Schaumreaktion, weshalb das gesamte Reaktionsprodukt als Gel betrachtet werden kann.

2.3 Injektionsstoffe auf Epoxidharzbasis

Epoxidharze werden seit vielen Jahren zur kraftschlüssigen Injektion von Rissen in Betonbauwerken verwendet. Sie dichten gleichzeitig ab und sind besonders chemisch beständig.

Injektionsstoffe auf Epoxidharzbasis sind zweikomponentige Produkte, bestehend aus einer Epoxidharz- und einer Aminhärterkomponente. Das ausgehärtete Epoxidharz zeichnet sich durch eine hohe Festigkeit aus, die deutlich über der des Betons liegt.

Elastische Epoxidharze spielen in der Injektion von Bauwerken nur eine untergeordnete Rolle, da Polyurethane und Acrylatgele deutlich besser für das dehnfähige Füllen von Rissen im Beton geeignet sind.

2.4 Injektionsstoffe auf Silikatbasis

Prinzipiell bestehen Injektionsstoffe auf Silikatharzbasis aus einer A-Komponente, die Natrium- oder Kaliumwasserglas-Lösungen enthält, und einer B-Komponente auf Basis von polymeren Diisocyanaten oder Polyurethan-Prepolymeren. Abhängig von der Formulierung können feste bis zäh-elastische Silikatharze als stabile, viskose Emulsion kein Wasser aufnehmen und nicht schäumen. Es können aber auch schäumende Silikatharze (Silikatschäume) rezeptiert werden. Silikatharze haben den Vorteil der Schwerentflammbarkeit.

3 Anforderungen an Injektionsstoffe

3.1 Allgemeine Anforderungen

Die nachträgliche Abdichtung von Bauwerken mit Feuchteschäden erfordert leistungsfähige Injektionsstoffe, die neben den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit auch den häufig auftretenden Schwierigkeiten durch eingeschränkte Zugänglichkeit und den Nutzungsanforderungen Rechnung tragen müssen. Für Injektionsstoffe zu Abdichtungszwecken bestehen allgemeine Anforderungen, die von allen Materialien erfüllt werden müssen, auch wenn die einzelnen Eigenschaften abhängig vom Einsatzbereich von unterschiedlich großer Bedeutung sind.

Die vorangehend vorgestellten Injektionsstoffe eignen sich grundsätzlich für abdichtende Injektionen, sind aber nicht gleichermaßen gut für alle Anwendungen geeignet. Die Auswahl für konkrete Maßnahmen muss in Abstimmung mit den Planungsvorgaben des konkreten Bauvorhabens erfolgen.

Die wesentlichen Kennwerte, mit denen sich die Injektionsstoffe charakterisieren lassen, müssen bereits im technischen Datenblatt aufgeführt sein. Dazu zählen die nachfolgenden Mindestinformationen, Kennwerte bzw. Eigenschaften:

- Materialbasis, Komponentenanzahl, Mischungsverhältnis
- Reaktionszeit in Abhängigkeit von der Temperatur
- ggf. Reaktionszeit in Abhängigkeit von Mischungsverhältnissen und äußeren Randbedingungen
- Einsatztemperaturen (niedrigste und höchste Anwendungstemperatur)
- Viskosität und Dichte der Einzelkomponenten
- Mischviskosität
- Verarbeitungszeit in Abhängigkeit von der Temperatur
- Empfohlene Anwendungsbereiche und ggf. Grenzen
- Lagerungsbedingungen, Sicherheitsbestimmungen, Entsorgung

Alle wesentlichen Eigenschaften polymerer Injektionsstoffe sind zeit-, temperatur- und im Fall von quellfähigen Injektionsstoffen auch wassergehaltsabhängig. So verlängert sich mit sinkender Temperatur die Reaktionszeit des Materials. Eine Verringerung der Materialtemperatur um ca. 15 K führt etwa zur Verdoppelung der Reaktionszeit.

Für die in der Regel mehrkomponentigen Injektionsstoffe stellt die Reaktionszeit eine wichtige Kenngröße dar. Die Bestimmung dieser charakteristischen Eigenschaft kann auf Basis sehr unterschiedlicher Prüfnormen erfolgen, da es für die Reaktionszeit von Injektionsstoffen keine einheitliche Definition gibt. Allgemein kennzeichnet diese Kenngröße den Übergang vom flüssigen in den festen Zustand bzw. die Zeit nach dem Anmischen, nach der das Material nicht mehr injizierbar (verarbeitbar) ist.

Tabelle 1 fasst wesentliche Prüfnormen zusammen, auf deren Grundlage Reaktionszeiten für Injektionsstoffe angegeben werden können. Es wird deutlich, wie unterschiedlich die Reaktionszeit und die Reaktionszustände durch die Prüfverfahren beschrieben werden. Daher ist die Angabe des Prüfverfahrens, nach dem die Reaktionszeit ermittelt wurde, auf den Datenblättern von großer Bedeutung für die Verwendung. Das betrifft in besonderem Maße auch die Hybridinjektionsstoffe, bei denen die unterschiedlichen Bestandteile zu einem teils von den Ursprungseigenschaften der Einzelstoffe abweichenden Verhalten führen können.

Neben den bereits genannten Kennwerten sind für die Auswahl von Injektionsstoffen Informationen zu Anwendungseigenschaften von Bedeutung. Nicht immer sind alle notwendigen Eigenschaften bekannt oder ermittelt worden. Daher sollten Injektionsstoffe, die für Abdichtungsinjektionen eingesetzt werden, einen Eignungsnachweis besitzen. Der Eignungsnachweis umfasst die Ermittlung materialtypischer Stoff- und Leistungseigenschaften zur Charakterisierung der Injektionsstoffe und zum Nachweis der Anwendbarkeit, Funktionsfähigkeit und zur Festlegung von Anwendungsgrenzen.

Die Eigenschaften der meist aus mehreren Einzelkomponenten bestehenden Injektionsstoffe können in begrenztem Umfang durch Variation der Mischungsverhältnisse oder

Tabelle 1 Prüfnormen zur Bestimmung der Reaktionszeit

Norm / Vorschrift	Begriff	Definition
DIN EN 1504-5 (06.2013) Prüfung nach EN ISO 9514 (07.2005)	Topfzeit Verarbeitungszeit Reaktionszeit	Zeit, die der frisch angemischte Rissfüllstoff benötigt, um <ul style="list-style-type: none"> bei Rissfüllstoffen mit reaktivem Polymerbindemittel einen Temperaturanstieg um 15°C (oder den höchstmöglichen Temperaturanstieg, falls er weniger als 15°C beträgt) zu erreichen; oder eine Viskosität von 1.000 mPa·s zu erreichen; oder bei Rissfüllstoffen mit einem hydraulischen Bindemittel eine festgelegte Verringerung der Eindringstabilität zu erreichen
DIN EN 14022 (06.2010)	Topfzeit Verarbeitungszeit	Zeitraum, in dem ein Mehrkomponentenklebstoff verwendet werden kann, nachdem dessen Bestandteile vermischt worden sind
DIN 16945 (03.1989) nach DIN 16945 und DIN ISO 2535	Gelierzeit	Zeitspanne zwischen Beginn der Prüfung und dem Zeitpunkt, an dem die Reaktionsharzmasse vom flüssigen in den gelierten Zustand übergeht
DIN EN 12715	Abbindedauer Kippzeit	Zeit, nach der sich das Injektionsgut nicht mehr wie eine Flüssigkeit verhält; Prüfung durch Kippen oder Umdrehen eines Becherglases; Die Abbindedauer ist temperatur- und volumenabhängig
ASTM D7487 DIN EN 14319-1 D	Reaktionszeit / Fadenzugzeit	Zeit, die zwischen dem Beginn des Rührvorgangs der zu mischenden Komponenten und dem Moment verstreicht, in dem mit Hilfe eines in die Oberfläche des Schaums eingebrachten Metall- oder Holzstabes ein Polymerfaden aus der Schaumoberfläche gezogen werden kann oder der Holzstab auf Grund gelierten Materials nicht mehr eingestochen werden kann – sehr subjektive Wahrnehmung
ASTM D7487	Steigzeit (free rise time – end of rise time)	Zeitpunkt, zu dem die Expansion des Schaums visuell wahrnehmbar stoppt

durch unterschiedliche Zusätze verändert werden. Die Zusammensetzung und indirekt auch die Reaktionszeit wirken sich auf die Ausbildung der Kettenlängen und damit die Netzwerkstruktur aus. Von der Polymerstruktur hängen wiederum die mechanischen Eigenschaften in Bezug auf Elastizität und Stabilität ab. Veränderungen der Mischungsverhältnisse sind nur zulässig, wenn der Hersteller dazu in den Produktunterlagen ausdrücklich Vorgaben macht.

Für Injektionsstoffe, die bereits in technischen Regelwerken wie in DIN 1504-5 beschrieben sind, gelten die dort für die konkreten Anwendungen getroffenen Bestimmungen. Diese können selbstverständlich auch für andere Anwendungen herangezogen werden und müssen gegebenenfalls durch weitere Vorgaben ergänzt werden.

Für alle nicht in technischen Regelwerken aufgeführten Injektionsstoffe sowie bei Anwendungen für Abdichtungsinjektionen außerhalb von Regelwerken sollten die im ABI-Merkblatt beschriebenen Nachweise gefordert werden, sofern keine anwendungsbezogene allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, ETA oder eine freiwillige technische Dokumentation nach § 85 der Musterbauordnung (MBO) die Eignung für spezielle Anwendungen bescheinigt.

Tabelle 2 (die nicht im ABI-Merkblatt enthalten ist) gibt einen exemplarischen Überblick, wie derartige allgemeine Anforderungen formuliert werden können.

3.2 Besondere Anforderungen

Bei Spezialanwendungen wie im Tunnelbau gehen die Anforderungen an Materialien und Verfahren häufig über die in Regelwerken geforderte Leistungsfähigkeit hinaus oder es werden zusätzlich besondere objektbezogene Anforderungen

gestellt. In der Regel existieren für den Nachweis besonderer Eigenschaften keine genormten Prüfverfahren, sodass die Prüfung nicht nur für die Materialhersteller, sondern auch für die Prüfanstalten eine Herausforderung darstellt. Prüfungen erfordern in aller Regel gemeinsam abgestimmte Prozedere und besondere Fachkenntnisse bei der Bewertung von Ergebnissen.

Beispiele für besondere Anforderungen sind unter anderem:

- Dichtigkeit flächiger und/oder partieller Injektionsabdichtungen unter Einwirkung von Wasserdruck und Drücken > 7 bar
- Beständigkeit der Abdichtung unter Einwirkung stark alkalischer, stark sulfathaltiger Wässer oder Flüssigkeiten mit besonderen Eigenschaften
- Nachweis verfestigender oder abdichtender Eigenschaften im Baugrund
- Umweltauswirkung und Deponierfähigkeit von Baustoffgemischen mit Injektionsstoffen
- Dauerhaftigkeit und Nutzungsdauer von Injektionsabdichtungen
- Fließverhalten und Verteilung von Injektionsstoffen im Injektionsgebiet
- Haftung an Untergründen (Beton, Mauerwerk, Gestein, Abdichtungsbahnen, Altabdichtungen etc.)
- Verträglichkeit zu angrenzenden Baustoffen, Gesteinen, Abdichtungsprodukten
- Quelldruckentwicklung bei behinderter Verformung von quellfähigen Injektionsstoffen

Tabelle 2 Allgemeine Anforderungen an Injektionsstoffe (Exemplarische Darstellung)

Eigenschaft	Stoffabhängige Parameter	Anforderung in Abhängigkeit vom Einsatzzweck
Verarbeitbarkeit	Temperatur- und mischungsabhängige Verarbeitungszeit, Abbindedauer, Aushärtungsdauer und -verlauf ggf. in Abhängigkeit von Wasser im Injektionsgebiet	Kurz, d. h. < 1 min: Stoppen von Wassereinbrüchen Lang, d. h. > 20 min bei einkomponentiger Verarbeitung: gezielter Aufbau von Abdichtungsebenen, Erreichen entfernter wasserführender Schichten
	Mischungsstabilität	gegeben
	Viskosität, Injizierfähigkeit	< 50 – 100 mPa·s: Füllen feiner Spalten und Risse ggf. auch auf langen Transportwegen mit geringen Injektionsdrücken > 100 mPa·s: Injektion mit höherem Druck
	Oberflächenspannung	niedrig
	pH-Wert Mischung	pH-Wert ≥ 6
Gleichbleibende Qualität	alle Parameter, Verarbeitungseigenschaften	gleichbleibende Qualität der Verarbeitungseigenschaften
Wasserdichtheit	Wasserdichtheit von Rissfüllstoffen im Riss	wasserdicht bei $2 \cdot 10^5$ Pa (2 bar) bzw. bei $7 \cdot 10^5$ Pa (7 bar) Permeabilität $k < 10^{-9}$ m/s
Wasserbeständigkeit	Volumen- und Masseänderung bei Wasserlagerung und Trocknung, ggf. bei mehreren Zyklen	allgemein: keine negative Veränderungen wie Auflösung oder Abspaltung von Bestandteilen quellfähige Materialien: Erreichen eines konstanten Niveaus bei ständiger Wasserlagerung, Reversibilität des Verhaltens
Mechanische Stabilität	Druck- oder Biegezugfestigkeit, Zugfestigkeit, Haftung, Dehnfähigkeit	Mindestfestigkeiten: Keine wesentliche Veränderung unter Wassereinwirkung
Verträglichkeit mit Beton	Alkalibeständigkeit von Injektionsstoffen	Keine wesentliche Veränderung (d. h. < 20 %) der mechanischen Eigenschaften oder Verlust des Formänderungsvermögens nach Alkalilagerung
Verträglichkeit mit anderen Bauprodukten	Auswirkung auf polymere Einlagen, Verhalten bei Kontakt mit Abdichtungen, keine Begünstigung von Korrosion der Bewehrung	Keine wesentliche Änderung Veränderung (d. h. < 20 %) der mechanischen Eigenschaften nach Kontaktlagerung über mindestens 70 Tage
Umweltverträglichkeit	Bewertung der aus den Injektionsstoffen eluierenden Inhaltsstoffen	Keine Abgabe gefährlicher Stoffe während der Erhärtung und im ausgehärteten Zustand Rezeptur frei von organischen Lösemitteln, Acrylamid und/oder N-Methylolacrylamid, Toluylendiisocyanaten (TDI), Phthalatweichmachern

Tabelle 3 Anforderungen bezüglich biologischer Auswirkungen auf das Grundwasser, Auszug aus: MVV-TB 2021/1

Parameter	Prüfung während der Reaktion der Materialien	Prüfung von ausreagierten Materialien
TOC	Angabe in mg/l	Angabe in mg/l
Algentest nach DIN EN ISO 8692:2012-06	$G_A \leq 8$	$G_A \leq 4$
Daphnientest nach DIN EN ISO 6341:2013-01	$G_D \leq 8$ (nach 24 h)	$G_D \leq 4$ (nach 24 h)
Leuchtbakterien-Lumineszenz-Hemmtest nach DIN EN ISO 11348-1 bis DIN EN ISO 11348-3:2009-05	$G_L \leq 8$	$G_L \leq 8$
Leuchtbakterien-Zellvermehrung nach DIN 38412-37:1999-04, wenn $G_L > 8$	$G_{LW} \leq 2$	$G_{LW} \leq 2$
Fischartest nach DIN EN ISO 15088:2009-06	$G_{EI} \leq 6$	$G_{EI} \leq 6$
umu-Test auf erbgutveränderndes Potenzial nach ISO 13829:2000-03	$G_{EU} \leq 1,5$	$G_{EU} \leq 1,5$
Biologische Abbaubarkeit, wenn TOC > 10 mg/l	„leicht biologisch abbaubar“ gemäß OECD 301:1992-07	„leicht biologisch abbaubar“ gemäß OECD 301:1992-07

3.3 Umweltverträglichkeit

Bei Abdichtungsinjektionen können die Injektionsstoffe mit Boden und Grundwasser in Kontakt treten. Zum Schutz der Umwelt dürfen daher nur nichttoxische, umweltverträgliche Injektionsmaterialien verwendet werden. Die zum Einsatz kommenden Injektionsstoffe müssen frei sein von:

- organischen Lösemitteln
- Acrylamid
- N-Methylolacrylamid
- Toluylendiisocyanaten (TDI)
- Phthalatweichmachern
- SVHC-Inhaltsstoffe (besonders besorgniserregende Stoffe)
 - Anteil < 0,1 %

Zur Erfüllung der in der Musterbauordnung (MBO) formulierten Grundsatzanforderungen ist sicherzustellen, dass durch Maßnahmen zur nachträglichen Abdichtung weder eine schädliche Bodenveränderung noch eine Grundwasserverunreinigung hervorgerufen wird. Eine Konkretisierung der allgemeinen Anforderungen an Injektionsstoffe hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf Boden und Gewässer ist in der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Anhang 10 ABuG enthalten. Hier sind die aktuellen Anforderungen an Inhaltsstoffe und an die Freisetzung gefährlicher Stoffe zusammengestellt, die zur Erfüllung der Anforderungen des Umweltschutzes nötig sind.

Für Injektionsstoffe muss über spezielle Prüfungen nachgewiesen werden, dass während der Erhärtung und im ausre-

agierten Zustand keine unzulässige Freisetzung gefährlicher Stoffe erfolgt. Dazu werden auf Basis von DIN 19631 praxisnah während der Aushärtung von Injektionsstoffen Eluate gewonnen, deren anorganische und organische Inhaltsstoffe bestimmt und ihre Auswirkung auf biologische Systeme untersucht werden.

An den zeitabhängig gewonnenen Eluaten werden die allgemeinen (pH-Wert, elektrische Leitfähigkeit, Geruch, Färbung, Trübung) und stofflichen Parameter (u. a. TOC-Gehalt = Total Organic Carbon) ermittelt und mit Geringfügigkeitschwellen verglichen. Aus drei Eluatfraktionen mit den höchsten TOC-Werten wird ein Mischeluat hergestellt. An diesem Mischeluat und einer Eluatfraktion, bei der der TOC auf den Ausgangswert des umströmenden Wassers zurückgegangen ist, werden die biologischen Auswirkungen der eluierten Bestandteile untersucht und den Anforderungen der MVV TB gegenübergestellt (**Tabelle 3**).

Der in den aquatischen Tests ermittelte G-Wert entspricht der Verdünnungsstufe, die erforderlich ist, damit eine Mischung der Eluatprobe mit Verdünnungswasser keine akute Toxizität gegenüber den Testorganismen besitzt.

Unter besonderen Randbedingungen kann die Eluatherstellung auch auf Grundlage von DIN CEN/TC 16637-2 mit dem DSLT-Verfahren erfolgen. Mit diesem Test wird die Freisetzung von anorganischen und/oder nichtflüchtigen organischen Stoffen je Oberflächeneinheit aus einem bereits ausgehärteten Produkt, das sich in einer wässrigen Lösung befindet, in Abhängigkeit von der Zeit ermittelt.

Bauwerksabdichtung

Sanierung von erdüberdeckten Dehn-Fugen eines Tiefgaragenbauwerks

Im folgenden Beitrag wird die Sanierung einer Tiefgarage beschrieben. Die Besonderheit des Bauwerks ergibt sich daraus, dass die Wände und Decken aus Stahlbeton-Vollelementen erstellt wurden. Dadurch gibt es in der gesamten Deckenkonstruktion keine „echte“ Dehnfuge. Im Laufe der Zeit kam es immer wieder zu Wassereintritt durch die Fugen der Decke. Im Zuge der Schadensaufnahme wurden mehrere Probleme identifiziert. So wurden statische Vorgaben nicht eingehalten und die Abdichtung nicht fachgerecht ausgeführt. Beispielsweise wurden Fugen teilweise nicht rissüberbrückend konzipiert oder an aufgehenden Bauteilen die Abdichtung nicht fachgerecht hochgeführt. Das Sanierungskonzept sah vor, den Fugenraum im Bereich der Auflagerfugen mit niedrigviskosem und dauerhaft elastischem Acrylatgel zu injizieren. Der Injektionserfolg bzw. die Verteilung des Gels in den Fugen wurde dabei mittels Thermografiekameras überprüft. Die Tiefgarage konnte nach Abschluss aller Arbeiten, bei denen unter anderem insgesamt 900 Meter Fugen abgeklebt und 400 Meter Konsolfugen injiziert wurden, sowohl innerhalb der vorgesehenen Bauzeit als auch unter dem angesetzten Sanierungsbudget erfolgreich saniert werden.

1 Das Bauwerk

Das Sanierungsobjekt ist eine eingeschossige Tiefgarage in Berlin Schöneberg, teilweise überbaut und auf über 3000 m² erdüberdeckt. **Bild 1** zeigt den Garagengrundriss mit den späteren Bauabschnitten. Wohnhäuser und Garage wurden im Zuge der internationalen Bauausstellung IBA 1987 geplant, in

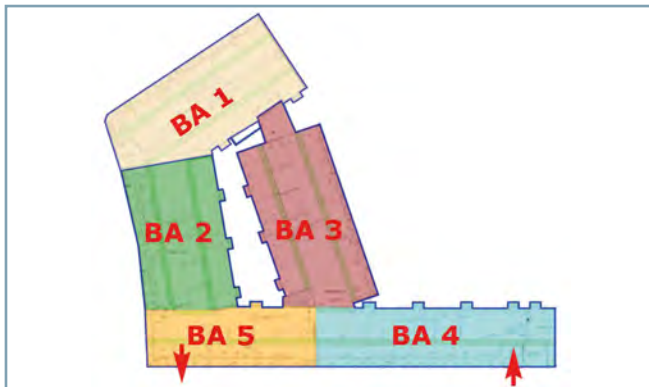


Bild 1 Tiefgarage mit Bauabschnitten

den Jahren 1988 bis 1989 gebaut und waren zum Zeitpunkt der hier beschriebenen Sanierungsarbeiten etwa dreißig Jahre alt.

Die Wände und Decken der Garage wurden in einer aus heutiger Sicht besonderen Bauweise erstellt: Sie bestehen aus Stahlbeton-Vollelementen mit obenliegenden Fugengassen zwischen den Fertigteilen, die mit einer fugenüberbrückenden Bewehrung versehen und mit Beton vergossen wurden. Dadurch gibt es in der gesamten Deckenkonstruktion keine „echte“ Dehnfuge.

Die Deckenelemente der Garage spannen zwischen den Außenwänden des Baus zu Unterzügen oder von Unterzug zu Unterzug und liegen dort auf einem Baulager auf. Im oberen Anschluss zu den im Profil T-förmigen Unterzügen sind die Elemente aber starr über einen bewehrten Betonverguss angeschlossen. Diese Konstruktion wird in **Bild 2** gezeigt.

Eine Dehnfuge verläuft umlaufend zwischen den getrennt gegründeten Häusern und der Garage. Die Hauskellerwände und die Tiefgarage sind von einem drei bis vier Zentimeter breiten Zwischenraum getrennt. Diese Fuge hätten oben und seitlich von der Flächenabdichtung abgeschlossen und ab-

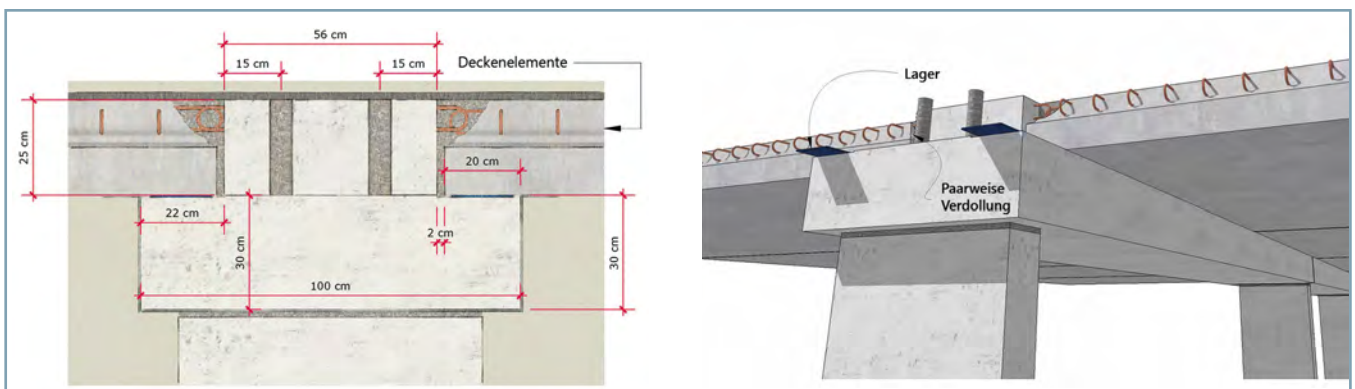


Bild 2 Unterzug und Deckenelemente als Vollfertigteile, Schnitt- und 3D-Darstellung



Bild 3 Lichtschacht mit Wasserauffangblech

gedichtet werden müssen. Diese Dehnfugen sind auch umlaufend um die Lichtschächte ausgebildet, die als Fertigteile fest an den Kellerwänden der Häuser befestigt sind. Für diese Schächte wurden in den vom Haus getrennten Wand- und Deckenbauteilen der Garage Öffnungen gelassen. Einen dieser Lichtschächte zeigt **Bild 3**. Die dadurch entstehende Raumfuge zwischen den Bauteilen hätte im Zuge der Abdichtung der Anschlussfuge zu den Häusern eingedichtet werden müssen.

Die Abdichtung auf der Decke und an den Wänden besteht größtenteils aus einer außenliegenden Bitumenabdichtung aus Schweißbahnen. In anderen Bereichen wurden auch Flächenabdichtungen aus Reaktionsharzen ausgeführt. Der Boden der Garage wurde nicht wasserdicht ausgebildet. Um bei dem vorliegenden Grundwasserspiegel auf eine wasserdichte Betonsohle verzichten zu können, wurde höchstmöglich gegründet und die erforderliche Durchfahrtshöhe von zwei Metern durch gedrungene Unterzüge ermöglicht, deren Querschnittshöhe kleiner ist als die Querschnittsbreite.

2 Der Schaden

Schon kurz nach der Fertigstellung des Gebäudekomplexes 1989 trat Wasser durch die Fugen der Decke und an den Lichtschächten zu den Wohnhäusern in die Garage ein. In den Folgejahren wurden über 500 Meter Regenauffangrinnen mit Wasserableitungen in der Garage montiert. Große Teile der Garagendecke und insbesondere die Unterzüge wiesen nach dreißig Jahren Schäden durch Frost, Kalk und Wasser auf. Eine Schadstelle mit einer Wasserrinne zeigt **Bild 4**.



Bild 4 Unterzug mit Wasserlaufspuren und Auffangrinne

Zur Ermittlung der Schadensursache waren vorlaufend umfangreiche Untersuchungen von mehreren Gutachtern durchgeführt worden. Unter anderem wurden Schachtungen im Innenhof des Komplexes zur Erkundung des Zustands der Abdichtung und des Bodens auf der Tiefgaragendecke erstellt. Entgegen der statischen Vorgabe wurde dabei nicht nur 50 cm Boden vorgefunden, sondern eine bis zu 90 cm starke Erdschicht. Diese deutlich höhere Last beansprucht die Unterzüge und Deckenplatten stärker als durch die Statik vorgegeben.

Die Abdichtung wurde auch in Bereichen von Fugen nicht rissüberbrückend konzipiert. An aufgehenden Bauteilen und über den Anschluss-Dehnfugen zu den Häusern ist die Abdichtung nicht fachgerecht ausgebildet. Teilweise endet die Flächenabdichtung ohne Verwahrung der Enden unter Geländeneiveau. An Öffnungsstellen wurde bei den Untersuchungen Wasser hinter der Flächenabdichtung festgestellt.

Die in der Planung vorgesehenen Drainagerohre waren nicht komplett auffindbar. Auch das geplante Oberflächengefälle auf der Decke konnte so nicht nachgewiesen werden. Es kam zu Wasserstau, verbunden mit einer zusätzlichen Gewichtsbelastung auf der Tiefgaragendecke.

Ein Problem der früheren gutachterlichen Schadensermittlungen lag darin, dass zumindest teilweise die vorhandenen Baupläne nicht in die Gutachten eingegangen waren. So wurde in einem Gutachten die Bauweise der Garage ignoriert und Vermutungen über Dehnfugen in der Deckenkonstruktion getroffen.

3 Die Sanierungsplanung

Die Erneuerung der Außenabdichtung auf der Tiefgaragendecke inklusive der dazu nötigen Erdarbeiten wurde von einem der Gutachter auf über 1 Mio. € (netto) geschätzt.

Die Erkundungen hatten ergeben, dass die Drainage oberhalb der Garagendecke nicht funktionsfähig war und Dämmung und Schutzlage auf der Abdichtung voll Wasser standen. Für die Sanierung hätte dieses Wasser entfernt und für die Bauzeit abgehalten werden müssen. Die Kosten dieser Wasserhaltung waren in den geschätzten Kosten noch nicht enthalten.

Ferner hätte der Aushub für die Freilegung der Bauteile wegen der sowieso schon zu hohen Decklast komplett abgefahren und später wieder angeliefert werden müssen. Diese Logistikleistung ist in der Innenstadtlage von Berlin schwer durchführbar. Die An- und Abfuhr des Bodens war in der ursprünglichen Kostenschätzung ebenfalls nicht enthalten.

Der beauftragte Fachplaner entwickelte daraufhin mit EK Abdichtung ein Konzept für die Abdichtung von innen. Der Fokus richtete sich dabei auf die Auflagerfugen zwischen den Stahlbeton-Fertigteilen der Decke zu den Unterzügen. Hier lag der eindeutige Schwerpunkt des Wassereintritts. Der zweite große Schadbereich betraf die Lichtschächte, deren schadhafte Eindichtung oben beschrieben wurde.

Die Auftraggeber stimmten dem Ansatz zur Sanierung von innen schnell zu, setzen aber voraus, dass eine umfassende Gewährleistung für die Dichtheit der bearbeiteten Fugen zugesagt werden konnte. Außerdem sollte die Tiefgarage unter laufendem Betrieb saniert werden, da die Garagennutzer in den umliegenden Straßen nur schwer Ausweich-Parkplätze finden können.

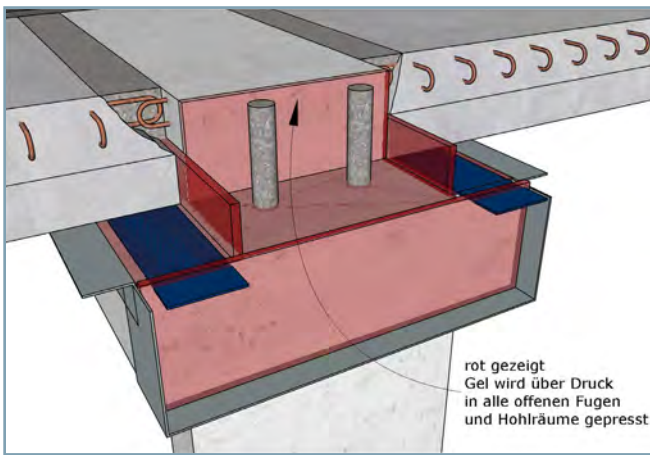


Bild 5 3D-Darstellung Injizierte Auflagerfuge

4 3D-Modelle zur Nachbildung der Deckenkonstruktion und der Lichtschachteinbindung

Aus den dreißig Jahre alten Bauplänen wurden 3D-Teil-Modelle der besonderen Deckenkonstruktion und der Lichtschachteinbindung erstellt. Dabei wurde das 3D-CAD-Programm SketchUp von Trimble verwendet. Die Modelle dienten in der Planungsphase zur Verdeutlichung der Schadursachen und der Ansatzpunkte der Sanierung. Außerdem konnten aus dem Modell Soll-Mengenansätze für die erforderlichen Injektionsmengen abgeleitet werden. **Bild 5** zeigt einen Ausschnitt aus dem 3D-Modell, an dem der zu injizierende Bereich an einer Stoßfuge des Unterzuges aufgezeigt wird.

Ein Kompletmodell im Sinne eines „BIM-Zwillings“ der Garage wurde kurzzeitig erwogen, dann aber aus Zeit- und Kostengründen nicht umgesetzt. Für die Sanierung hätte solch ein Gesamtmodell keinen größeren Erkenntnisgewinn gebracht.

5 Die Sanierung

Die Tiefgarage wurde in fünf Bauabschnitte unterteilt und jeder Abschnitt bei gleichzeitiger Weiternutzung der anderen Garagenteile saniert. Da die Garage nur eine jeweils einspurige Einfahrt und Ausfahrt besitzt, wurde für die letzten beiden Bauabschnitte eine Ampelanlage eingerichtet, die die Ein- und

Ausfahrt an jeweils einer dieser Rampen regelte. Die Bauabschnitte werden in Bild 2 aufgezeigt. Das Arbeiten in fünf aufeinanderfolgenden Abschnitten war möglich, da die Technik für die Injektionsarbeiten mobil und klein ist und flexibel eingesetzt werden kann.

Die in Abschnitten zusammenhängenden Konsolfugen wurden freigelegt und dann wasserdicht und dauerhaft flexibel mit einem FPO Dichtband abgeklebt (**Bild 6**).

Anschließend wurde in den Fugenraum im Bereich der Auflagerfugen ein niedrigviskoses und unter Luftabschluss dauerhaft elastisches Acrylatgel mit Polymerverstärkung injiziert. Auf diese Weise kann Wasser weder in die Garage eindringen noch bleibt es in der Fuge, wo es Bewehrungsschäden verursachen kann.

In gleicher Weise wurden die wasserführenden Dehnfugenbereiche zwischen den Häusern und umlaufend um die Lichtschächte bearbeitet. Hier wurde jedoch als erster Arbeitsschritt eine Kompressionsdichtung in die geöffnet und ausgeräumte Fuge eingeschoben, die den rückseitigen Abschluss der Gelabdichtung bildete.

Ein besonderes Augenmerk lag in der möglichst kompletten Füllung aller Fugen und der damit verbundenen Hohlräume mit dem Dichtgel. Um die Verteilung des Gels in den Fugen hinter dem Dichtband nachvollziehen zu können, wurden die Injektionen mittels Thermografiekameras begleitet. Die Reaktionswärme des Materials konnte dabei genutzt werden, um die Füllung der Fugen hinter den Bändern nachzuweisen und die optimale Reaktionszeit des variabel einstellbaren Gels zu bestimmen.

Bild 7 zeigt eine Momentaufnahme während der Injektion an einer der Stoßfugen am Unterzug. An diesen kritischen Stellen war wichtig, dass das Gel nicht nur in die ausgebildete Raumfuge eingebracht wurde, sondern sich auch auf ganzer Länge im Bereich des Auflagers verteilte und weiter nach oben in den Abriss zwischen Deckenelement und Auflager gepresst wurde. Wenn dieser Abrissbereich nicht mit dem Gel dauerhaft gefüllt wird, besteht die Gefahr von Verlagerungen der Wasserwege in die bis dahin nicht betroffenen Fugen zwischen den Vollfertigteilen der Decke.

Nach dem Abdichten der Anschlussfugen an den Unterzügen trat an zwei Fugen der Deckenelemente auf ganzer Länge und an wenigen weiteren dieser Fugen nahe zum Unterzug Wasser aus. Diese Fugenbereiche wurden dann zusätzlich bearbeitet (**Bild 8**).



Bild 6 Dichtklebung der Fugen am Unterzug

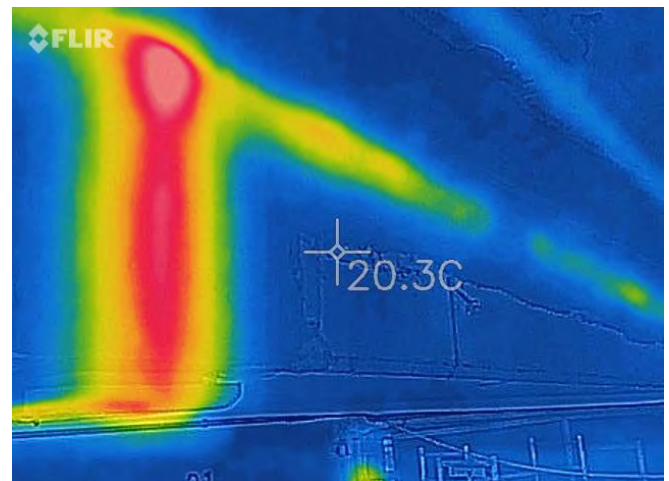


Bild 7 Thermografie-Aufnahme der Injektion



Bild 8 Stoßfuge zwischen Deckenfeldern (in Bearbeitung)

Auch die Fugen, die nur auf 2 Meter Länge direkt zum Auflager nachgedichtet wurden, blieben anschließend auch im weiteren Verlauf trocken. Das Konzept, diese Fugen zwischen den Deckenplatten nur dort nachzudichten, wo sich nach dem Verschluss des einfachsten Wasserwegs Feuchte zeigte, hat sich bewährt. Offensichtlich war die Außenabdichtung hauptsächlich im Bereich der Fugen über den Unterzügen schadhaft und in der Fläche über der Decke intakt.

Da die Fugen zwischen den Deckenelementen einfach mit Mörtel von unten geschlossen sind, muss nicht befürchtet werden, dass Wasser in den Fugen steht und dort weitere Schäden verursacht. Das Wasser würde deutlich erkennbar nach unten austropfen und diese Bereiche wären problemlos im gleichen Sanierungsverfahren nachträglich abzudichten.

6 Das Ergebnis

Es wurden 900 Meter Fugen abgeklebt und 400 Meter Konsolfuge injiziert. Die überflüssig gewordenen Rinnen und Rohre zum Ableiten des Wassers wurden zurückgebaut und die Wasserschäden an Decken, Unterzügen und Wänden wurden komplett beseitigt. Abschließend wurde die Garage in jedem Bauabschnitt neu gestrichen. Alle Gewerke der Sanierungsarbeiten wurden durch EK Abdichtung koordiniert. Dazu gehörten ein Elektriker zum Umverlegen von Elektroleitungen, ein Lüftungsbauer für die Demontage und den späteren Wieder-



Bild 9 Sanierter Lichtschacht



Bild 10 fertig sanierter Unterzug

einbau der Lüftungsschächte sowie eine Brandschutzfirma für den zeitweisen Rückbau von Feuerschutz Türen.

Trotz einiger zusätzlich auszuführenden Leistungen, deren Notwendigkeit sich erst während der Ausführung ergab, wurde das Sanierungsbudget nicht ausgeschöpft und die vorgesehene Bauzeit wurde eingehalten. Diese Zusatzleistungen betrafen Sockelbeschichtungen an den Wandfüßen der Tiefgarage in einigen Teilbereichen und nachträglich gemeldeten Undichtigkeiten an Lichtschächten (**Bild 9**) in den Häusern.

In den jeweils vier anderen Abschnitten lief während der Sanierung der Parkbetrieb weiter. Kleinere Störungen wie das Umsetzen von nicht rechtzeitig entfernten Autos wurden mit koordiniert.

Die Abnahme wurde nach Abschluss der Arbeiten ohne Mangel erklärt und in der Gewährleistungszeit traten keine Undichtigkeiten an den bearbeiteten Fugen auf.

Literatur

- [1] Prof Dr. Lorenz Bauingenieure: (2017) „Tiefgaragendecke im Bereich intensiver Begrünung, bautechnische Stellungnahme und Ursachenermittlung“
- [2] avb Bauwerksdiagnostik: (2017) „Untersuchungsbericht TeU-20161017(1)“
- [3] STUVA e.V. (Hrsg.): (10/2014) „Abdichten von Bauwerken durch Injektion (ABI-Merkblatt)“



DESOI w.i.l.m.a. ist ein Hightech-System, zur Datenerfassung und -übertragung. Alles was Sie zur Auswertung benötigen wird unkompliziert und schnell direkt vom Gerät zu Ihnen ins System übertragen.

Der Zugriff auf Auswertungen, Analysen und Daten ist von jedem browserfähigen Endgerät aus möglich. Somit ist die Kommunikation und Transparenz auf der Baustelle gesichert.

DESOI w.i.l.m.a. verbindet die Reihe innovativer Injektionspumpen, welche eine Vielzahl von Bauprozessen abdeckt und sicher gemäß den Vorgaben des Qualitäts- sowie Baumanagement dokumentiert.

UNSER SERVICE FÜR SIE

- Individuelle technische Beratung
- Persönliche Schulungen online oder vor Ort
- Bauseitige Systemeinführung inkl. Anwendungsbegleitung
- Miet- oder Leasingmöglichkeiten

Zum Schluss aber nicht zu Letzt gemäß dem Motto

„KEEP IT SIMPLE!“

Geht es darum, eine Technik zu Verfügung zu stellen, die unseren Kunden den Arbeitsalltag vereinfacht!



DESOI w.i.l.m.a. is a high-tech system for data acquisition and transmission. Everything you need for evaluation is transferred directly from the device to the system in an uncomplicated and fast way.

Access to evaluations, analyses and data is possible from any browser-capable end device. This ensures communication and transparency on the construction site.

DESOI w.i.l.m.a. combines the range of innovative injection pumps covering a variety of construction processes and with the digital world for evaluations and analyses it fulfils quality as well as construction requirements.

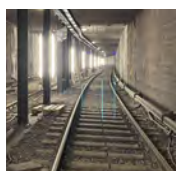
OUR SERVICE FOR YOU

- Individual technical advice
- Personal training online or on site
- On-site system instruction incl. application support
- Rental or leasing options

INDUSTRIE 4.0



At last but not least, according to the motto **„KEEP IT SIMPLE!“** It's all about providing technology that simplifies our customers' everyday work!



Diskussion zum Prüf- und Injektionssystem bei druckwasserhaltenden Eisenbahntunneln – Quantifizierung des Injektionserfolgs und Optimierungsansätze

Deutsche Eisenbahntunnel unterhalb des Grundwasserspiegels werden nach DB-Ril 853 [1] druckwasserhaltend ausgeführt. Bei Tunneln mit Kunststoffdichtungsbahn-Abdichtung (KDB-Abdichtung) hängt deren Dichtigkeit primär von der Unversehrtheit der KDB ab. Für den Fall einer Schädigung der KDB und daraus resultierender Wasserzutritte wird präventiv ein Prüf- und Injektionssystem nach ZTV-ING [3] installiert. Dieser Beitrag stellt eine Analyse der Funktionstüchtigkeit des Prüf- und Injektionssystems anhand aktueller Projektdaten vor und ist als Weiterführung der Betrachtungen von [4] anzusehen. So wird unter anderem die Zugänglichkeit bzw. Durchgängigkeit der Verpresseinrichtungen ausgewertet. Es zeigt sich, dass ein hoher Anteil (bis ca. 60 %) im Bedarfsfall nicht funktionstüchtig war, wofür sowohl system- als auch ausführungsbedingte Einschränkungen sowie menschliche Faktoren ausschlaggebend sein können. Es werden mögliche Lösungsansätze diskutiert, um die Zuverlässigkeit des Systems und somit den Verpresserfolg gegebenenfalls zu erhöhen.

1 Einleitung

Die DB-Richtlinie (Ril) 853 [1] sieht für druckwasserhaltende Eisenbahntunnel in Deutschland unterschiedliche Abdichtungssysteme vor. Auf Basis des erwarteten Wasserdrucks und der Betonaggressivität des anstehenden Grundwassers kann eine wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUBK), eine KDB-Abdichtung oder eine Kombination beider zu berücksichtigen sein, wobei bei einer Kombination für die WUBK kein innenliegendes Fugenband vorzusehen ist. Voraussetzung für die Dichtheit eines jeden Tunnels mit KDB-Abdichtung ist die Unversehrtheit der KDB. Auch bei kombinierten Dichtungssystemen wird daher die KDB als primäre Dichtebene angesehen [2].

Die zentralen deutschen Regelwerke und Empfehlungen zu Abdichtungssystemen [1 bis 3] sehen für druckwasserhaltende Tunnel mit KDB-Abdichtung (die Ril 853 erst ab 10 Meter Wassersäule) den Einsatz eines Prüf- und Injektionssystems zur Prüfung von Undichtigkeiten der KDB-Abdichtung vor. Wenn nach dem Wiederaufspiegeln des bauzeitlich abgesenkten Bergwassers Undichtigkeiten in Form von Wasserzutritten über die Verpresseinrichtungen oder an den Blockfugen zu verzeichnen sind, ist eine Nachinjektion über das Prüf- und Injektionssystem vorzunehmen. Die Verpresseinrichtungen sind auf der hohlraumzugewandten Seite (Luftseite) der KDB angebracht und werden durch die Innenschale auf die Innenseite geführt. **Bild 1** zeigt die Installation dieses Systems im Bauzustand in der Sohle.

Undichtigkeiten sollten bei sorgfältigem Einbau der KDB-Abdichtung und verschiedenen Schutzmaßnahmen wie dem Abdichtungsträger, der Schutzschicht aus Vlies usw.,

welche laut der einschlägigen Vorschriften und Empfehlungen vorzusehen sind [1 bis 3], in der Regel vermieden werden. Trotzdem können Imperfektionen aufgrund verschiedener Ausführungsfehler und materialtechnischer sowie menschlicher Faktoren nicht vollständig ausgeschlossen werden [5 bis 8]. Dazu zählen unvollständige Betonagen, Lunker, Kiestester oder eine freiliegende Bewehrung auf der Außenseite der Ortbetoninnenschale, gegen die eine KDB im Endzustand durch den anstehenden Wasserdruck gepresst und schlussendlich beschädigt werden kann [4].

Bereits erfolgte Untersuchungen zum Einsatz des Prüf- und Injektionssystems haben gezeigt, dass es unter Anwendung



Bild 1 Prüf- und Injektionssystem einer KDB-Abdichtung in der Sohle im Bauzustand

der aktuellen Regelwerke einzelne Faktoren gibt, die der eigentlichen Funktion des Systems entgegenstehen [4]. Diese Faktoren betreffen einerseits die Anordnung des Prüf- und Injektionssystems. Andererseits können diese zur Einschränkung der Einsatzfähigkeit des Gesamtsystems sowie ferner zur Beeinträchtigung der Funktionstüchtigkeit einzelner Verpresseinrichtungen führen. Die Einschränkungen der Systemnutzbarkeit und des Injektionserfolgs sollen im Folgenden auf Basis der gewonnen Erkenntnisse aus [4] vertieft diskutiert und mögliche Optimierungsansätze aufgezeigt werden.

2 Prüf- und Injektionssystem

2.1 Aufbau und Einschränkungen des Prüf- und Injektionssystems

Das Prüf- und Injektionssystem in deutschen Eisenbahntunneln wird durch die DB Ril 853 [1] vorgeschrieben, definiert wird dessen Konzeption jedoch durch die ZTV ING, Teil 7, Abschnitt 5 [3]. Eine schematische Darstellung sowie die Beschreibung der vorgesehenen Beaufschlagungszeitpunkte der Verpresseinrichtungen bei der üblichen Anwendung des Prüf- und Injektionssystems sowie der restlichen nach den Regelwerken und Empfehlungen [1 bis 3] vorgesehenen Injektions-, Verpress- und Entlüftungseinrichtungen kann **Bild 2** entnommen werden. Hierbei wird unterschieden zwischen planmäßigen Beaufschlagungen wie der Firstspaltverpressung oder der Nachbetonage „frisch-in-frisch“ und bedarfsweisen Beaufschlagungen, die über das Prüf- und Injektionssystem erfolgen.

Die Verpresseinrichtungen des Prüf- und Injektionssystems sollen im Schottfeldbereich mit einem Abstand von maximal drei Metern über die gesamte Abwicklung verteilt werden [2, 3] und über Öffnungen in beide Fließrichtungen verfügen. Damit sollen sowohl die Lokalisierung von Undichtigkeiten in der KDB als auch im Bedarfsfall die Nachinjektion des Schottfelds zwischen KDB und Ortbetoninnenschale innerhalb eines Blocks ermöglicht werden. Auch die Entlüftung des Schottfelds und die Kontrolle des Verpresserfolgs sollen so während der Beaufschlagung gewährleistet werden können.

2.2 Einschränkungen des Prüf- und Injektionssystems

In [4] wird angeführt, dass es in der Praxis insbesondere bei der Herstellung der Verpresseinrichtungen im Feldbereich, welche im Rahmen dieses Beitrags ausschließlich betrachtet werden, häufig zu erheblichen system- und ausführungsbedingten Einschränkungen kommt. Als Beispiele für potenzielle Einschränkungen werden im Speziellen starke Krümmungen, Quetschungen, Abknicken oder auch das Abreißen der Verpressstutzen und -schläuche genannt. Darüber hinaus können auch zu lange Verpresswege und das Verstopfen der Einrichtungen bei der Betonage oder die Firstspaltverpressung zu Einschränkungen der Funktion führen, ebenso wie Versinterungen im Falle von Wassereintritt über längere Zeit.

Durch die Kombination dieser Faktoren ergibt sich, dass projektabhängig etwa 20 bis 60 % [4] der Verpresseinrichtungen nicht funktionstüchtig sind. Die Daten ausgewerteter Projekte sollen im Folgenden näher betrachtet und analysiert werden.

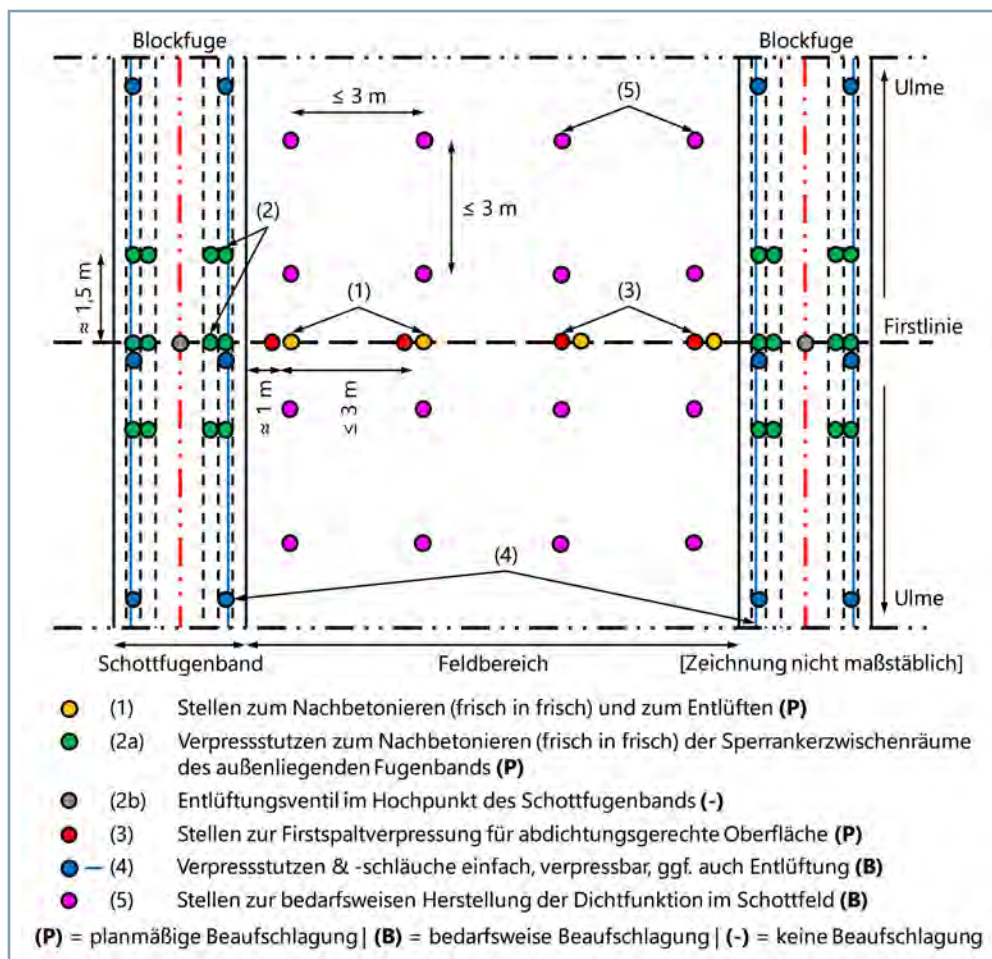


Bild 2 Anordnung der Verpresseinrichtungen im Block in der Abwicklung nach [3], in Anlehnung an [2] und [4]

3 Projektdatenanalyse

3.1 Datengrundlage

Um die Funktionalität des Injektionssystems sowie die Verteilung des eingebrachten Verpressmaterials über den Tunnelumfang zu quantifizieren, wurden insgesamt drei Projekte von Eisenbahntunneln (zwei aus Deutschland und eins aus Österreich) analysiert. Dabei wurden umfangreiche Erfahrungsberichte sowie Datensätze der Injektionsdokumentation [9 bis 11] herangezogen. Zur Analyse des Injektionserfolgs wurden im Wesentlichen die Datensätze der zwei deutschen Projekte mit je zwei Röhren verwendet. Diese beiden anonymen Projekte werden im Weiteren A und B genannt. Zusätzlich wurden die bereits veröffentlichten Datensätze des dritten Projekts (Tunnel Brixlegg, einröhrig – siehe [11], hier als Projekt C bezeichnet) ausgewertet. Das dort verwendete System verfügt über vergleichbare Injektionseinrichtungen, wurde jedoch vor Wiederaufspiegeln des Grundwassers mit einer planmäßigen Blockhinterlegung verpresst. Bei allen betrachteten Tunneln bestehen in den untersuchten Bereichen Wasserdrücke von mehr als zehn und bis zu 60 mWS über der Sohle.

Zur Bewertung der Funktionalität sowie der Verpressgutverteilung wurden überwiegend händische Verpressprotokolle analysiert und ausgewertet. Auf diese Weise wurden in der Analyse die Injektionsdaten der Projekte A und B von insgesamt 161 Blöcken mit bedarfsweiser Beaufschlagung und somit über 4.000 beaufschlagte Injektionseinrichtungen berücksichtigt.

Bei den Projekten A und B wurden Nassstellen und Wasserzutritte über das Prüf- und Injektionssystem, die Entlüftungsschläuche der Blockfugen sowie über die Blockfugen verzeichnet. Als Instandsetzungsmaßnahme wurden Verpressungen der Schottfelder über das Prüf- und Injektionssystem zur Nachdichtung der Tunnelinnenschale durchgeführt. Da es sich um bedarfsweise Maßnahmen handelt, war zu diesem Zeitpunkt die Firstspaltverpressung bereits durchgeführt und das Bergwasser wieder aufgespiegelt. In beiden Fällen wurden gemäß Instandsetzungskonzepten die Verpressarbeiten in aufsteigender Reihenfolge mit maximalen Injektionsdrücken zwischen 3 und 5 bar mit zementgebundenen Suspensionen vorgesehen [9, 10].

Projekt C wurde mit einem maximalen Injektionsdruck von 2 bar injiziert, da die planmäßige Blockhinterlegung vor dem Wiederaufspiegeln des Grundwassers – und damit nicht gegen anstehenden Wasserdruck – stattfand. Als Verpressmaterial wurde ebenfalls eine Zementsuspension verwendet [11].

3.2 Aufbereitung der Projektdaten

Ein Indikator für die Funktionsfähigkeit einer Verpresseinrichtung ist die Injektionsmenge, die über die Dauer der jeweiligen Verpressarbeiten durch diese eingebracht werden kann. Die vorliegenden Projektdaten werden insbesondere hinsichtlich der nicht durchgängigen Verpresseinrichtungen untersucht. Im Sinne eines Ausfallkriteriums sind diese als nicht durchgängig definiert, wenn die eingebrachte Injektionsmenge das Volumen der jeweiligen Schlauchstrecke nicht übersteigt.

Als Schlauchstrecke wird die Länge zwischen der Injektionsstelle auf der Innenschalenoberfläche bis zur Austrittsstelle auf der KDB definiert. Dementsprechend ist diese Länge variabel in Abhängigkeit von der Lage der entsprechenden Stützen im Tunnelumfang. Für die Projekte A und B wurden die Volumina der Schlauchstrecken mit einem Schlauchinnendurchmesser von 19 mm nach [2] ermittelt.

Beim Projekt C bestand keine detaillierte Kenntnis über Schlauchlängen. Daher wurde das Ausfallkriterium pauschal auf drei Liter je Verpresseinrichtung wie bei der zugehörigen Untersuchung [11] festgelegt. Alle Angaben zu den betrachteten Projekten können Tabelle 1 entnommen werden.

Nachfolgend werden die Daten der nicht durchgängigen Verpresseinrichtungen sowie die Verteilung der Verpressmengen näher betrachtet. An dieser Stelle wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass der Vergleich der Nutzbarkeit der Verpresseinrichtungen der drei Projekte unter unterschiedlichen Randbedingungen (Injektionsgut, vorgesehener Verpressdruck, Wasserdruck, Zeitpunkt der Beaufschlagung etc.) erfolgt (Tabelle 1). Das Ziel ist demzufolge keinesfalls, eine Sensitivitätsanalyse der Funktionalität der Verpresseinrichtungen hinsichtlich dieser Randbedingungen durchzuführen. Die folgenden Betrachtungen dienen vielmehr der Darstellung und dem Vergleich der allgemeinen Nutzbarkeit des Prüf- und Injektionssystems – unabhängig von Variationen der vorliegenden Randbedingungen.

3.3 Systemfunktionalität

Die Betrachtung der eingebrachten Verpressmengen unter Berücksichtigung der zuvor beschriebenen Ausfallkriterien ermöglicht eine Identifikation der nicht durchgängigen Verpresseinrichtungen. Aus den untersuchten Datensätzen [9, 10] geht sowohl die Lage als auch die Verpressmenge jeder einzelnen Einrichtung hervor, sodass zusätzlich eine Zuordnung zwischen den Bereichen Sohle und Gewölbe vorgenommen werden kann. Unter dem Begriff „Gewölbe“ werden hier die Bereiche oberhalb der Arbeitsfuge (Ulmen und Firste) berücksichtigt. Die Zusammenfassung der Funktionalität und die Lage der betreffenden Einrichtungen ist Tabelle 2 zu entnehmen.

Tabelle 1 Anordnung der Verpresseinrichtungen im Block in der Abwicklung nach [3], in Anlehnung an [2] und [4]

Projekt	Anzahl Röhren	max. Wasserdruck [mWS]	Anzahl betrachteter Blöcke		Beaufschlagung	Vorgesehener Verpressdruck [bar]	Material	Ausfallkriterium
A	2	60	Röhre I: 13 Röhre II: 44	57	Bedarfsweise	3 bis 5	Zement-suspension	Volumen der Schlauchstrecke
B	2	15	Röhre I: 49 Röhre II: 55	104				
C	1	60	69		Planmäßig	2	Zement-suspension	Pauschal 3,0 l

Die Anteile der als nicht durchgängig identifizierten Verpressenrichtungen unter Berücksichtigung der Volumina der Schlauchstrecken ($V_{\text{Schlauchstrecke}}$) als Ausfallkriterium liegen zwischen 18,8 % (Projekt B) und 42,6 % (Projekt A). Dabei ergeben sich lokal auch deutlich höhere Werte von bis zu 84,1 % (Projekt A, Röhre I). Der geringste festgestellte Anteil liegt lokal bei 10,7 % (Projekt B, Röhre II). In drei der vier betrachteten Röhren der Projekte A und B ist der Anteil nicht durchgängiger Verpressenrichtungen im Gewölbe größer als im Sohlbereich. Lediglich bei Röhre II aus Projekt B ist dieser Anteil geringer (10,7 % vs. 20,3 %).

Die pauschale Festlegung des Ausfallkriteriums nach [11] bei Projekt C liegt deutlich über den Volumina der Schlauchstrecken der Projekte A und B. Zur besseren Vergleichbarkeit werden diese daher zusätzlich mit demselben pauschalen Kriterium bewertet wie Projekt C (Tabelle 2). Dadurch erhöht sich der Gesamtanteil nicht durchgängiger Verpressenrichtungen (A: 70,2 % – B: 37,2 %), sodass die Werte durchaus vergleichbar mit den in Projekt C festgestellten 59,0 % [11] sind. Aus der vorliegenden Datengrundlage zu Projekt C ließ sich nicht differenzieren, in welcher Lage (Sohle oder Gewölbe) sich Einrichtungen mit Nutzungseinschränkungen befinden.

Tabelle 2 Anteile nicht durchgängiger Verpressenrichtungen der Projekte A [9], B [10] und C [11] anhand des Ausfallkriteriums

Projekt		Anzahl verpresster Blöcke	Anteil nicht durchgängiger Verpressenrichtungen			
			Ausfallkriterium			
			$V_{\text{Schlauchstrecke}}$			3 l
			Sohle [%]	Gewölbe [%]	Gesamt [%]	Gesamt [%]
A	Röhre I	13	17,5	84,1	56,8	76,6
	Röhre II	44	15,2	54,1	38,4	68,3
	Röhre I + II	57	15,7	60,9	42,6	70,2
B	Röhre I	49	22,2	25,7	24,6	37,5
	Röhre II	55	20,3	10,7	13,7	37,0
	Röhre I + II	104	21,4	17,9	18,8	37,2
A und B		161	19,3	33,0	27,2	48,9
C		67	–	–	–	59,0

3.4 Verpressmengen und Verteilung des Verpressmaterials

Um den Vergleich einzelner Querschnittsbereiche sowie der Projekte untereinander zu vereinfachen, wurden die eingebrachten Verpressmengen normiert. Dazu wurden die einzelnen Mantelteilflächen (Sohle und Gewölbe) der jeweiligen Tunnelbauwerke ermittelt und die Verpressmengen je Quadratmeter Ausbruchquerschnittsoberfläche bestimmt. So konnten vergleichbare Werte der relativen Verpressmenge je Quadratmeter ermittelt werden. Diese sind in **Tabelle 3** zusammengefasst.

Da es sich bei Projekt C um eine planmäßige Blockhinterlegung handelt, wurde dort die Verpressung über die Firstpunkte nicht berücksichtigt, um die Verpressmengen im Gewölbe

mit denen der Projekte A und B besser vergleichen zu können. Die betrachteten Verpressmengen wurden in allen Fällen auf die gesamte Gewölbeoberfläche bezogen.

Die festgestellte durchschnittliche Gesamtverpressmenge in den Projekten A ($2,4 \text{ l/m}^2$) und B ($4,7 \text{ l/m}^2$) ist insgesamt vergleichbar mit den in Projekt C ($3,8 \text{ l/m}^2$) erfassten durchschnittlichen Gesamtmengen. Die Mittelwerte der relativen Verpressmengen zeigen, dass bei den Projekten A und B deutlich mehr Verpressmaterial in die Sohle gelangt ist als ins Gewölbe (A: $5,9$ vs. $1,1 \text{ l/m}^2$ – B: $10,4$ vs. $2,0 \text{ l/m}^2$). Im Vergleich mit Projekt C zeigt sich, dass dort in der Sohle ($5,6 \text{ l/m}^2$) ebenfalls deutlich mehr Material pro Fläche eingebracht wurde als im Gewölbe ($2,4 \text{ l/m}^2$).

Tabelle 3 Werte der Verpressmengen aus den Projekten A [9], B [10] und C [11] bezogen auf die jeweilige Mantelfläche des Profils

Verpressmengen			Projekt A			Projekt B			Projekt C
			Röhre I	Röhre II	Gesamt A	Röhre I	Röhre II	Geamt B	
Maximal	Sohle	[l/m²]	12,5	16,5	16,5	31,2	25,2	31,2	24,5
	Gewölbe	[l/m²]	0,6	11,3	11,3	9,8	7,1	9,8	10,2*
	Gesamt	[l/m²]	3,5	11,2	11,2	12,5	9,9	12,5	12,6*
Mittelwert (Variationskoeffizient)	Sohle	[l/m²] ([%])	5,5 (60,6)	6,1 (66,1)	5,9 (65,2)	12,2 (46,4)	8,8 (57,6)	10,4 (56,6)	5,6 (105,4)
	Gewölbe	[l/m²] ([%])	0,1 (178,4)	1,4 (139,3)	1,1 (162,3)	2,1 (92,7)	1,9 (74,2)	2,0 (89,3)	2,4* (96,3)
	Gesamt	[l/m²] ([%])	1,6 (57,9)	2,7 (74,5)	2,4 (76,6)	5,4 (42,0)	4,1 (42,9)	4,7 (47,1)	3,8* (70,4)
		[l/Block]	640	1,072	972	2.142	1.651	1.882	1.343*
*Ohne Berücksichtigung der Mengen in der Firste Blocklängen für Projekt C nicht konstant									

Im Vergleich der Projekte untereinander ist festzustellen, dass die bei Projekt C durchschnittlich im Gewölbe eingebrachten Verpressmengen die Mengen bei den bedarfsweisen Maßnahmen A und B nur geringfügig übersteigen. Im Bereich der Tunnelsohle wurde bei den bedarfsweisen Maßnahmen näherungsweise gleich viel (Projekt A: $5,9 \text{ l/m}^2$) oder sogar deutlich mehr (Projekt B: $10,4 \text{ l/m}^2$) Material ins Schottfeld eingebracht als bei der planmäßigen Blockhinterlegung ($5,6 \text{ l/m}^2$). Die im Sohlbereich eingebrachten Verpressmengen bei Projekt B sind im Mittel nahezu doppelt so hoch wie bei der planmäßigen Hinterlegung in Projekt C. Hierbei sind jedoch hohe Variationen zu berücksichtigen.

Die Variationskoeffizienten für die Projekte A und B nehmen Werte zwischen 56,6 % und 162,3 % an. Auch die Maxima der relativen Verpressmengen liegen in der Sohle deutlich höher als im Gewölbe. Diese Beobachtungen lassen sich analog auf Projekt C übertragen. Allgemein unterliegen die untersuchten Daten großen Streuungen. Die Variationskoeffizienten in den Projekten A und B liegen im Gewölbe (zwischen 74,2 % und 178,4 %) deutlich höher als in der Sohle (zwischen 46,4 und 66,1 %). Dieses Verhältnis relativiert sich mit Blick auf Projekt C; dort sind die Schwankungen in der Sohle (105,4 %) geringfügig höher als im Gewölbe (96,3 %).

Die normierten Verpressmengen für die Röhren I und II des Projekts B sind in **Bild 3** exemplarisch dargestellt. Dieses konkrete Projekt wurde aufgrund der Menge verfügbarer Daten sowie der dort durchgeführten zusammenhängenden Verpressarbeiten über rund 50 Blöcke (49 Blöcke in Röhre I; 55 Blöcke in Röhre II) als Beispiel ausgewählt. Die Nummerierung der Blöcke ist dabei fiktiv ($n+x$), entspricht jedoch der tatsächlichen Reihenfolge und räumlichen Zuordnung in Tunnelängsrichtung.

Es wird deutlich, dass die eingebrachten Verpressmengen insbesondere im Gewölbe großen Schwankungen (bspw. Vari-

ationskoeffizient Projekt B, Röhre I > 90 %) unterliegen. Große Verpressmengen bilden dabei lokale Ausreißer, denen wiederum in Abhängigkeit von der Injektionsreihenfolge (in Röhre I bezogen auf die Blocknummern aufsteigend, in Röhre II absteigend, Bild 3) häufig ein oder mehrere Blöcke mit unterdurchschnittlich geringen Verpressmengen folgten. Bei diesen lokalen Ausreißern mit hohen Verpressmengen handelt es sich in der Regel nicht um die Blöcke, bei denen Wasserzutritte dokumentiert wurden. Die auftretenden Schwankungen werden sogar noch durch Projekt A mit Variationskoeffizienten von bis zu 178,4 % (Tabelle 3) übertroffen.

4 Interpretation und Diskussion

Generell ist zu beachten, dass die vorliegende Datengrundlage keine Pauschalinterpretation der in Kapitel 3 dargestellten Werte zulässt. Vielmehr werden im Folgenden Tendenzen festgestellt und – soweit vor dem Hintergrund der verhältnismäßig kleinen Stichproben möglich – interpretiert. Die vorgenommenen Interpretationen sollten daher als Indizien verstanden werden, die es in weiterführenden Untersuchungen zu validieren gilt.

Hohe Gesamtanteile nicht durchgängiger Verpresseinrichtungen finden sich in den Projekten A, B und C gleichermaßen. Ein möglicher Einfluss einer vorausseilenden Firstspaltverpressung – welche den kennzeichnenden Unterschied zwischen den Projekten A, B und C darstellt – ist hinsichtlich der Höhe dieser Anteile demnach nicht erkennbar. Auffällig ist bei den Projekten A und B die geringere Robustheit der Verpresseinrichtungen im Gewölbe im Vergleich zur Sohle. In [4] werden die besonderen Einwirkungen aus Bewehrungsinstallation, Einflüsse durch den Schalwagen und dessen Bewegungen sowie der Betonage beschrieben, welche ein Abdichtungssystem im Gewölbe be-

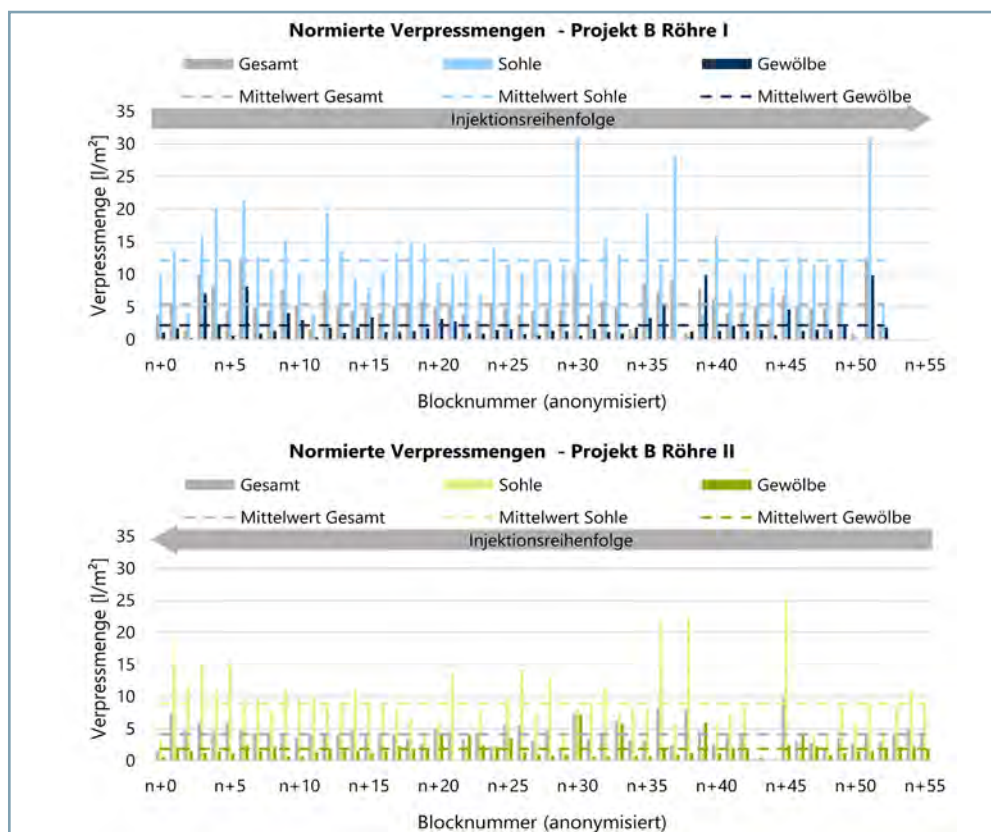


Bild 3 Anordnung der Verpresseinrichtungen im Block in der Abwicklung nach [3], in Anlehnung an [2] und [4]

sonders vulnerabel machen können. Ein zusätzlicher Einfluss durch den Einschluss von Luft oder Wasser infolge der Firstspaltverpressung ist nicht auszuschließen. Dies kann jedoch ohne genaue Aufschlüsse über die Lage nicht durchgängiger Verpresseinrichtungen in Projekt C nicht validiert werden.

In allen untersuchten Fällen konnte bezogen auf die Mantelfläche deutlich mehr Verpressmaterial im Sohlbereich als im Gewölbebereich eingebracht werden. Diese verhältnismäßig großen Verpressmengen im Vergleich zum Gewölbe können durch besondere Herausforderungen bei der Sohlbetonage (nicht fließfähiger Beton, Schwierigkeiten bei der Verdichtung, mögliche Einschlüsse von Luft, geringer Betondruck) [4] begründet sein. Die dokumentierten Verpressmengen sind insgesamt von sehr großen Schwankungen geprägt. Wie auch bei der Analyse der Systemnutzbarkeit zeigt sich ein Unterschied zwischen planmäßigen und bedarfsweisen Maßnahmen weniger in den absoluten Beträgen, sondern in der Verteilung dieser Schwankungen. Bei den bedarfsweisen Maßnahmen sind Schwankungen der Verpressmengen im Gewölbe deutlich höher als in der Sohle, während diese Werte bei planmäßiger Blockhinterlegung in beiden Bereichen ähnlich groß sind. Dies kann als Indiz für einen möglichen Einfluss einer vorausseilenden Firstspaltverpressung verstanden werden.

Große Verpressmengen, die sich bei der Analyse in einzelnen Blöcken zeigen, lassen sich vermutlich durch mögliche Längswegigkeiten aufgrund einer unzureichenden Blockabschottung erklären. Diese Annahme wird durch geringe Verpressmengen in den Blöcken bekräftigt, die im Anschluss an die beschriebenen Ausreißer beaufschlagt wurden.

Werden die Analysen der Ausfälle und der Verpressmengen zusammengeführt, wird deutlich, dass in Bereichen mit besonders vielen Ausfällen auch insgesamt deutlich geringere Verpressmengen eingebracht werden können. Die Häufung dieser beiden Beobachtungen im Gewölbe kann deshalb als Hinweis auf mögliche Einflüsse einer vorausseilenden Firstspaltverpressung verstanden werden. Durch ein vorausseilendes Verpressen des Firstspalts steht im Gewölbe zum einen ein geringeres zu verpressendes Volumen zur Verfügung, zum anderen kann möglicherweise aus der Firste in die Ulmen herablaufendes Verpressgut zur Verstopfung von Verpresseinrichtungen oder zum Einschluss von Luft und Wasser in den Ulmen führen [4].

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung und Fazit

Die Analyse der vorliegenden Datengrundlage von drei Tunnelprojekten zeigt, dass projektabhängig ca. 20 bis 60 % aller betrachteten Verpresseinrichtungen für eine Beaufschlagung nicht durchgängig waren. In einzelnen Abschnitten konnten sogar über 80 % der Injektionseinrichtungen nicht wirksam genutzt werden. Diese Werte sind projektspezifisch sehr unterschiedlich, werden jedoch insgesamt als sehr hoch angesehen.

Die Analyse der Lage nicht durchgängiger Verpresseinrichtungen zeigt eine besondere Anfälligkeit im Bereich des Tunnelgewölbes. Hinsichtlich der Verteilung des Injektionsmaterials sind generell wesentlich höhere relative Verpressmengen in der Tunnelsohle zu verzeichnen als im Gewölbe, die unter anderem auf die Herausforderungen bei der Sohlbetonage

[4] zurückgeführt werden. Bei vorausseilender Firstspaltverpressung treten deutlich unterdurchschnittliche Verpressmengen insbesondere in den Bereichen auf, in denen große Einschränkungen der Systemfunktionalität dokumentiert wurden (siehe z.B. Projekt A, Röhre I, Gewölbe). Dies wird als Hinweis auf mögliche Einschränkungen infolge einer vorausseilenden Firstspaltverpressung und damit als potenzieller Grund für die gesteigerte Anfälligkeit interpretiert.

Eine Vielzahl von system- und ausführungsbezogenen Einschränkungen des Prüf- und Injektionssystems [4] hat einen großen Einfluss auf die Systemfunktionalität. Dabei scheinen der Zeitpunkt der Systembeaufschlagung sowie das Vorhandensein eines Bergwasserdrucks eine untergeordnete Bedeutung zu haben, da Einschränkungen der Systemfunktionalität davon unabhängig in vergleichbarem Umfang festgestellt werden konnten.

Ungeachtet der gegenwärtigen Diskussionen über die Zweckmäßigkeit einer planmäßigen Blockhinterlegung muss die Verbesserung der Systemfunktionalität eines der Hauptziele für künftige Projekte sein. Beispielsweise trägt die systematische Durchdringung der Innenschale durch über 40 planmäßig vorzusehende Verpresseinrichtungen im Gewölbe bei den festgestellten Einschränkungen von teilweise über 80 % eher zur Schädigung als zur Ertüchtigung des gesamten Abdichtungssystems bei.

5.2 Ausblick

Die präsentierten Erkenntnisse lassen einen dringenden Optimierungsbedarf des Prüf- und Injektionssystems - unabhängig vom Beaufschlagungszeitpunkt - feststellen. Hierbei ist eine technische Verbesserung im Hinblick auf die Robustheit des Systems sowie den Injektionsaustritt im Schottfeld geboten. Des Weiteren sind in den einschlägigen Regelwerken genaue Anforderungen an die Injektionseinrichtungen zu definieren, welche deren Funktionalität und somit auch eine projektübergreifende Qualitätssicherung gewährleisten. Aktuell laufende Untersuchungen der Bauindustrie können hierbei einen wichtigen Beitrag leisten.

In diesem Sinne sollte zudem eine redundante Abdichtungsebene mit einer möglichst ungestörten vollständigen WUBK (inklusive innenliegendem Fugenband) angestrebt werden. Eine Verringerung der Anzahl der Durchdringungen könnte einen Beitrag zur Verbesserung des Prüf- und Injektionssystems leisten. Ein kompletter Entfall eines Injektionssystems, gekoppelt mit bedarfsweisen Injektionen mittels Durchbohrungen der Innenschale, mag eine kontrovers zu beurteilende, jedoch nicht kategorisch auszuschließende Möglichkeit sein.

Zudem ist auch eine Neukonzeption des Systems denkbar. Längs über die KDB verlaufende Injektionsschläuche könnten beispielsweise eine Alternative zum aktuellen Prüf- und Injektionssystem darstellen. Die möglicherweise damit einhergehende Reduktion von Durchdringungen der Innenschale sowie eine vermutlich höhere Kompatibilität mit der Bewehrungsführung könnten dazu beitragen, die Zuverlässigkeit des Systems und somit den Verpresserfolg zu erhöhen. Erste Untersuchungen zeigen zudem, dass ein solches System in der Lage sein könnte, die aktuell im Regelwerk geforderte Prüffunktion zu übernehmen. Weitere wissenschaftliche Untersuchungen bis zu einem möglichen Projekteinsatz sind jedoch erforderlich.

Literatur

- [1] DB Netz AG: Richtlinie (Ril) 853: Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten. 2018/09. Frankfurt am Main, 2002
- [2] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik: Empfehlungen zu Dichtungssystemen im Tunnelbau EAG-EDT. 2. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn, 2018
- [3] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: ZTV-ING: Teil 7 Tunnelbau. Abschnitt 5 Abdichtung. 2022/01. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen – BAST
- [4] Hammer, Anna-Lena; Camós-Andreu, Carles; Kosak, Elena; Thewes, Markus: Abdichtung druckwasserhaltender Eisenbahntunnel mit Kunststoffdichtungsbahnen in Deutschland – Diskussionsbeitrag zu einer planmäßigen Blockhinterlegung. In: Taschenbuch für den Tunnelbau 2021 45 (2020), S. 26–105
- [5] Ziegler, Martin; Schröder, Maximilian: Blockhinterlegung bei Tunnelabdichtungen – Stand der Technik oder Aufruf zur Nachlässigkeit. In: geotechnik 43 (2020), Nr. 3, S. 201–212
- [6] Schwarz, Jürgen; Engelhardt, Stephan: Stand der Technik für wasserdichte Tunnel; Entwurf, Ausschreibung, Ausführung, Abnahme und Gewährleistung. Beitrag zum 2. Stuttgarter Tunnel-Baurechtsseminar. München, 2013
- [7] Meissner, Marc; Schwaiger, Sebastian; Herr, Roland: Abdichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen. In: tunnel 34 (2015), S. 38–49
- [8] Ziegler, Martin: Blockhinterlegung: Eine wirksame präventive Maßnahme gegen mögliche Beschädigungen der Kunststoffdichtungsbahnen? Tagungsband zur STUVA-Tagung 2021 in Karlsruhe. In: Forschung + Praxis 56 (2021), S. 269–275
- [9] DB Netz AG: Interne Dokumentation Tunnel- und Erdbau Technik, I.NAI 431: Projektunterlagen zu Projekt A
- [10] DB NETZ AG: Interne Dokumentation Tunnel- und Erdbau Technik, I.NAI 431: Projektunterlagen zu Projekt B
- [11] ZAUNER, Stefan: Untersuchungen zum System druckwasserdichter Innenschalenausbau. Innsbruck, Leopold – Franzens – Universität, Fakultät für Bauingenieurwissenschaften. Diplomarbeit (unveröffentlicht). 2006-07-27

Verpressverfahren zur Abdichtung von Tunnelinnenschalen – Neue Erkenntnisse aus Großversuchen

An die Dichtigkeit von Tunneln werden hohe Anforderungen gestellt. Nicht selten kommt es jedoch bereits kurz nach Fertigstellung des Tunnelrohbaus und Wiederanstieg des Bergwasserspiegels zu Wassereintritten durch die Innenschale. Darum wird in der Fachwelt aktuell darüber diskutiert, ob das Prüf- und Injektionssystem (PIS) nach ZTV-ING (zukünftig Prüf- und Verpresssystem, PVS) nicht nur für eine bedarfsweise Nachinjektion zu nutzen sei, sondern auch für eine planmäßige Blockhinterlegung. Im Rahmen des im Auftrag des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE 15.674/2020/ERB „Blockhinterlegung und Verpressverfahren zur Abdichtung von Tunnelinnenschalen“ laufenden Forschungsprojektes, wird aktuell untersucht, welche Parameter die Ausführbarkeit derartiger Bauwerksinjektionen maßgeblich beeinflussen. Dazu werden Großversuche mit Abmessungen von bis zu $12,0 \times 1,5 \text{ m}^2$ durchgeführt, sodass wesentliche geometrische und mechanische Größen im Maßstab 1:1 abgebildet werden können. Anhand einer Variation von Verpressmaterial, Spaltweite, Verpresseinrichtungen und Gegendruck sollen wesentliche Parameter identifiziert werden, die Einfluss auf die Injizierbarkeit des Spalts zwischen Außen- und Innenschale haben.

1 Ausgangssituation

Die Dichtigkeit von Straßentunneln ist nicht nur für deren Dauerhaftigkeit, sondern auch für den sicheren Betrieb von Bedeutung. So besteht insbesondere im Winter die Gefahr, dass durchsickerndes Gebirgswasser zu Glätte auf der Straße oder zur Bildung von Eiszapfen an der Tunnelfirste führt. Deshalb werden druckwasserhaltende Tunnel zumeist mit einer Abdichtung aus Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) hergestellt, die grundsätzlich eine solide Barriere gegen das Eindringen von Bergwasser darstellt. Die KDB wird in einzelnen Bahnen eingebaut, die durch Schweißen gefügt werden. Im Bereich der Blockfugen kommen zudem spezielle Schottfugenbänder mit in den Innenschalenbeton einbettenden Stegen zum Einsatz. Um eventuell auftretende Leckage zu detektieren und zu verorten, wird gemäß ZTV-ING [1] ein Prüf- und Verpresssystem (PVS) vorgesehen.

Die dennoch immer wieder auftretenden Fehlstellen der KDB entstehen primär unter anderem durch mangelhaftes Fügen, vorwiegend an geometrisch schwierigen Stellen wie Nischen, in denen manuell gefügt werden muss. Sekundär können Fehlstellen aber auch aus mangelhafter Sorgfalt beim Einbau der Bewehrung resultieren. Über diese beiden Beispiele hinaus werden in der Fachwelt viele weitere Ursachen diskutiert. Einer der in der Diskussion stehenden Gründe ist die Beschädigung der KDB durch Fehlstellen auf der bergseitigen Betoninnenschale, auf welche die KDB nach Wiederanstieg des Bergwassers von diesem gedrückt wird. Um genau diese Beschädigungen der KDB von vornherein zu vermeiden, gibt es Forderungen nach einer planmäßigen Blockhinterlegung,

also einer Verpressung des Spalts zwischen KDB und Betoninnenschale vor Wiederanstieg des Bergwassers, wie es in Österreich [2] und der Schweiz [3] üblich ist. So würden Fehlstellen und andere Unebenheiten der Innenschale ausgeglichen und somit Beschädigungen der KDB durch die Innenschale vermieden werden können. Die ZTV-ING [1] sehen jedoch lediglich eine bedarfsmäßige Verpressung vor, da davon ausgegangen wird, dass bei einem fachgemäßen Einbau der Innenschale keine Fehlstellen auf der Bergseite der Innenschale entstehen. Außerdem wird argumentiert, dass das PVS lediglich als Rückfallebene dienen und nicht als „Aufruf zur Nachlässigkeit“ genutzt werden sollte [4]. Es liegt also ein durchaus vielschichtiges Spannungsfeld vor, in dem die Ansichten von Bauherren und Bauunternehmen stark voneinander abweichen. Die Frage nach einer planmäßigen Blockhinterlegung ist auch im Zusammenhang mit den zahlreichen Tunneln der Neubaustrecke Stuttgart–Ulm seitens der Deutschen Bahn bereits intensiv behandelt worden. Dort waren teils erhebliche Wassereintritte zu verzeichnen, die mit den üblichen Regelwerksansätzen [5] nur schwierig zu beherrschen waren. Nachfolgend wurden an der Ruhr-Universität Bochum in Kooperation mit der Deutschen Bahn mehrere Masterarbeiten zur gegenständigen Thematik angefertigt. Wesentliche Ergebnisse hieraus sind in [6] zusammengefasst.

Sowohl seitens der Deutschen Bahn als auch der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) bzw. des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr (BMDV) werden aktuell weitere Untersuchungen durchgeführt. Diese haben insbesondere das Ziel, ein tieferes Verständnis dafür zu entwickeln, was zur Leckage der KDB führt und welche Prozesse während des Verpressvor-

gangs über das PVS stattfinden. Dieses tiefere Verständnis soll helfen, die teils emotional geführte Diskussion über das Für und Wider einer bedarfsweisen Nachverpressung bzw. einer planmäßigen Blockhinterlegung auf eine wissenschaftliche und damit sachliche Basis zu gründen.

2 Aufgabenstellung

Es ist das Ziel des aktuell in Bearbeitung befindlichen Forschungsprojekts, unter Berücksichtigung der bereits gestarteten Untersuchungen der Deutschen Bahn und einer vom BMDV durchgeführten Abfrage der Bundesländer mittels großmaßstäblicher Laborversuche die Auswirkungen verschiedener Randbedingungen (z. B. Verpressmaterialien, Spaltweite, Verpresseinrichtungen und Gegendruck) auf den Verpresserfolg von Tunnelinnenschalen zu untersuchen. Die neuen Erkenntnisse sollen dazu dienen, die gegenwärtigen Annahmen und Vorgaben der Regelwerke, zum einen im Hinblick auf Anordnung und Menge der Verpressstutzen, aber auch im Hinblick auf den optimalen Verpresszeitpunkt und das Verpressmaterial zu überprüfen, gegebenenfalls fortzuschreiben und so zukünftige Dichtungssysteme zu verbessern.

3 Versuchsaufbau

3.1 Modellausschnitt

Die Durchführung der großmaßstäblichen Laborversuche erfolgt in drei Stufen mittels eines modularen Versuchsstands, der Untersuchungen mit Feldlängen von bis zu ca. 12,0 m gestattet – sich also an der maximal möglichen Blocklänge nach ZTV-ING von 12,5 m orientiert. Wesentliche geometrische und mechanische Größen (z. B. Schlauchabstand und zu verpressende Spaltweite) lassen sich an diesem liegenden ebenen Modellausschnitt im Maßstab 1:1 abbilden.

Im Großversuch können im Rahmen dieser ebenen Modellabbildung zur Reduzierung der Abmessungen Symmetrieverhältnisse genutzt werden. So kann bei Anordnung eines Verpressstutzens im Eckbereich die Ausbildung einer näherungsweise radialsymmetrischen Ausbreitungsfront des Verpressmaterials im Spalt zwischen Tunnelinnenschale und KDB unterstellt werden. Zum Nachweis einer vollständigen Spaltfüllung bezogen auf einen Verpressstutzen ist damit eine Versuchsfeldbreite von lediglich 1,5 m ausreichend, um das Raster von maximal 3,0 m gemäß ZTV-ING zu berücksichtigen. Für Verpressschläuche mit verteilten Austrittsöffnungen können im Gegensatz dazu annähernd achsensymmetrische Verhältnisse unterstellt werden, weshalb hier eine Anordnung entlang eines kurzen Randes eines Versuchsfelds erfolgt. Um ein lückenloses Aneinanderfügen von zwei Verpressmaterialfronten nachzuweisen, ist eine Länge erforderlich, die mindestens der doppelten Breite entspricht, d. h. 3,0 m. Im Ergebnis wird daher für einen Einzelversuch eine Mindestgröße von ca. $3,0 \times 1,5$ m vorzusehen.

Der Aufbau des Versuchs erfolgt modular unter Verwendung von vier identischen Stahlbeton-Fertigteilplatten von 3,0 m Länge, die sich entweder als Einzelversuchseinheit oder in einer Reihe von bis zu vier Einheiten, d. h. mit einer Gesamtlänge von 12,0 m nutzen lassen (Bild 1). Dies bietet eine



Bild 1 Versuchsaufbau mit vier Längeneinheiten

große Variabilität der Randbedingungen bei zugleich hoher Kosteneffizienz.

3.2 Schichtweiser Aufbau

Der Versuchsaufbau setzt sich von unten nach oben aus nachfolgend im Einzelnen beschriebenen Schichten zusammen (Bild 2).

Hallenboden

Als Unterkonstruktion dient der Hallenboden aus Stahlbeton mit hochtragfähigen Ankerschienen.

Abdichtungsträger und Geotextil

Da in der Praxis die raue Spritzbetonoberfläche idealerweise vollständig vom Geotextil ausgeglichen wird, ergibt sich im Versuch keine Notwendigkeit für ein Geotextil, wenn der Abdichtungsträger sehr eben hergestellt wird. Aus diesem Grund wird lediglich eine ebene Vergussmörtelschicht als Abdichtungsträger eingesetzt und auf den Einbau eines Geotextils entgegen den Vorgaben der technischen Regelwerke [1], [5] verzichtet. Durch diese Vereinfachung können über die Versuchslänge von bis zu 12 m gleichbleibende Versuchsbedingungen gewährleistet werden.

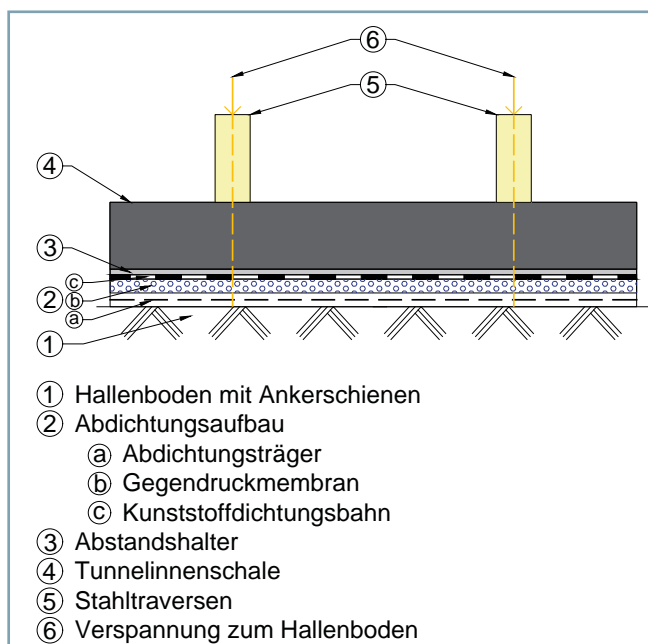


Bild 2 Versuchsaufbau, Längsschnitt

Gegendruckmembran

Um einen aus dem Bergwasser resultierenden Gegendruck abbilden zu können, wird ein Druckkissen (Gegendruckmembran) bestehend aus zwei übereinander geschweißten Kunststoffdichtungsbahnen zwischen Abdichtungsträger und eigentlicher Kunststoffdichtungsbahn eingelegt, das mit bis zu 3 bar beaufschlagt werden kann. Das Druckkissen wird aus einem Druckkessel heraus mit einem konstanten Luftdruck, also druckgesteuert und gepuffert, beaufschlagt. Auf diese Weise kommt es zu einem Anschmiegen der eigentlichen KDB an die Tunnelinnenschale infolge des Einpressens von Injektionsgut (verbunden mit einem Verdrängen von Druckluft aus dem Druckkissen) wie bei der Realausführung.

Kunststoffdichtungsbahn

Als Abdichtungsschicht wird eine typische 3 mm dicke Kunststoffdichtungsbahn (KDB) aus Polyethylen (PE-VLD) verwendet.

Tunnelinnenschale

Die Tunnelinnenschale wird durch ebene Stahlbeton-Fertigteilplatten abgebildet, sodass eine gute Ebenheit vor allem an der Plattenunterseite vorliegt. In Kombination mit der Ausbildung eines ebenfalls ebenen Abdichtungsträgers lassen sich zu verpressende Spaltweiten zwischen KDB und Innenschale vergleichsweise konstant und präzise über Abstandshalter in Form von Flacheisen vorgeben. Die Stahlbeton-Fertigteilplatten und damit die gesamte Versuchseinrichtung werden über Stahltraversen und Gewindestangen in Ankerschienen mit dem Hallenboden gespannt. Dadurch wird insbesondere verhindert, dass es zu einem Anheben der Platten infolge des Verpressdrucks kommt.

3.3 Verpresseinrichtungen

Eine besondere Herausforderung ist es, eine mehrfache Verwendung der Stahlbeton-Fertigteileplatten sicherzustellen und zugleich eine große Variabilität in Bezug auf die Verpresseinrichtungen zu gewährleisten. Daher enthalten die Platten sowohl Aussparungen für punktuelle als auch für verteilt wirkende Verpresseinrichtungen (**Bild 3**). Dafür sind an mehreren Einzelpunkten durchdringende Rohre vorhanden, in die punktuelle Verpressstützen in Form von gewellten Kunststoff-

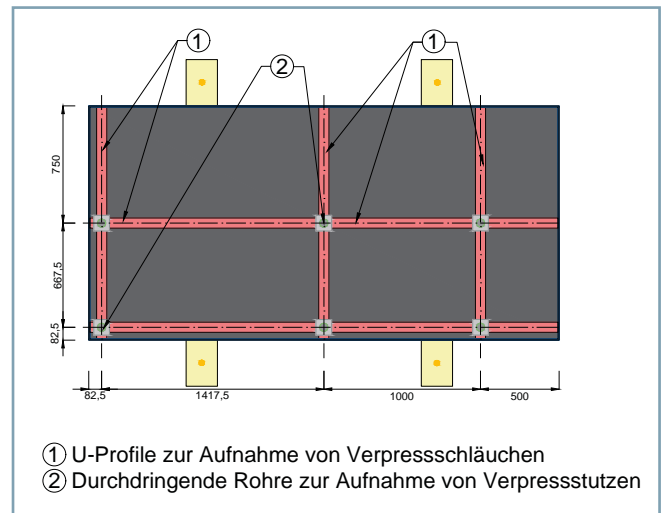


Bild 3 Versuchsfeld, Unteransicht

schläuchen eingesetzt werden können, was einer radialen Anordnung in einer gekrümmten Tunnelinnenschale entspricht. Verpressschläuche mit verteilten Austrittsöffnungen, die typischerweise tangential angeordnet sind, können oberflächenbündig in U-Profile aus Stahl an der Unterseite der Stahlbeton-Fertigteileplatten eingesetzt werden. Alle Rohre bzw. U-Profile, die in einem Versuch nicht für Verpresseinrichtungen benötigt werden, werden mit einem Magermörtel verfüllt.

4 Versuchsprogramm und -durchführung

4.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen der großmaßstäblichen Laborversuche werden folgende im Vorfeld als maßgeblich erachtete Einflussparameter variiert:

- Verpressmaterial
- Spaltweite
- Verpresseinrichtungen
- Gegendruck

Eine Übersicht über die verschiedenen Parameterkombinationen der bereits durchgeführten Versuche gibt **Tabelle 1**.

Tabelle 1 Versuchsmatrix bisher durchgeführter Versuche (Auszug)

Verpressmaterial	Nominelle Spaltweite	Verpresseinrichtung	Feldlänge
Acrylatgel	5 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Acrylatgel	3 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Acrylatgel	0 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Acrylatgel	0 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	12 m
Acrylatgel	0 mm	Schlauch Ø _i 6 mm	12 m
Mikrofeinzement-Suspension	0 mm	Schlauch Ø _i 10 mm	12 m
Zementsuspension	10 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Zementsuspension	5 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Zementsuspension	3 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m
Zementsuspension	0 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	12 m
Geopolymer	3 mm	Stutzen Ø _i 24 mm	3 m

Verpressmaterial

Da die Art des Verpressmaterials vor allem aufgrund verschiedener Fließfähigkeiten bekanntermaßen großen Einfluss auf die Injektionsreichweite hat, werden verschiedene chemische und mineralische Verpressmaterialien (Tabelle 1) untersucht. Konkret handelt es sich hierbei um ein Acrylatgel, einen sogenannten Füllbinder aus Zement und Gesteinsmehl (kurz: Zementsuspension), eine Mikrofeinzement-Suspension und ein sogenanntes Geopolymer.

Spaltweite

Einen weiteren wesentlichen Einflussparameter stellt a priori die zu verpressende Spaltweite zwischen Innenschale und KDB dar. Praxiserfahrungen, unter anderem beim Bau des Steinbühlunters, haben gezeigt, dass zumeist Verpressmengen erreicht werden, die äquivalenten Spaltweiten von 2 – 3 mm entsprechen, teilweise sind jedoch auch Weiten von bis zu 12 mm anzutreffen. Die in den Großversuchen eingestellten nominellen Spaltweiten (Tabelle 1) wurden auf dieser Basis zu 0, 3, 5 und 10 mm festgelegt.

Verpresseinrichtungen

Bezüglich der Verpresseinrichtungen ist vor allem, wie bereits in Abschnitt 3.3 erwähnt, zwischen Verpressstutzen und Verpressschläuchen zu unterscheiden. Bei Verpressstutzen handelt es sich typischerweise um Wellrohre mit einem Durchmesser von ca. 25 mm. Sie kommen vor allem für das Verpressen von Zementsuspensionen zum Einsatz, sind aber auch für chemische Verpressmaterialien geeignet. Verpressschläuche, wie sie von der nachträglichen Abdichtung von Wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen bekannt sind, weisen abhängig vom vorgesehenen Verpressmaterial bzw. ihrer bauaufsichtlichen Zulassung zumeist einen Innendurchmesser von 6 mm (typisch für dünnflüssiges chemisches Verpressmaterial wie Acrylatgel) oder 10 mm (typisch für mineralisches Verpressmaterial aus Mikrofeinzement) auf.

Gegendruck

Als weiterer maßgeblicher Einflussparameter wurde der Druck des Bergwassers identifiziert, welcher auf der Bergseite der KDB und bei einer Leckage auch auf der Luftseite der KDB – und damit im Spalt zwischen KDB und Innenschale – dem Einbringen des Verpressgutes entgegenwirkt. Wie die Gegendruckmembran selbst (siehe Abschnitt 3.2) kann der Spalt zwischen Kunststoffdichtungsbahn und Stahlbeton-Fertigteil-

platte mit einem Verpressdruck von bis zu 3 bar beaufschlagt werden. Versuche mit Gegendruck wurden bisher nicht durchgeführt und sind daher nicht in Tabelle 1 aufgeführt.

4.2 Versuchsdurchführung

In Abhängigkeit vom einzubauenden Verpressmaterial kommt entweder eine Kolbenpumpe oder eine Schneckenpumpe zum Einsatz (Tabelle 2). Das Material wird zunächst mit einer geringen Förderrate angepumpt; im Weiteren wird die Förderrate so angepasst, dass ein materialabhängiger maximaler Verpressdruck nicht überschritten wird. An den Ecken der Stahlbeton-Fertigteilplatte befinden sich Entlüftungsöffnungen (Bild 3). Sobald es an einer Entlüftungsöffnung zu einem Materialaustritt kommt, wird der dort befindliche Kugelhahn geschlossen. Werden alle Kugelhähne geschlossen, wirkt annähernd der volle Verpressdruck auf die Konstruktion ein.

Als maßgebliches Bewertungskriterium für den Injektionserfolg wird die Injektionsreichweite herangezogen. Diese kann nach Abschluss der Injektion und Erhärten des Verpressmaterials durch Abheben der Stahlbeton-Fertigteilplatte ermittelt werden. Dies erfolgt nicht nur durch Inaugenscheinnahme bzw. Fotodokumentation, sondern mittels Schichtdickenmessung an insgesamt 18 im Raster angeordneten Messpunkten (Bild 4). Dazu wurde der Verpresskörper an diesen Stellen vorab mittels Lochpfeife oder Lochsäge in einem kreisrunden Bereich bis auf die Betonoberfläche entfernt. Eine exemplarische grafische Darstellung dieser Messwerte für eine Feldlänge von 12,0 m ist in Bild 5 dargestellt; die Verpresseinrichtung (ein Verpressstutzen) ist durch einen blauen Pfeil gekennzeichnet.

5 Erste Ergebnisse

5.1 Versuche mit einer Länge von 3 m

Ziel einer ersten Versuchsreihe mit einer Länge von 3,0 m war es, grundsätzliche Eigenschaften und Anwendungsbereiche der betrachteten Verpresssysteme (jeweils bestehend aus Verpressmaterial und zugehöriger Verpresseinrichtung) zu ermitteln. Im Vorfeld wurde angenommen, dass die zu erzielende Verpressreichweite maßgeblich von der zu verpressenden Spaltweite abhängen würde. Es zeigte sich jedoch, dass unter den vorgegebenen Randbedingungen und bei allen Verpress-

Tabelle 2 Verwendete Injektionspumpen

Verpressmaterial	Acrylatgel	Zementsuspension Mikrofeinzement- Suspension Geopolymer
Injektionspumpe	TPH Booster 10A	TPH Pictor
Gerätetyp	Kolbenpumpe	Schneckenpumpe
Antrieb	pneumatisch	elektrisch
max. Förderdruck	240 bar	25 bar
max. Förderrate (regelbar)	10 l/min	10 l/min
max. Korngröße	0 mm	2 mm



Bild 4 Versuchsfeld, Unteransicht
Im Raster gelochter Verpresskörper für Schichtdickenmessungen

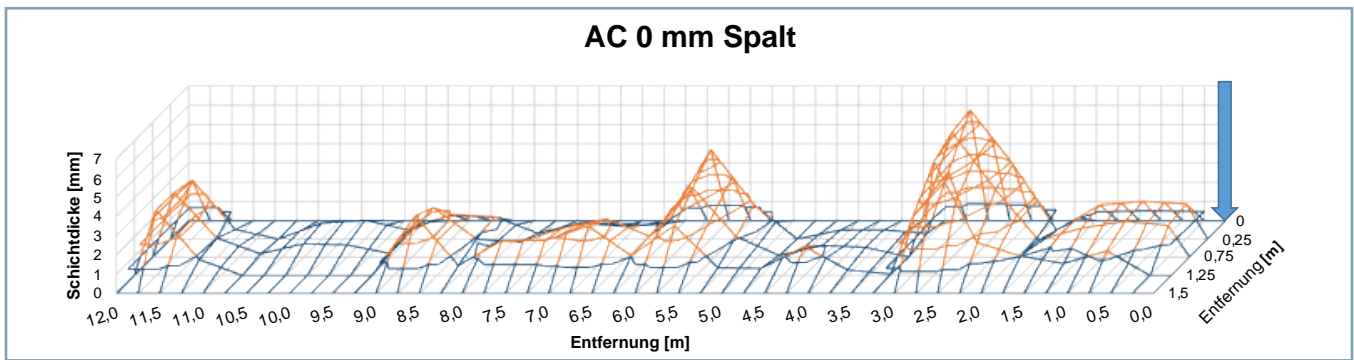


Bild 5 Exemplarische Schichtdickenmessung (Feldlänge: 12 m, Verpressmaterial: Acrylatgel, Nominelle Spaltweite: 0 mm, Verpresseinrichtung: Stutzen \varnothing_i 24 mm)

systemen (Tabelle 1) stets die gesamte Fläche verpresst, d. h. eine Injektionsreichweite von 3,0 m erzielt werden konnte. Exemplarisch ist in Bild 6 der Verpresskörper aus Geopolymer dargestellt. Dies gilt sogar für die nominelle Spaltweite von 0 mm. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass aufgrund von geometrischen Imperfektionen der Stahlbetonplatten stets eine örtlich variierende Restspaltweite – teilweise nur entlang eines Randes – von maximal ca. 3 mm vorhanden ist. In der Folge liegen die Platten nicht vollflächig, sondern nur punktuell auf der KDB auf (Bild 7). Diese Imperfektionen resultieren aus der Betonage auf einer nicht vollständig ebenen Unterlage, d. h., es liegt eine Vor-Durchbiegung in Feldmitte vor, die maximal etwa 3 mm beträgt.

5.2 Versuche mit einer Länge von 12 m

Ziel der zweiten Versuchsreihe mit einer Länge von 12,0 m war es, Anwendungsgrenzen der vorgenannten Systeme und Materialien zu ermitteln. Basierend auf den Ergebnissen der ersten Versuchsreihe, in der bei allen Einzelversuchen eine vollständige Spaltverfüllung über 3,0 m erreicht werden konnte, wurde nur noch eine nominelle Spaltweite von 0 mm eingestellt. Das Verpressen erfolgte wiederum über lediglich einen Stutzen oder einen Schlauch im Eck- bzw. Randbereich des ersten Feldes. Die wesentlichen Ergebnisse werden nachfolgend für die einzelnen Materialien erläutert.



Bild 6 Verpresskörper aus Geopolymer (Nominelle Spaltweite: 3 mm, Verpresseinrichtung: Stutzen \varnothing_i 24 mm)

5.2.1 Acrylatgel

Das Verpressen von Acrylatgel erfolgte zunächst über Verpressstutzen. Anders als beim Verpressen einer großen Spaltweite von 5 mm über eine kurze Strecke (d. h. lediglich einer Längeneinheit bzw. 3,0 m) war ein Aufstau von Verpressmaterial zu verzeichnen, was sich daran zeigte, dass ein Austreten von Material an den einzelnen Entlüftungsstutzen zeitversetzt stattfand. Beim Abheben der Stahlbeton-Fertigteilplatten zeigte sich dennoch, dass der Spalt trotz der sehr geringen Spaltweite (nominelle Spaltweite 0 mm) und der weiten Verpressstrecke von 12,0 m vollständig verfüllt war (Bild 7). In einem weiteren Versuch wurde anstelle der Verpressstutzen ein Injektionsschlauch mit einem Innendurchmesser von 6 mm verwendet. Auch hier konnte eine homogene Verfüllung über 12,0 m erzielt werden.

5.2.2 Zementsuspension

Ähnlich wie beim Acrylatgel staute sich auch der Füllbinder beim Verpressen über Stutzen zunächst im Spalt auf und trat dann an den einzelnen Entlüftungsstutzen zeitversetzt aus. Jedoch war dieser Effekt auch bei den Versuchen mit größeren Spaltweiten und nur einer Längeneinheit festzustellen. Im Gegensatz zum Acrylatgel konnte im Versuch mit 4 Längeneinheiten jedoch nur eine Injektionsreichweite von ca. 6,0 m bzw. über zwei Felder erreicht werden (Bild 8). Dennoch war der verpresste Bereich homogen und vollständig verfüllt. Nur vereinzelt waren Lufteinschlüsse und farbliche Unterschiede im Verpressmaterial zu erkennen, die auf vorzeitig angesteiftes Material infolge von Wasserabgabe an die Betonoberfläche hindeuten.

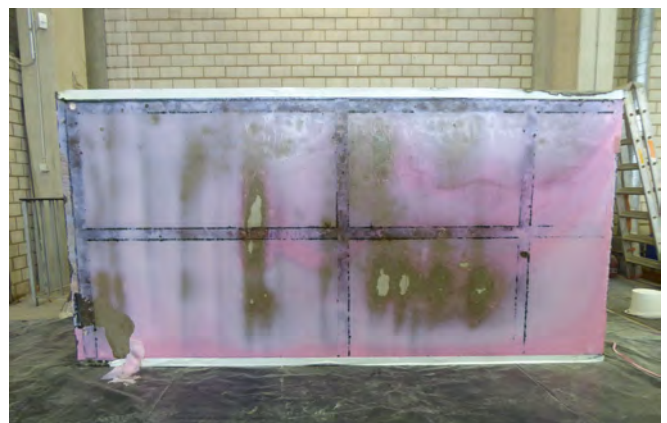


Bild 7 Verpresskörper aus Acrylatgel, Abschnitt 6,0 bis 9,0 m (Feldlänge: 12 m, Nominelle Spaltweite: 0 mm, Verpresseinrichtung: Stutzen \varnothing_i 24 mm)



Bild 8 Verpresskörper aus Zementsuspension (Füllbinder), Abschnitt 3,0 bis 6,0 m (Feldlänge: 12 m, Nominelle Spaltweite: 0 mm, Verpresseinrichtung: Stützen \varnothing_i 24 mm)

5.2.3 Mikrofeinzement-Suspension

Im Gegensatz zu den beiden oben beschriebenen Versuchen mit Verpressstutzen wurde der Mikrofeinzement über einen Verpressschlauch mit einem Innendurchmesser von 10 mm verpresst. Hier kam es ebenfalls zu einem Aufstau von Mikrofeinzementsuspension, sodass ein zeitversetztes Austreten an den einzelnen Entlüftungstutzen zu beobachten war. Es wurde eine Injektionsreichweite von ca. 10,0 m erreicht, verbunden mit einer abermals homogenen und vollständigen Spaltfüllung (**Bild 9**). Ähnlich wie beim Verpressen des Füllbinders waren nur einzelne Lufteinschlüsse und farbliche Unterschiede zu erkennen.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der bislang durchgeführten großmaßstäblichen Laborversuche deuten darauf hin, dass sich alle untersuchten



Bild 9 Verpresskörper aus Mikrofeinzement-Suspension, Abschnitt 9,0 bis 12,0 m (Feldlänge: 12 m, Nominelle Spaltweite: 0 mm, Verpresseinrichtung: Schlauch \varnothing_i 10 mm)

Verpressmaterialien auch bei sehr geringen Spaltweiten von nominell 0 mm bzw. nur örtlich zur Verfügung stehenden Wegigkeiten von ca. 3 mm Weite vollständig und homogen (d. h. ohne nennenswerte Lufteinschlüsse oder anderweitige Fehlstellen) einbauen lassen. Dies gilt sowohl für den Einbau über punktuelle Verpressstutzen als auch für Verpressschläuche mit verteilten Austrittsöffnungen.

Sehr unterschiedlich ist jedoch die erzielbare Injektionsreichweite in Abhängigkeit vom verwendeten Material. Diese war erwartungsgemäß beim sehr dünnflüssigen Acrylatgel mit 12 m am größten und bei der Zementsuspension (Füllbinder) mit ca. 6 m am geringsten (**Bilder 7 und 8**); die Injektionsreichweite der Mikrofeinzement-Suspension lag bei ca. 10,0 m (**Bild 9**).

6.2 Ausblick

Aktuell werden weitere Versuche durchgeführt, die unter anderem unter Gegendruck erfolgen. Hierdurch soll das Anstehen eines Gebirgswasserdrucks nach Wiederaufspiegeln des Gebirgswassers simuliert werden. Der Verpressdruck muss hierbei zunächst den Gegendruck überwinden, d. h., die KDB gegen das Gebirge bzw. den Abdichtungsträger drücken, damit überhaupt Wegigkeiten für das Verpressmaterial freigegeben werden.

Darüber hinaus werden analoge Versuche mit Schottfugenbändern durchgeführt, um die Wirksamkeit verschiedener Verpresssysteme (d. h. Kombinationen von Verpressmaterial und -einrichtung) beim Vorliegen verschiedener typischer Fehlstellen im Beton, wie unzureichend verdichtete Bereiche oder Kiesnester, zu bewerten.

Die Versuchsergebnisse sollen am Ende dazu dienen, die einschlägigen Regelwerke [1] im Bereich Straßentunnel weiter fortzuschreiben. Insbesondere sollen diese im Hinblick auf die Anordnung und Anzahl von Verpresseinrichtungen überprüft werden. Übergeordnetes Ziel ist es, zukünftig Wassereintritte durch die Tunnelinnenschale beim Wiederanstieg des Bergwasserspiegels sicher zu unterbinden bzw. beherrschbar zu machen.

Literatur

- [1] ZTV-ING (2022), Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Stand 01/2022.
- [2] Richtlinie Tunnelabdichtung (2012), Österreichische Bau-technik Vereinigung (ÖBV), Ausgabe 12/2012.
- [3] Glocker, W.: (2011), Empfehlung Abdichtungen im Untertagbau (Normen SIA 197, 272), Verband für Abdichtungen im Tunnelbau VAT, Ausgabe 11/2011.
- [4] Ziegler, M.; Schröder, M. (2020): Blockhinterlegung bei Tunnelabdichtungen – Stand der Technik oder Aufruf zur Nachlässigkeit. In: geotechnik 43, Nr. 3, S. 201-212.
- [5] Richtlinie 853 (2018), Eisenbahntunnel planen, bauen und instandhalten. DB Netz AG, Frankfurt am Main, Stand 09/2018.
- [6] Hammer, A.-L.; Camós-Andreu, C.; Kosak, E.; Thewes, M. (2020): Abdichtung druckwasserhaltender Eisenbahntunnel mit Kunststoffdichtungsbahnen in Deutschland – Diskussionsbeitrag zu einer planmäßigen Blockhinterlegung. In: Taschenbuch für den Tunnelbau 2021, Nr. 45, S. 26-105.

BEMO



Bauwerks- erhaltung

Betoninstandsetzung
Bauwerksabdichtung
Mauerwerksinstandsetzung
Spritzbeton
Injektionen
Ingenieurleistungen

BEMO.NET

Injektionen



Wirtschaftlich und sicher auf jedem Baugrund.

stump-franki.de

Stump  Franki

Baugrundertüchtigung

Bohr- und Injektionsarbeiten zur Erweiterung der Stadtbahn unter dem Dortmunder Hauptbahnhof

Die bereits in den 1980er Jahren erbaute Stadtbahnlinie unterquert den Dortmunder Hauptbahnhof und die gesamte DB-Gleisanlage. Aus betrieblichen und sicherheitstechnischen Aspekten war eine deutliche Verbreiterung der unterirdischen Bahnsteigbereiche von ca. 4 auf 9,5 m Breite erforderlich. Für die bergmännische Erweiterung waren wegen der besonderen Baugrundsituation und der besonders geringen Überdeckung von 2,5 m zu den Gleisen vorab umfangreiche Sicherungsmaßnahmen erforderlich. Hierzu gehörten unter anderem umfangreiche Bohr- und Injektionsarbeiten, um die locker bis sehr locker gelagerten, hohlraumreichen Überlagerungsschichten für die Herstellung eines Rohrschirms und der nachfolgenden Vortriebe vorab ausreichend zu verfestigen. Neben den Injektionen für die Rohr- und Tunnelvortriebe wurden Baugründertüchtigungen unterhalb von Bestandsfundamenten von Fahrleitungsmasten sowie für neue Hilfsbrückenfundamente durchgeführt. Der Beitrag beschreibt die Komplexität der Baumaßnahme unter laufendem Betrieb sowie die besonderen Bedingungen.

1 Situation

Die U-Stadtbahnanlage Dortmund Hauptbahnhof wurde im Rohbau 1974 fertiggestellt und nach dem Ausbau 1984 in Betrieb genommen. Der unterirdische Haltepunkt befindet sich unmittelbar unter der DB-Anlage des Dortmunder Hauptbahnhofs und bildet die Anbindung in Nord-Süd-Richtung. Der Dortmunder Hauptbahnhof zählt mit etwa 130.000 Fahrgästen und 1.000 Zügen pro Tag zu einem der wichtigsten Verkehrsknotenpunkte des Schienenverkehrs in ganz Deutschland.

Durch den stetigen Anstieg der Fahrgastzahlen entsprachen die Zustände der Stadtbahnanlage aus verkehrlicher und baulicher Sicht nicht mehr den heutigen Anforderungen. Dies führte zu dem Beschluss, die Bahnsteige deutlich zu verbreitern und Zugänge, insbesondere hinsichtlich der Aspekte Brandschutz und Barrierefreiheit, zu verbessern.

Die von dem Tiefbauamt der Stadt Dortmund geplanten und an die Keller Grundbau GmbH (NL Bochum) bereits im Jahr 2014 beauftragten Bohr- und Einpressarbeiten gehören zu den vorbereitenden Maßnahmen für den Umbau und die Erweiterung der Stadtbahnanlage Dortmund Hauptbahnhof (Boulos 20). Die Verbreiterung der Seitenbahnsteige stellt die Hauptmaßnahme dar. Die hierzu notwendige seitliche Aufweitung, die nur knapp unter den kreuzenden DB-Gleisen liegt, wurde in bergmännischer Bauweise vorgesehen.

Das Konzept für die Ausführung wurde vom Ingenieurbüro Maidl & Maidl aus Bochum erstellt. Die Bauüberwachung erfolgte durch das Tiefbauamt Dortmund mit Unterstützung eines beauftragten Ingenieurbüros. Die geotechnischen Voruntersuchungen sowie die fachgutachterliche Begleitung der

Bauausführung erfolgte durch das Grundbauinstitut Biedebach Dortmund.

2 Randbedingungen und Konzept Bauablauf

Die DB-Gleisanlagen des Hauptbahnhofs befinden sich auf einem ca. 6 m mächtigen Dammkörper, der in den 1910er Jahren von dem seinerzeitigen Straßenniveau aufgeschüttet wurde. Die Anschüttungen bestehen aus sehr heterogenen und teilweise lockeren Auffüllungen. Unmittelbar unterhalb folgen bis in etwa 9 m Tiefe weiche bis plastische Schluffe mit unterschiedlich mächtigen Torfeinlagerungen, die nur geringe Tragfähigkeiten aufweisen. Der darunter anstehende Mergelhorizont zeigt deutlich höhere Festigkeiten und stellt auch gleichzeitig den Gründungshorizont der Stadtbahnanlage dar.

Im zweiten Weltkrieg wurde die Dortmunder Innenstadt und damit auch der Hauptbahnhof durch die Bombardierung massiv zerstört. Demzufolge ist der Baubereich Kampfmittelverdachtsgebiet. Aufgrund von ferromagnetischen Störungen (Schlacken, alte Bauwerksreste etc.) im Bereich der Anschüttungen waren keinerlei Kampfmitteldetektionen mit Magnetsonden ausführbar. Eine Kampfmittelfreiheit konnte somit nicht erteilt werden. Alle Bauverfahren waren an diese Situation anzupassen.

Die Haltestelle der Stadtbahn wurde seinerzeit als doppelstöckiges Rahmenbauwerk in offener Bauweise unterhalb des Hauptbahnhofs in einzelnen Bauabschnitten erbaut. Für den Baugrubenverbau wurden zur Auflagerung der DB-Gleise rückverankerte Bohrpfähle mit einem massiven Kopfbal-

ken ausgeführt. Die Bohrpfähle und der Kopfbalken wurden im Schutze eines konventionellen Rammträgerverbau mit Holzausfachung hergestellt. Aufgrund der knappen Ausführungszeit beim Rückbau der damaligen Hilfsbrücken wurden die Holzausfachungen mit dem Trägerverbau im Boden belassen oder nur teilweise rückgebaut. Bereits einige Jahre nach dem Bau zeigten sich durch die verbliebenen Einbauten erste Auflockerungen, die im Gleisbereich immer wieder deutliche Setzungen und oberflächennahe Nachverdichtungen erforderten.

Die bestehende Stadtbahnhaltestelle hat eine Gesamtlänge von ca. 120 m, wobei die Zugangsanlagen und Verteilerebenen (Nord und Süd) je 37 m lang sind. Das Gesamtbauwerk hat im Bereich der Zugangsanlagen eine Breite von ca. 28 m bei einer Höhe von ca. 13 m. Der etwa 54 m lange Mittelbereich mit den schmalen Seitenbahnsteigen hatte in diesem Bereich eine Breite von ca. 15 m (**Bild 1**).

Im Zuge der Baumaßnahme Baulos 20 wurden neben der Verbreiterung der Bahnsteige im Mittelbereich von ca. 4,0 m auf 9,5 m je Bahnsteig auch die Treppenanlagen und Fahrtruppen erneuert sowie die Zugänglichkeit über zeitgemäße Aufzugsanlagen ermöglicht.

Der Betrieb der Stadtbahn musste über die gesamte Bauzeit aufrechterhalten bleiben.

In Ost-West-Richtung, das heißt quer zur Stadtbahnanlage, verlaufen mit einer Überdeckung von weniger als 2,5 m die 12 Gleise und 5 Bahnsteige der DB AG. Auch der DB-Schienenverkehr musste während der gesamten Bauzeit aufrechterhalten werden.

Zur Sicherstellung des Bahnbetriebs während der Vortriebsarbeiten wurden die DB-Gleise messtechnisch überwacht und Warn- und Grenzwerte für die Hebungen und Senkungen der Gleisanlagen und der Fahrleitungsmasten in Abstimmung mit den Verantwortlichen der DB definiert.

Bei Überschreitung zulässiger Verformungswerte der Gleise waren Stopfmaßnahmen vorgesehen.

Bei allen oberirdischen Arbeiten waren die Mindestabstände zu den Oberleitungen einzuhalten, bzw. diese in planmäßigen Sperrpausen kurzzeitig außer Betrieb zu nehmen.

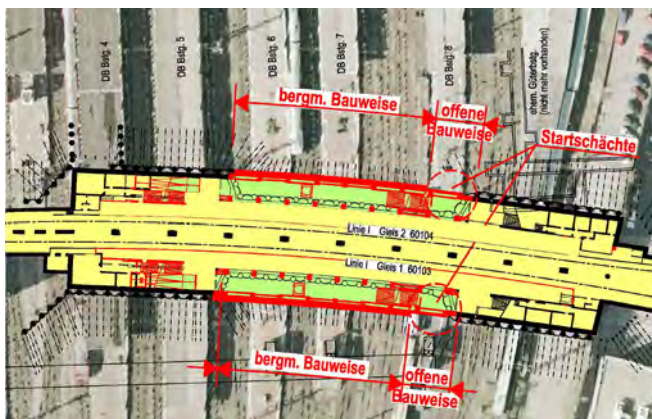


Bild 1 Situation (DO-Hbf Gleisanlagen mit Stadtbahnanlage und geplanter Erweiterung, grün)

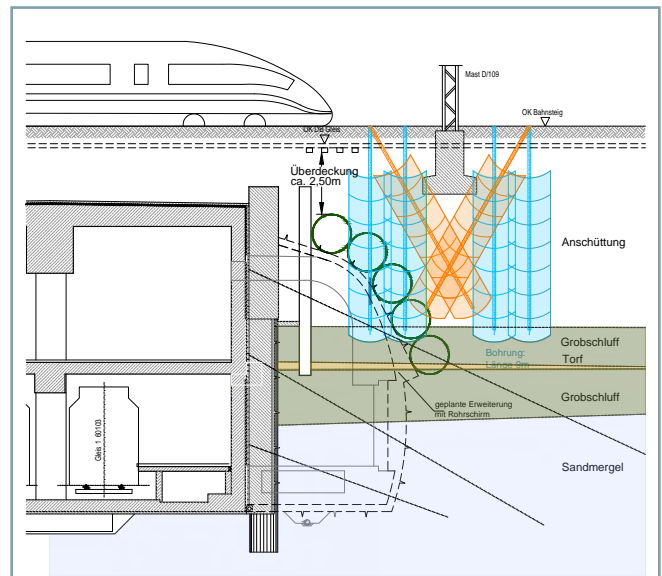


Bild 2 Querschnitt Stadtbahnanlage mit Anordnung der Injektionen

3 Tunnelvortrieb und Erweiterung des Stadtbahnbauwerks

Bei der Untersuchung und Planung verschiedener Ausführungsvarianten hatten die Minimierung der Sperrpausen, welche mit großem zeitlichen Vorlauf zeitscharf abgestimmt werden mussten, und die notwendige Sicherheit während der Tunnelarbeiten oberste Priorität.

Aufgrund der schwierigen Randbedingungen wurde die Herstellung der Bahnsteigerweiterung in bergmännischer Bauweise im Schutze eines Rohrschirms geplant. Wegen der Kampfmittelproblematik wurden jegliche über Bohrungen hergestellte Rohrschirmsicherungen mit kleineren Durchmessern nicht zugelassen. Aus besagten Gründen kam ein Rohrschirm aus Stahlrohren mit Durchmesser 1.600 mm zum Einsatz (**Bild 2**).

Die mit einem offenen Schild aufgefahrenen Vortriebe gewährleisteten eine ständige visuelle Beobachtung der Ortsbrust und die Möglichkeit, beim Auftreten von Hindernissen und Kampfmitteln diese mit Umsicht zu bergehen.

Im Schutze des vorab hergestellten Rohrschirms erfolgte der bergmännische Vortrieb mit Unterteilung des Ausbruchquerschnitts in Kalotte und Strosse. Sowohl die Arbeiten für den Rohrschirm als auch der bergmännische Vortrieb erfolgten über zwei parallel angeordnete Startschächte. Zusammen mit der Spritzbetonaußenschale stellte das Rohrschirmgewölbe das Tragsystem dar. Zur Ableitung der Vertikallasten und Minimierung der Setzungen an der Geländeoberkante war unterhalb des unteren Rohraufagers eine temporäre Unterfangung zur Überbrückung der Weichschichten in den tieferen Mergel mittels Düsenstrahlverfahren erforderlich, vgl. **Bild 3**.

Nach Auffahrung des gesamten Vortriebs erfolgte die abschnittsweise Öffnung der Bauwerkswände und der Einbau eines Stützen-Riegel-Systems bei laufendem Fahrbetrieb unter Sicherung seitlich vorab eingebauter massiver Arbeitsschutzwände.

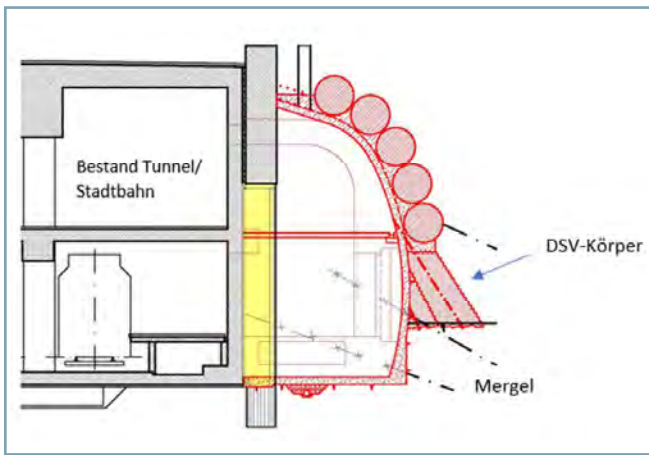


Bild 3 Querschnitt mit Einzeltvortrieb und Sicherung

4 Bohr- und Injektionsarbeiten als Vorausmaßnahme

Wegen der bereits lokal bekannten und auch durchgängig zu erwartenden Auflockerungen und Hohlräume war als Vorabmaßnahme eine Baugrundstabilisierung zwingend erforderlich. Durch zusätzlich ausgeführte Erkundungen sowie ergänzende Aufschlussbohrungen haben sich mächtige Anschüttungen (vorwiegend bindige, sandige Bestandteile) und Hinweise auf die heterogenen Beschaffenheiten und Hindernisse bis in Tiefen von 9-10 m gezeigt.

In Verbindung mit den Erkenntnissen beim damaligen Bau der Stadtbahn hatte sich bei den Erkundungen mittels Bohrungen, Rammkern- und Rammsondierungen bestätigt, dass neben den Auflockerungen auch lokale Hohlräume sowie Hindernisse unterschiedlicher Güte und Struktur für die jeweiligen Vortriebsphasen zu erwarten waren.

In Anbetracht der empfindlichen Gleis- und Bahnanlagen war eine vorab auszuführende Stabilisierung der Vortriebsbereiche an verschiedenen Stellen unumgänglich.

Folgende Arbeitsbereiche wurden für die Baugrundstabilisierung definiert:

- Injektion im Bereich der aufzufahrenden Rohr- und Tunnelvortriebe über vertikale oder geneigte Ventilrohrbohrungen
- Verfüllung und Stabilisierung der alten Verbaue/Arbeitsräume im Bereich Stadtbahntunnel
- Stabilisierung zweier im Einflussbereich des Rohrschirms liegender Fundamente von Fahrleitungsmasten
- Herstellung einer Baugrundverbesserung für vier geplante Hilfsbrückenfundamente an den Startschächten



Bild 4 Herstellung der Bohrungen im Gleisbereich bzw. Bahnsteig

Der zu bearbeitende Bereich ist ca. 90 m lang und quert somit den gesamten Bereich der Gleis- und Bahnanlagen. Dies führte dazu, dass die Bohrarbeiten nur in kurzzeitigen Sperrpausen in Teilbereichen sowie der überwiegende Teil der Injektionsarbeiten nur im Nachtbetrieb an 7 Tagen je Woche auszuführen waren. Entsprechend der zeitlichen Vorgaben waren somit erhebliche Gerätekapazitäten für die Ausführung der Bohr- und Injektionsarbeiten erforderlich (**Bild 4**).

Die aufwendige und nur manuell mögliche Vorbereitung der Bohrpunkte in den Gleisbereichen erfolgte vorab durch das Setzen von Schutzrohren im Schotterbett. Ebenfalls mit großem Aufwand mussten die Bohrungen und Ventilrohre in den Bahnsteigbereichen in das Gehwegpflaster eingebaut und versenkt werden, um den täglichen Fahrgastverkehr ohne Einschränkungen aufrecht zu halten.

Vor Beginn der Arbeiten veranlasste der Bauherr die Installation verschiedener Mess- und Alarmsysteme, mit denen die Höhenlage und Neigung der Gleise bzw. beeinflusster Bauteile überwacht werden konnte. Neben der Bewegungskontrolle an den Bahnsteigen wurden die Vertikalität und Setzung zweier Fahrleitungsmasten baubegleitend kontrolliert.

Zu den automatischen Tachymeterstationen wurden zusätzlich etwa 700 lfm Ketteninklinometer zur Lageüberprüfung der Gleisanlagen sowie 230 Messpunkte zur Höhenkontrolle der Bahnsteige installiert, die bereits vor Erreichen kritischer Verformungen eine Alarmmeldung signalisierten. Über ein Monitoring-Portal konnten alle Messergebnisse bei aktuellem Vortriebsstand abgerufen werden. Für die Gleisbereiche sowie für die Tachymeterstationen (Masten und Hilfsbrücken) waren bis zu zehn Messreihen je Stunde möglich.

Aufgrund der umfangreichen Sicherheitsvorschriften bei der Arbeit auf Bahnanlagen mussten vorab detaillierte Arbeits- und Sicherheitsunterweisungen für die jeweiligen Bauphasen erfolgen.

Aufgrund lückenhafter Bestandsunterlagen waren umfangreiche Schürfarbeiten zur Erkundung der Kabel- und Leitungsführung erforderlich.

Wegen des Kampfmittelverdachts mussten nach Vorgabe der Bezirksregierung alle Bohrungen entsprechend als Schneckenbohrung erstellt werden.

Der Zeitplan sah vor, die gesamten Bohrungen in weniger als 4 Wochen im 24-h-Betrieb bei 7 Tagen/Woche herzustellen. Dies erforderte den Einsatz von 4 speziell für die Aufgabe ausgerüsteten Bohreinheiten. Die Versorgung und der tägliche Antransport in die jeweiligen Gleis-/Bahnsteigbereiche mussten über entsprechende Arbeitszüge erfolgen (**Bild 5**).



Bild 5 Arbeitszug für den täglichen Antransport der Gerätschaften

Tabelle 1 Exemplarische Bewertung (Bereich Hilfsfundamente)

Anschüttung	Tiefenbereich	N10 vorab	N10 verbessert	Faktor i.M.**
Bergematerial (G,u)	2,0 – 7,0	0 – 4	2 – 22 (70*)	1,5 – 5
Auffüllung (U,t)	7,0 – 12,0	0 – 15	7 – 40	2,5 – 7,5

*Maximalwerte nur mit Faktor 2/3 bewertet/ ** Verbesserung im Mittel über 1 m Tiefe

Eine Sonderaufgabe stellte die Bodenverbesserung an vier Hilfsbrückenfundamenten durch stufenweise Mehrfachzementinjektionen gemäß DIN EN 12715 nach dem Soilfrac®-Verfahren dar.

Eine Kontrolle durch Rammsondierungen vor und nach der Injektion zeigte eine signifikante Verbesserung des Baugrundes.

Die zum Teil verringerte Zunahme der Rammwiderstände im oberflächennahen Bereich lässt sich durch die geringere Auflast bzw. vorhandene Lockerzonen und Hohlräume von 0 bis 3 m Tiefe unter GOK erklären. Über die Tiefe betrachtet konnten durch die Injektionen die teilweise sehr locker gelagerten Schichten bis auf geringe Bereiche in eine mitteldichte Lagerung verbessert werden.

Das Konzept sah vor, die angetroffenen Hohlräume im ersten Schritt mittels Niederdruckverfüllung, unmittelbar entlang der ehemaligen Verbauwände, über die Bohrungen bzw. eingestellten Rohre direkt zu verfüllen. Im Nachgang wurden auch in diesen Bereichen gezielte stufenweise Mehrfachinjektionen ausgeführt.

Auch die am Fahrleitungsmast 109 bereits bei den Bohrungen aufgetretenen Setzungen von bis zu 22 mm gaben deutliche Hinweise auf größere Hohlräume und Lockerzonen. Bereits bei der Auffüllung der Mantelmischung wurden in diesem Bereich fast 13 m³ Material eingebaut. Durch gezielte

Nachinjektionen konnten die anfänglichen Setzungen wieder um 11 mm rückgestellt und das Fundament damit in seiner Lage gesichert werden.

Beeinträchtigt wurden die Verfüll- und Injektionsarbeiten durch zuvor unbekannte und teilweise extrem beschädigte alte Drainagen und Entwässerungskanäle. Sofortige Zusatzmaßnahmen wie Abmauerungen oder Setzen von Kanalblasen wurden unmittelbar nach örtlicher Erfordernis durchgeführt.

Durch die Installation vorgenannter Absperrungen sowie die regelmäßige Anpassung des Injektionskonzeptes an die örtlichen Verhältnisse konnte der Injektionsbetrieb nach anfänglichen Schwierigkeiten an die Erfordernisse angepasst werden. Der Injektionsbetrieb war ausschließlich im Nachtschichtbetrieb an 7 Tagen je Woche auszuführen. Die südlichen Bahnsteige mussten tagsüber wieder für den Personen- und Zugverkehr ohne Einschränkung zugänglich sein.

Über eine gesamtheitliche Bewertung von Injektionsaufnahmen und sich daraus ergebenden Kontakthebungen in Verbindung mit weiteren Sondierungen konnte eine hinreichende Stabilisierungswirkung nachgewiesen werden (Bild 6).

Die Arbeiten mussten auch an allen Sonn- und Feiertagen im Nachtbetrieb ausgeführt werden. Aufgrund der Komplexität der Arbeiten mit ständig wechselnden Arbeitsstellen bzw. Randbedingungen, war dies für das Baustellen- und Bauleitungspersonal eine besondere Herausforderung.

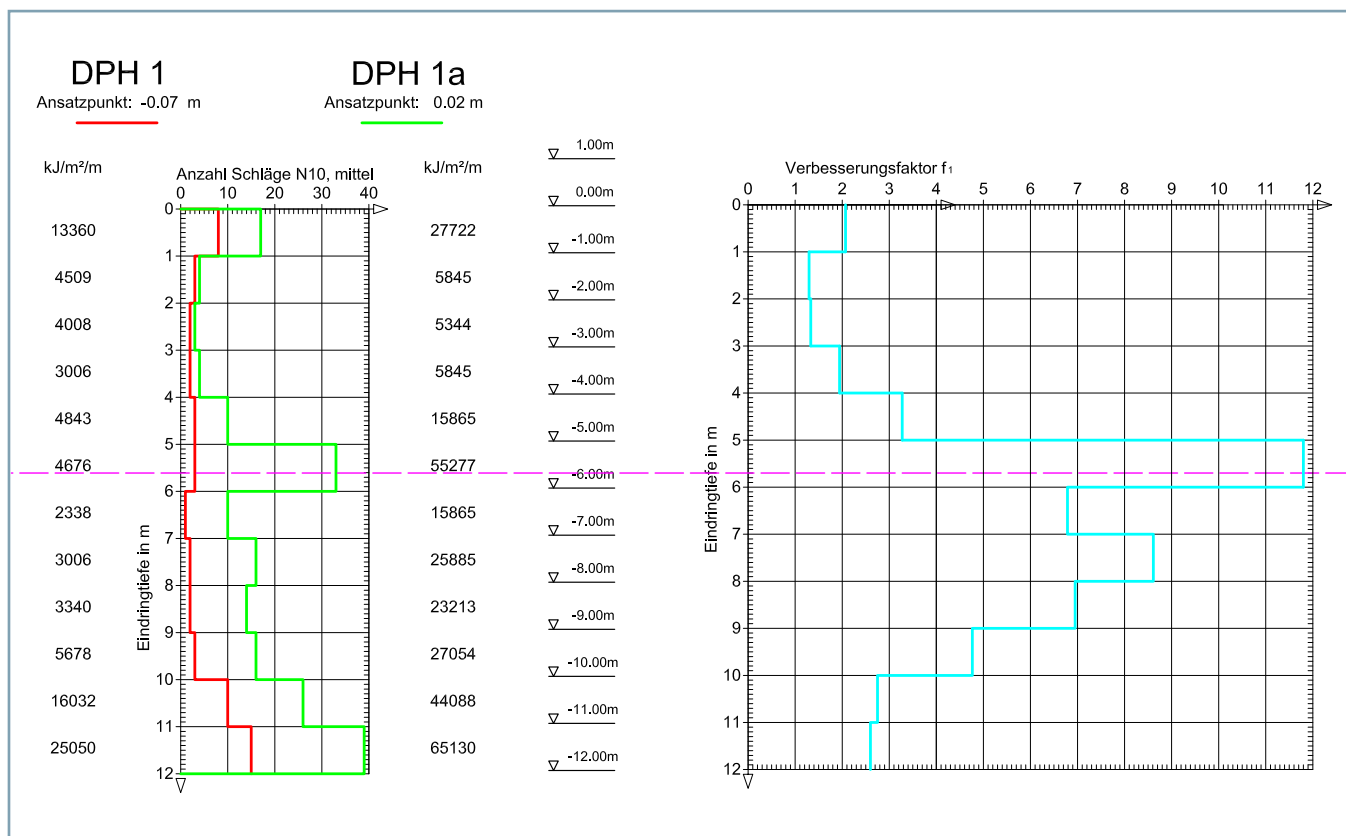


Bild 6 Verbesserungsgrad durch Injektionen im Bereich Hilfsbrückenfundamente DPH 1/1a

5 Erkenntnisse aus Bohr- und Injektionsarbeiten

Aufgrund der erwarteten Lockerzonen und Hohlräume, aber auch wegen der besonders knappen Ausführungszeit, wurden die Injektionsmengen in der ersten Kampagne auf maximal 2.000 l/Stufe begrenzt. Entsprechende Abbruch- und Druckkriterien wurden für die einzelnen Bereiche ebenfalls definiert. Nachdem sich in den Arbeitsbereichen bereits frühzeitig größere Hebungen zeigten, musste das Konzept nochmals angepasst werden. Die Volumenreduzierung auf 5 bis 10 % der vorab eingeschätzten Menge und eine mehrfache Beaufschlagung bei Vergrößerung der Injektionsabstände zeigten unmittelbare Wirkung. Eine unkontrollierte Ausbreitung des Verpressmaterials, z. B. in bereits vorgeschädigte alte Kanäle und Drainagen, konnte nach anfänglichen Problemen durch die getroffenen Schutzmaßnahmen weitestgehend verhindert werden.

Durch gezielte Nachverpressung der besonders auffälligen Lockerbereiche wurden weitere Hebungen auf wenige Millimeter beschränkt. Anhand der nachträglich durchgeführten Rammsondierungen haben sich die Wirkungsweise und der Erfolg besonders bei den Hilfsbrückenfundamenten unmittelbar bestätigt. Bereiche mit Mehrfachbeaufschlagung und kleinen Mengen zeigten einen deutlich höheren Verbesserungserfolg gegenüber der Ausführung des ersten Konzepts mit großen Mengen und nur zweifacher Injektion.

Die detaillierte Bewertung der Injektionsdrücke bestätigte ebenfalls diese Effekte, d. h. bei deutlich verringerter Gesamtmenge, aber erhöhter Anzahl an Nachverpressungen wurde der relative Druckanstieg von etwa 3 auf 6 bar somit verdoppelt (Bild 7).

6 Vortriebsarbeiten im Stabilisierungsbereich

Die Auffahrung der bemannten Rohrvortriebe DN 1600 erfolgte aus den auf der Nordseite angeordneten Startschächten mit Einzelrohrlängen von 6,0 m.

Unmittelbar nach Beginn der Rohrvortriebsarbeiten und dem Anfahren erster Hindernisse bestätigte sich bereits die Notwendigkeit der durchgeführten Injektions- und Stabilisierungsarbeiten. Durch die „offene Ortsbrust“ konnten die Verfestigungen im Umfeld von stark heterogenen Anschüttungen und Hindernissen direkt lokalisiert und ohne zusätzlichen Sicherungsbedarf beseitigt werden. Neben den bereits planmäßig zu erwartenden Hindernissen wurden zusätzliche Hindernisse wie Sandsteinblöcke (> 50 cm), Verbauhölzer, Stahlträger, verlorene Bohrgestänge, Anker ebenso wie stark verfestigte Schlacken und Ziegelschuttreste freigelegt (Bilder 8 und 9).

Die Vortriebsarbeiten für den Rohrschirm fanden im jeweiligen Wechsel (Ost/West) von unten nach oben statt.

Die über die Ortsbrust sichtbar werdenden Ventilrohre und Verfestigungen zeigten eine deutliche Verspannung der anstehenden Lockermassen auch in den Hinderniszonen. Somit konnten ungewollte Auflockerungen oberhalb des Vortriebs vermieden und Setzungen an der Geländeoberkante minimiert werden. Die auf den Rohrvortrieb zurückzuführenden Setzungen im Gleisfeld betrugen weniger als 5 mm.

Durch die vorab ausgeführten Bohr- und Stabilisierungsarbeiten kam es bei beiden Vortrieben zu keinerlei größeren Störungen oder Vorfällen. Die rechnerisch prognostizierten Verformungen der Spritzbetonschale in einer Größenordnung von 20 bis 30 mm sind nicht aufgetreten – es wurden lediglich wenige Millimeter gemessen.

Durch die jederzeit sehr enge und konstruktive Abstimmung zwischen Bauherren, Planern, Fachgutachtern und der ausführenden Firma konnten die überaus komplexen Arbeiten ohne größere Störungen erfolgreich ausgeführt werden.

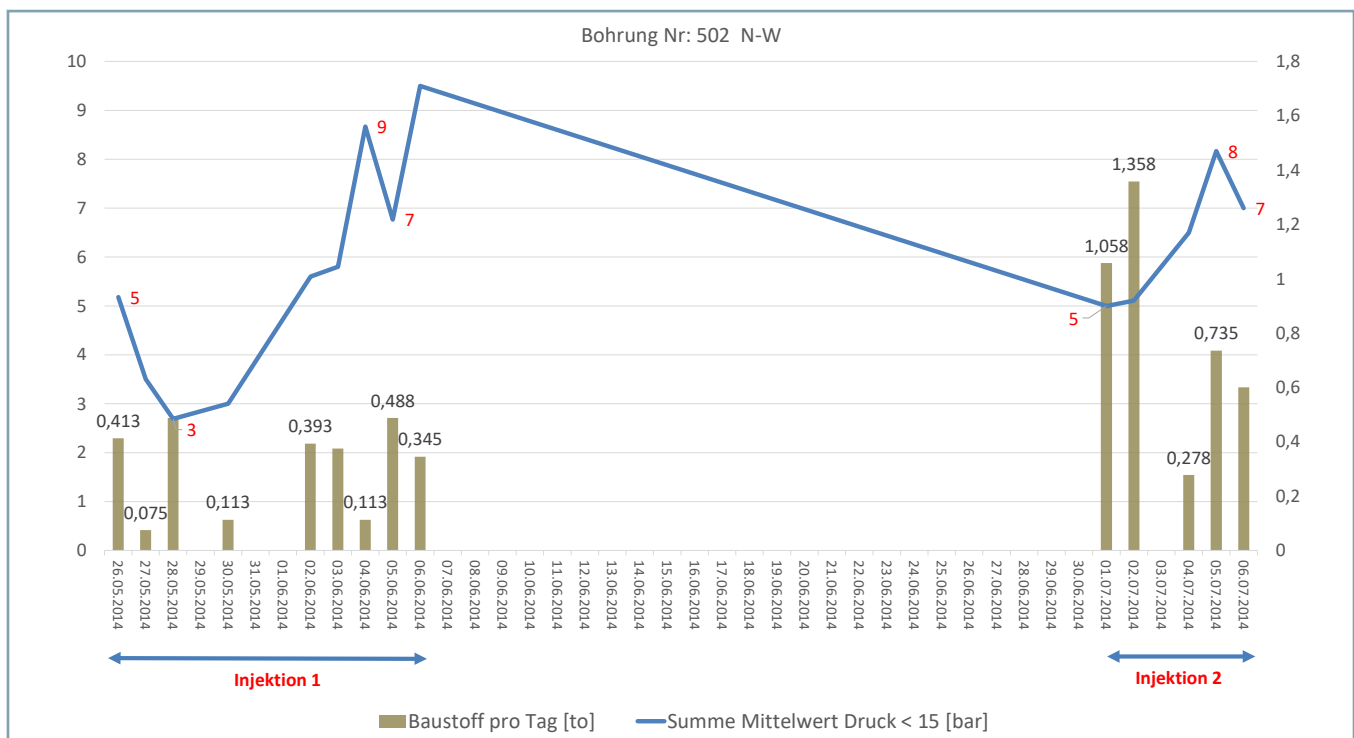
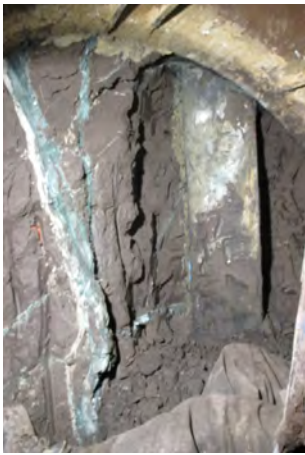


Bild 7 Entwicklung der Injektionsdrücke und -mengen



*Bild 8 und 9 Ortsbrust
Rohrvortrieb/Injektionsrohre
und Verfestigungen*

7 Fazit/Schlussbetrachtung

An die Abwicklung derartiger Maßnahmen und die Ausführung unter laufendem Betrieb mit ständig wechselnden Randbedingungen sind allein aus Gründen der Arbeitssicherheit hohe Anforderungen gestellt. Auch der ständige Wechsel der Arbeitsbereiche sowie die zeitgleiche Verfolgung der Einbauefordernisse bzw. örtlichen Situation erfordern ein hohes Maß an Qualitätsüberwachung und Monitoring. Unterirdische Einbauten wie vorhandene Kanäle, Kabel oder sonstige Bauwerke müssen bereits bei der Planung, auch im Hinblick auf Hilfs- oder Ersatzmaßnahmen, ausreichend berücksichtigt werden.

Die Anpassung der Injektionskonzepte an die jeweiligen Bedingungen hat gezeigt, dass durch Veränderung der Injek-

tionsfolge und Vorgaben eine deutlich verbesserte Stabilisierungswirkung erzielt werden kann. Eine flexible und enge Abstimmung zwischen allen Beteiligten war dabei unerlässlich.

Nach Durchführung der Baugrundstabilisierung und störungsfreier Unterfahrung der Gleisanlagen bei minimalster Überdeckung kann ohne Einschränkung von einem Erfolg der Sicherungsmaßnahme berichtet werden.

Die Ausführung der Baumaßnahme unter besonderen zeitlichen Beschränkungen an einem der wichtigsten Verkehrsknotenpunkte im Ruhrgebiet stellte bei diesem Projekt alle Beteiligten vor eine besondere Herausforderung. Daher gilt an dieser Stelle nochmal ein großer Dank den Ausführenden und Planern.

Anzeige



Auf unsere Stärken bauen



Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistraße 8
63067 Offenbach
Deutschland

Telefon +49 69 8051100

Wir verwirklichen Lösungen für Ihre Baugrund-, Gründungs- und Grundwasserprobleme. Komplexe Grundbauaufgaben wickeln wir gerne ab und greifen dabei auf selbst entwickelte Verfahren und eine breite Palette moderner Technologien zurück.

Fragen Sie uns, wir beraten Sie gern!

info.de@keller.com

www.kellergrundbau.de

Automatisierte Steuerung und Ausführung von Kompensationsinjektionen

Bauprojekte wie der Bau einer U-Bahn können umfassende Maßnahmen zur Setzungskompensation für Bestandsobjekte erforderlich machen. Zur begleitenden Kontrolle ist ein umfassendes Monitoring- sowie Datenmanagementsystem (DMS) unerlässlich. Durch Hebungsinjektionen wird sichergestellt, dass in der Nähe gelegene Gebäude nicht beeinträchtigt werden. Die dazu eingebauten und vorverfestigten Manschettenrohre unter den Objekten werden im Falle einer Setzung (z. B. durch den Vortrieb) zur Hebungsinjektion beaufschlagt. Auf Basis der Daten von Schlauchwaagen erstellt das DMS automatisch einen Handlungsvorschlag, welcher nach Überprüfung und Freigabe an die Injektionsanlage übermittelt wird. Der Geräteführer wählt die Manschette und startet den automatischen Injektionsprozess. Jeder Injektionsvorgang wird aufgezeichnet, in das DMS übertragen, in Echtzeit analysiert und visualisiert. Die Beteiligten können die Daten jederzeit über die Webplattform einsehen und umfassende Informationen einholen.

1 Das Bauvorhaben U2-17-21 und seine Herausforderungen

Das öffentliche Verkehrsnetz in Wien soll durch eine neue Linieneinführung der bestehenden U-Bahnlinie U2 und den Bau der neuen U-Bahnlinie U5 ausgebaut werden.

Für das Baulos U2-17-21 (**Bild 1**) sind Kompensationsmaßnahmen im gesamten Verlauf vorgesehen. Wie in der **Tabelle 1** ersichtlich, geht es um ca. 37.850 m² zu kompensierende Fläche.

Aufgrund des Umfangs der Setzungskompensationen ist der Einsatz digitaler Lösungen zur Überwachung und Qualitätssicherung unumgänglich. Ein webbasiertes DMS wird als unterstützendes Werkzeug zur Projektsteuerung, Dokumentation und Qualitätssicherung eingesetzt.

Über 1.500 Schlauchwaagen, Tachymeter und Tiltmeter, welche an Objekten entlang des zu bauenden Tunnels montiert werden, müssen kontinuierlich überwacht werden. Differenzsetzung und Winkelverdrehung werden in Echtzeit berechnet und ausgewertet, Abweichungen detektiert und

gemäß dem Alarmplan entsprechende Warn- und Alarmmeldungen ausgegeben.

Auch müssen Bohr- und Injektionsdaten, welche sowohl im Zuge der vorbereitenden Maßnahmen als auch während der Kompensationsmaßnahmen selbst erfasst werden, effizient verarbeitet und analysiert werden, um eine saubere Datenbasis und nachvollziehbare Dokumentation zu ermöglichen. Dabei ist von mehr als 40.000 Bohrmeter sowie über 120.000 Manschetten mit voraussichtlich weit mehr als 300.000 Beaufschlagungen auszugehen. Das Datenaufkommen ist enorm, was wiederum extrem hohe Anforderungen an die Performanz des DMS stellt.

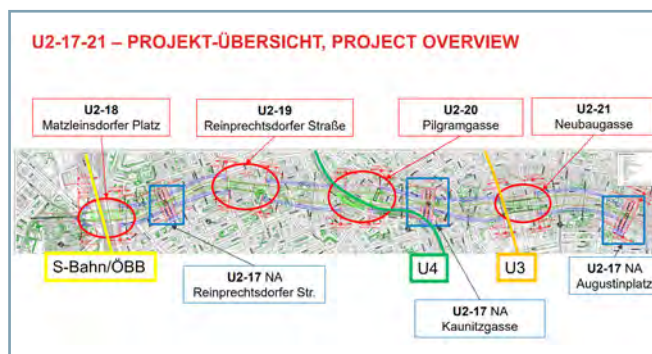


Bild 1 Projektübersicht U2-17-21

Tabelle 1 Geplante Kompensationsmaßnahmen U2-17-21

Bauteil	Bezeichnung	Fläche
U2/18	Matzleinsdorfer Platz	2.971 m ²
U2/17 NA1	NA Reinprechtsdorferstr.	3.777 m ²
U2/19	Reinprechtsdorfer Straße	8.699 m ²
U2/20	Pilgramgasse	7.016 m ²
U2/17 NA2	NA Kaunitzgasse	2.333 m ²
U2/21	Neubaugasse	9.586 m ²
U2/17 NA3	NA Augustinplatz	3.466 m ²

2 Kompensationsinjektionen

Kompensationsinjektionsmaßnahmen dienen dem Ausgleich von baubedingten Verformungen durch das Hauptgewerk (Tunnelvortrieb, Baugrube usw.), um zu jedem Zeitpunkt die zulässigen Verdrehungen und Setzungen der im Einflussbereich liegenden Gebäude einzuhalten.

Aber auch die Messtechnik (Schlauchwaagen, Tiltmeter, geodätische Messungen, Bohrlochvermessung, Bohr- und Injektionsaufzeichnungen uvm.) ist ein unverzichtbarer Bestandteil des Verfahrens.

Ein DMS ist bereits während der ersten Phase der Herstellung der Bohrungen erforderlich, um sämtliche Herstellparameter zu überwachen und Bewegungen im Zuge des Einbaus der Manschettenrohre darstellen und interpretieren zu können. Neben der Überwachung der Schlauchwaagenmesssysteme und des Herstellungsprozesses der Bohrungen ist die Injektionstechnik für einen wesentlichen Anteil des Datenaufkommens verantwortlich.

Folgende Arbeitsschritte sind im Zuge einer Setzungskompensation mittels Kompensationsinjektion erforderlich:

- Austeilungsplanung für den Einbau der Manschettenrohre – Festlegen von Ansatzpunkten, Neigung, Azimut und Bohrrichtung. Die Bohrungen werden meist fächerförmig angeordnet, wobei ein Maximalabstand der einzelnen Manschettenrohre abhängig vom Boden, der Bebauung und der Tiefenlage zu berücksichtigen ist.
- Planung der Messtechnik (z. B. Schlauchwaagen) – die tragenden Strukturen müssen erkannt, die Anzahl und Positionen der Schlauchwaagen festgelegt werden, um eine umfassende und aussagekräftige Abbildung der Verformung zu erhalten. Festpunkte und deren Position sind zu fixieren.
- Installation der Messtechnik – Messgeräte wie Schlauchwaagen oder Tiltmeter werden im zu überwachenden Objekt nach Plan installiert und überprüft.
- Nullmessung – spätestens ein Monat vor Start der Bohrarbeiten, um ein Startniveau für das weitere Monitoring und eine Ausgangslage für die zukünftigen Setzungskompensationen zu erhalten.
- Herstellung der Bohrungen (**Bild 2**), Einbau der Manschettenrohre inkl. Ringspaltverfüllung – die nahezu horizontalen Bohrungen werden mittels Spülbohrungen (Wasser- oder Luftspülung) mit Ausklinkkrone oder Doppelkopfsystem hergestellt, das Manschettenrohr anschließend eingestellt



Bild 2 Herstellung der Bohrungen und Einbau der Manschettenrohre

und die Bohrrohre gezogen. Der Mantel um das Manschettenrohr wird verfüllt, um spätere Umläufigkeiten im Ringraum der jeweiligen Bohrung zu verhindern.

- Vermessung der Manschettenrohre – um die tatsächliche Position der Injektionsventile festzustellen, werden Lage und Einbautiefe des Manschettenrohres mittels Gyro-Messsystemen bestimmt.
- Dynamische Planung – die IST-Position der Manschettenrohre wird in die CAD-Planung als 3D-Elemente rückgeführt und kontrolliert. Falls durch Bohrabweichungen zu große Abstände zwischen den einzelnen Manschettenrohren resultierten, werden Zusatzbohrungen eingeplant oder das Injektionskonzept entsprechend angepasst (Mehrmengen).
- Herstellung von Zusatzbohrungen – falls erforderlich werden Zusatzbohrungen hergestellt und zusätzliche Manschettenrohre eingebaut. Auch diese werden vermessen und in die dynamische Planung eingepflegt.
- Kontaktinjektion – Grundinjektion zur Poren- und Hohlraumverfüllung und Bodenvergütung inklusive des Nachweises des Kraftschlusses, welcher durch eine geringe Hebungreaktion gezeigt wird. Auch erhöht die Kontaktinjektion den Wirkungsgrad der nachfolgenden Maßnahmen. Injektionsziel der Kontaktinjektion kann beispielsweise das Erreichen einer gleichmäßig bleibenden absoluten Hebung von 5 mm (bleibend über eine Woche) sein.
- Setzungskompensation – diese eigentliche Injektion dient der Reduzierung von Setzungen oder Verdrehungen. Je nach Grenzwerten dient sie zum Ausgleich der Gesamtsetzungen, zum Ausgleich von kritischen Winkelverdrehungen (Mulden- und Sattellage) und zur Minimierung der Bauwerksbeeinträchtigung. Hierfür ist ein ständiges Monitoring während der Injektionsarbeiten erforderlich. Durch ein umfassendes DMS und computerunterstützte Auswertungen kann das Team vor Ort unterstützt und eine zielgenaue Herstellung gewährleistet werden. Das Monitoring der Herstell- und Begleitprozesse ist unverzichtbar zur Ausführung und Steuerung sämtlicher Injektionsmaßnahmen.

3 Digitalisierung des Kompensationsinjektionsprozesses beim BVH U2-17-21

Ein höherer Automatisierungsgrad in der Datenverarbeitung ist nötig, um auch bei hohem Datenaufkommen einen effizienten Bauablauf zu ermöglichen. Nur so kann ein optimaler Informationsfluss für die Ausführung der geplanten Maßnahmen gewährleistet werden. Systemimmanent dafür ist die Digitalisierung aller Teilprozesse.

3.1 Datenerfassung

Für die Überwachung der Gebäude im Baubereich werden digitale Schlauchwaagen und an schwer zugänglichen Stellen Tachy- und Tiltmeter eingesetzt. Die Sensoren sind dabei verbunden und werden zyklisch von einer zentralen Datenerfassungseinheit abgefragt. Die Messwerte werden lokal zwischengespeichert und in definierten Intervallen an das DMS übertragen. Diese Intervalle liegen im Bereich von zehn Sekunden und sind durch die Dauer der Messung einer Sensor-kette definiert.

Im Bereich der Bohr- und Injektionstechnik ist die Digitalisierung bereits gut fortgeschritten, weshalb zum einen die



Bild 3 Automatisierte Injektionsanlage

Herstellparameter der Bohr- und Injektionsprozesse digital erfasst und gespeichert werden und zum anderen die Prozesse auch zum Teil bereits automatisiert ausgeführt werden (**Bild 3**).

Dies ist für eine effiziente Ausführung, Dokumentation und Qualitätssicherung von großer Bedeutung. Inputfiles bzw. Injektionsanweisungen können automatisch in die Anlage eingespielt werden. Die erfassten Prozessdaten werden umgehend nach Abschluss der Prozesse an das DMS zur weiteren Verarbeitung übertragen. Die Prozessdaten können auch in Echtzeit während der Ausführung der Herstellungsprozesse übertragen werden. Dies hat sich jedoch im Hinblick auf eine optimierte Ausführung als nachteilhaft herausgestellt.

3.2 Datenübertragung und Datenintegrität

Die Messdaten der Schlauchwaagen, Tachymeter, Tiltmeter, Vermessungs sonden, Bohrgeräte, und Injektionspumpen werden, sofern die Drittsysteme dies ermöglichen, in Echtzeit bzw.

echtzeitnah via Mobilfunk oder Baustellenetzwerk an das DMS übermittelt.

Die Daten werden beim Import ins DMS auf spezifische Charakteristika überprüft. Differenzsetzungen, Winkelverdrehung sowie Mulden- und Sattellage werden in Echtzeit berechnet und Bohr- und Injektionsdaten durch intelligente Algorithmen automatisch analysiert. So können z. B. Falscheingaben, Einhaltung/Nicht-Einhaltung bauprozessspezifischer Kriterien in der Injektions- und Bohrtechnik (Haltedruckkriterien, Spülvorgänge, geologische Aspekte usw.), Teilausfälle oder Ausfälle von Equipment (einzelne Sensorik, Geräte oder Gerätegruppen) automatisch vom Datenmanagementsystem identifiziert werden. Bei Abweichungen oder etwaigen Mängeln wird der Datensatz gekennzeichnet und gegebenenfalls eine Benachrichtigung versendet.

3.3 Datenverarbeitung/Datenmanagement

Die größten Anforderungen bei der Verwendung eines übergeordneten DMS werden an die performante Speicherung und Aufbereitung der Daten gestellt. Der Datenumfang der Schlauchwaagen allein weist täglich mehr als 1 GB an Rohmesswerten auf. Des Weiteren gilt es, die Differenzsetzungen und Winkelverdrehungen möglichst in Echtzeit (< 1 min) zu berechnen und Herstellparameter und Messdaten der Bohr- und Injektionsprozesse zu verarbeiten. Das System muss dabei über mehrere Jahre verlässlich auch mit steigenden Datenmengen stabil laufen. Der Benutzer kann davon ausgehen, dass detaillierte Messwerte mehrerer Kalendertage oder eine Übersichtskarte über alle Messstellen des gesamten Bauabschnitts innerhalb von weniger als einer Sekunde geladen werden können (**Bild 4**). Der limitierende Faktor ist hier in vielen Fällen die Internetverbindung.

Um eine hohe Performanz des DMS und einen optimalen, unterbrechungsfreien Betrieb zu gewährleisten, wurde über mehrere Jahre hinweg eine passende Systemarchitektur entwickelt. Im Hintergrund der Architektur stellt ein Fail-Over-System sicher, dass im Falle eines Ausfalls ein durchgehender Betrieb bestmöglich sichergestellt ist.

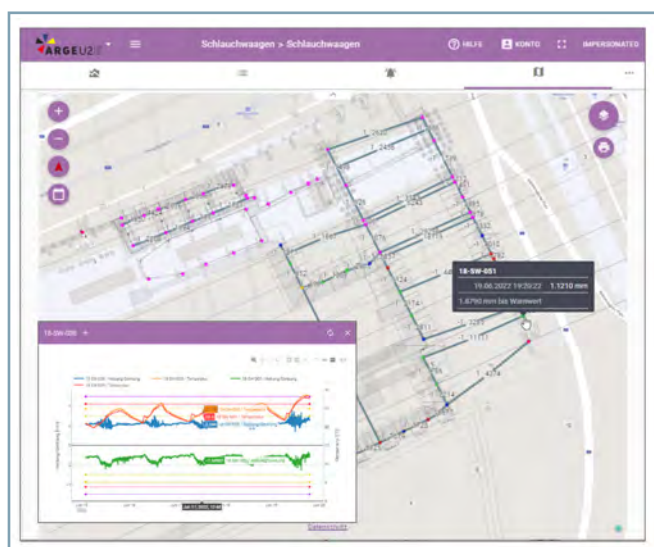


Bild 4 Visualisierung der Messtechnik der zu überwachenden Gebäude

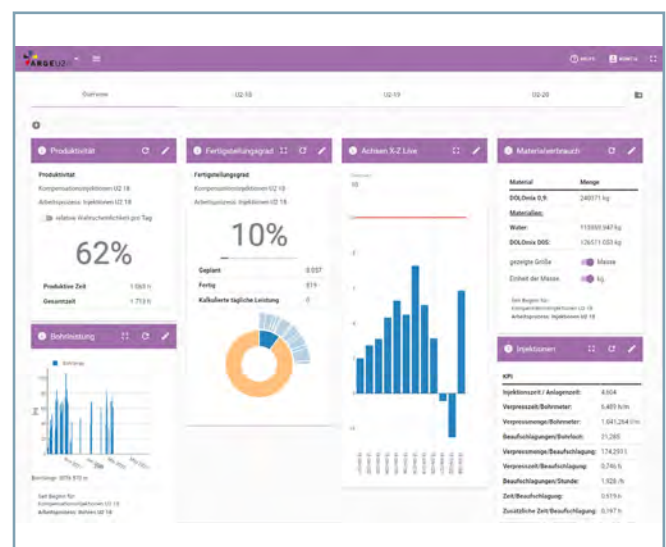


Bild 5 Datenauswertung und Analyse

3.4 Datenanalyse und Auswertung

Der Zugriff auf die gespeicherten Daten erfolgt mittels Webbrowser (Bild 5).

Die Daten einer Mess- oder Arbeitsstelle können einzeln oder überlagert im zeitlichen Verlauf betrachtet und analysiert werden. Das System bietet dabei eine Vielzahl an Analyse-, Reporting- und Dokumentationsfunktionen, welche aktuellen Normen und Empfehlungen entsprechen.

Bevor die Daten eingesehen werden können bzw. ein Protokoll heruntergeladen werden kann, muss der jeweilige Datensatz durch den verantwortlichen Ingenieur begutachtet und freigegeben werden.

Die freigegebenen Datensätze dienen als Grundlage für das Bauprozessmanagement, wo sämtliche Herstellungs- und Nebenprozesse abgebildet und dokumentiert werden, und für die automatisierte Ermittlung der Massen (Bill of Quantity) herangezogen werden können.

3.5 Visualisierungen – das Baugeschehen im Überblick

Um das Baugeschehen und die Vielzahl an Messstellen im Überblick zu behalten, wurde ein möglichst einfacher und intuitiver Ansatz verfolgt, bei dem durch Abstraktion ein möglichst hoher Informationsgehalt erreicht wird.

Eine vektorbasierte Darstellung ermöglicht es, sich schnell einen Überblick zu verschaffen (Bild 6). Zoom-Stufen gewährleisten dabei eine einfache Navigation vom Überblick über das gesamte Baufeld, von Heat-Maps bis hin zu den Details wie Metadaten (Sensorbezeichnung, aktuelle Messwerte, Abstand zu Alarmwerten, etc.) oder direkt zu den Mess- bzw. Prozessdaten. Dabei kann jedes Gewerk isoliert oder durch einen Layer-Approach auch mehrere Gewerke überlagert betrachtet werden. Weitere Layer illustrieren z. B. die Bohrungen und Manschettenrohre für die Kompensationsinjektionen, die definierten Einflussflächen mit den jeweiligen Verpressmengen oder die Darstellung der Setzungen und Hebungen im Grundriss mit Iso-Linien. Verformungen entlang von Achsen können durch direkte Auswahl dargestellt und zwischen vorher

definierten Punkten die Mulden- oder Sattellagen berechnet werden. Die einzelnen Layer sind direkt in der Visualisierung ein- bzw. ausblendbar.

Durch interaktive Elemente ist eine Navigation vom Gesamtüberblick (Kartenansicht) hin zu spezifischen Messstellen bzw. Messdatensätzen in nur wenigen Klicks möglich. Problemstellen können rasch identifiziert und entsprechende Maßnahmen gesetzt werden.

3.6 Automatisierter Handlungsvorschlag und digitale Arbeitsanweisung

Bei Überschreitung von Grenzwerten wird parallel zur Benachrichtigung bzw. Alarmierung ein Handlungsvorschlag erstellt (Bild 7).

Dabei greift das DMS auf gesammelte Daten wie die Differenzsetzung oder Winkelverdrehung, die Ist-Positionen der jeweiligen Manschettenrohre und Manschetten, deren Einflussbereiche und die Anzahl an bereits erfolgten Beaufschlagungen zurück. Das System berechnet auf Basis der aktuellen Datenlage die zu verpressenden Mengen und wählt die zu injizierenden Manschetten aus. Zudem kann mittels Effektivitätsfaktor das hebungswirksame Volumen je injizierter Suspensionsmenge berücksichtigt und an die baugrundspezifischen Gegebenheiten angepasst werden.

Der Handlungsvorschlag wird zunächst vom verantwortlichen Ingenieur begutachtet und freigegeben. Danach wird er in Form einer digitalen Arbeitsanweisung direkt an die Injektionsanlage bzw. die Datenerfassungseinheit übermittelt und kann im Weiteren auch als Protokoll heruntergeladen werden. Diese Anweisung beinhaltet unter anderem die zu beaufschlagenden Injektionsstellen und die einzuhaltenden Injektionsparameter.

Der Geräteführer wählt mittels Datenerfassungseinheit zwischen den zu beaufschlagenden Injektionsstellen aus und startet den vollautomatischen Injektionsprozess. Nach Beendigung der Injektionen werden die Daten zurück ans DMS übermittelt und im Hinblick auf Integrität und spezifische Charakteristika überprüft.

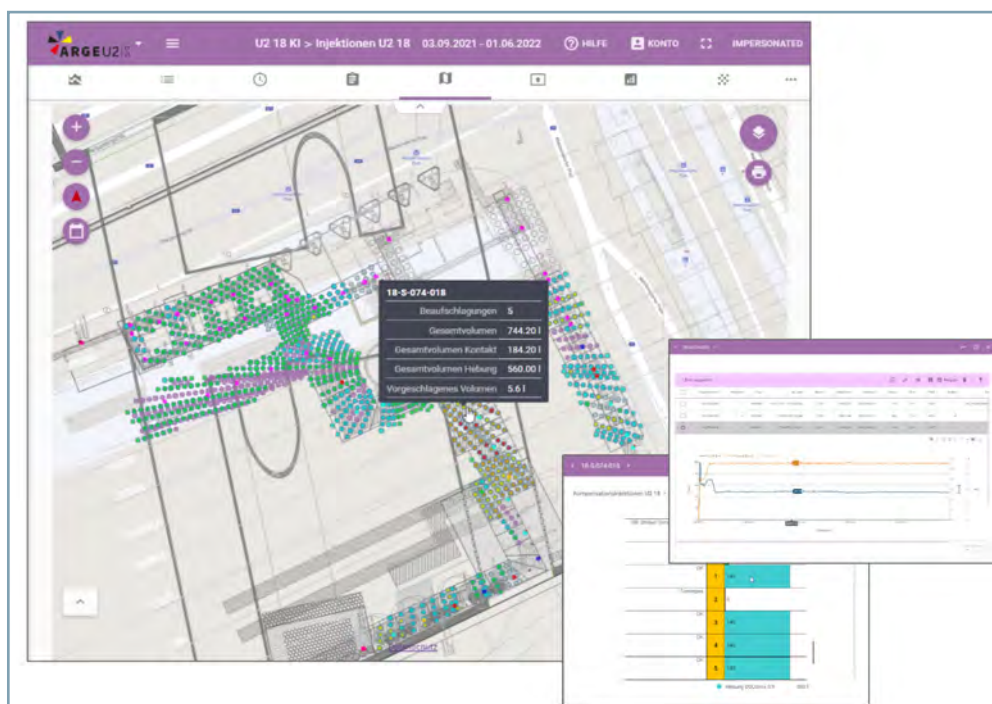


Bild 6 Interaktive Visualisierung Kompensationsinjektion

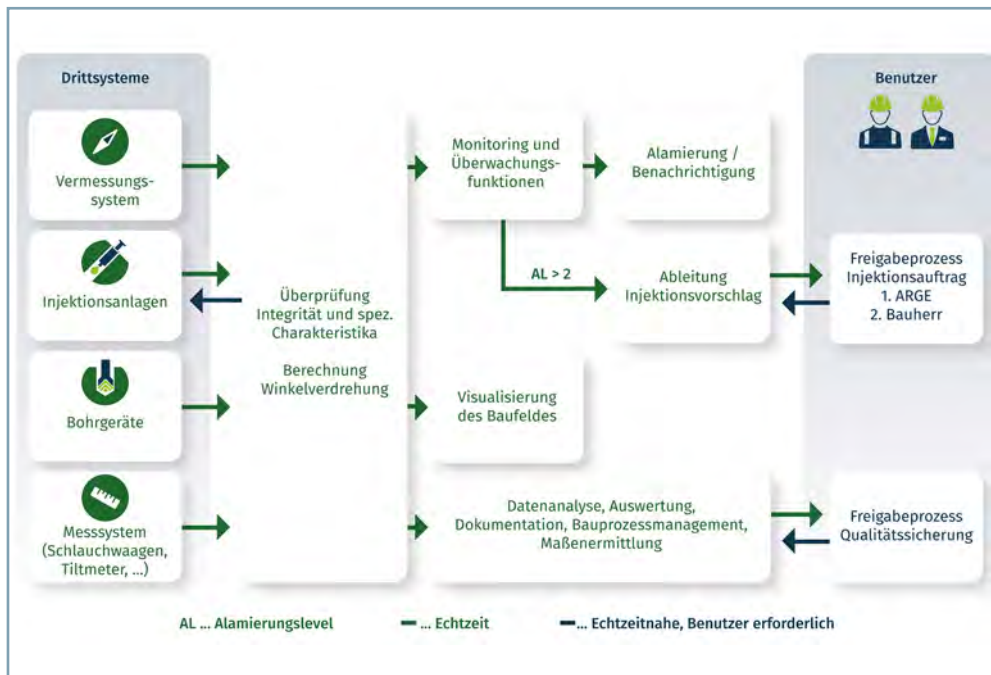


Bild 7 Automatisierter Handlungsvorschlag

4 Conclusio

Komplexe Bauvorhaben stellen höchste Anforderungen an alle am Bau Beteiligten. Der Einsatz innovativer, digitaler Technologien bildet einen immanenten Bestandteil der Bauausführung, Prozesssteuerung und Qualitätssicherung.

Der im Beitrag aufgezeigte digitale Prozess der Ausführung von Setzungskompensationen ermöglicht neben stark reduzierten Kommunikationswegen zwischen den am Bau Beteiligten mehr Transparenz, sowie eine Vereinfachung und Fehlervermeidung in der Ausführung. Durch die Kollaborationsmöglichkeiten moderner Datenmanagementsysteme wird im Weiteren sichergestellt, dass alle beteiligten Personen zu jedem Zeitpunkt mit derselben aktuellen Datenbasis arbeiten. Es existiert somit nur eine „einzelle Quelle der Wahrheit“ (single source of truth).

Dies macht den fehleranfälligen und aufwändigen Arbeitsschritt der manuellen Datenaufbereitung und -verteilung überflüssig.

Komplexe Zusammenhänge und Entwicklungen können durch automatische Analysen und intuitive Visualisierungen frühzeitig erkannt werden. Dadurch können kostenintensive Korrekturmaßnahmen entsprechend reduziert oder vermieden werden. Auf Abweichungen kann schnellstmöglich reagiert werden, was Aufwand und Risiko minimiert. Darüber hinaus ist eine vollständige Dokumentation integrativer Teil des Systems.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass durch eine kooperative Zusammenarbeit von Auftraggeber, Fachplanung, den ausführenden Bauunternehmen und Digitalisierungsexperten die Bauprozesse und -Abläufe nachhaltig optimiert werden können, und eine erfolgreiche und qualitativ hochwertige Abwicklung sichergestellt werden kann. Alle am Bau beteiligten arbeiten effizienter zusammen, was zu effektiveren Abstimmungen und einer partnerschaftlichen Arbeitsweise führt.

Experimentelle Untersuchungen zur Anwendung von Hebungsinjektionen in grobkörnigen Böden

Mit Hilfe des Spezialtiefbauverfahrens der Hebungsinjektion können Setzungen an Bauwerken gezielt kompensiert werden. Durch die Hebungsinjektion wird der Boden lokal aufgerissen und verdrängt. Es entstehen mit Suspension gefüllte Injektionsrisse, die eine Anhebung des darüber befindlichen Bauwerks bewirken. Eine Besonderheit stellt die Ausführung in grobkörnigen Böden dar. Aufgrund der gegenüber bindigen Böden größeren Durchlässigkeit treten zusätzliche Mechanismen auf, die das hebungswirksame Volumen der injizierten Suspensionsmenge reduzieren (Porenraumverfüllung statt Bodenverdrängung, Ausfiltern von Wasser aus der Suspension). Die Hebungswirkung der Injektion hängt in diesem Fall entscheidend von der Eindringfähigkeit und Stabilität der verwendeten Suspension sowie der räumlichen Ausbildung (Form, Orientierung, Länge und Mächtigkeit) der Injektionsrisse ab. Mit dem am Zentrum Geotechnik der TU München entwickelten Laborversuch, der sogenannten Bodenfilterpresse, können auf einfache Art und Weise die Suspensionsverluste unterschiedlicher Boden-Suspension-Kombinationen bestimmt werden. Um die räumliche Ausbildung und Entwicklung der Injektionsrisse zu untersuchen, wurden Großversuche durchgeführt und die entstandenen Injektionskörperstrukturen freigelegt, dokumentiert und analysiert.

1 Einleitung

Das Verfahren der Hebungsinjektionen [1, 2] stellt oftmals die einzige Möglichkeit dar, um Bauwerkssetzungen zu kompensieren oder Gebäude vor Setzungen infolge von Tunnelbaumaßnahmen zu sichern. Die infolge der Hebungsinjektionen entstehenden Injektionsrisse bilden sich üblicherweise senkrecht zur kleinsten Hauptspannungsrichtung im Boden aus [3, 4, 5]. Bei Hebungsinjektionen in normalkonsolidierten Böden entstehen zunächst vertikale Injektionsrisse, die den Boden seitlich verdrängen und damit die Horizontalspannungen im Boden erhöhen. Mit zunehmender Anzahl an Injektionsdurchgängen bilden sich horizontale und damit hebungswirksame Injektionsrisse aus. Lokale Inhomogenitäten, wie etwa geschichtete Bodenstrukturen, können allerdings dazu führen, dass sich die Injektionsrisse nicht entsprechend den Spannungsverhältnissen, sondern entlang der Bodenschichtungen ausbilden [6, 7]. Hinsichtlich der Form der erzeugten Injektionsrisse ist zwischen der Ausführung von Hebungsinjektionen in feinkörnigen (undränniertes Bodenverhalten) und grobkörnigen Böden (dränniertes Bodenverhalten) zu unterscheiden.

Wie wirksam bei Hebungsinjektionsmaßnahmen in grobkörnigen Böden die beabsichtigte Anhebung des Bauwerks erreicht wird, hängt neben geologischen und baulichen Gegebenheiten von den Suspensionseigenschaften sowie der Gestalt der erzeugten Injektionsrisse ab [8].

Hinsichtlich der Suspensionseigenschaften ist neben der gerätetechnischen Anwendbarkeit (Pumpfähigkeit) zu beachten, welche Suspensionsverluste durch das Ausfiltern der Suspension und das Eindringen der Suspension in den Boden

entstehen. Diese Thematik wurde in zahlreichen Arbeiten behandelt, wobei in diesem Zusammenhang entsprechende Laborversuche für den wissenschaftlichen Gebrauch entwickelt wurden [9, 10, 11, 12, 13]. Einen einfachen Standardversuch, mit dessen Hilfe diese Effekte und damit die Eignung einer Suspension in Abhängigkeit von der bei einer Hebungsinjektionsmaßnahme zu injizierenden Bodenschicht bewertet werden kann, gab es bisher nicht.

Darüber hinaus ist nur wenig über die Entwicklung und Form der in grobkörnigen Böden entstehenden Injektionskörperstrukturen bekannt. In den wenigen Publikationen, die von Schürfen oder der teilweisen Freilegung dieser Strukturen berichten [14, 15, 16, 17], werden die Injektionsrisse als dünne, teilweise auch als mehrere Meter lange oder lamellenartige Rissstrukturen beschrieben. Die räumliche Ausbreitung der Injektionsrisse wirkt sich entscheidend darauf aus, wo und in welchem Ausmaß Hebungen erzeugt werden können. Auch die Ergebnisse aus kleinmaßstäblichen Injektionsversuchen [17, 18, 19] lassen nur sehr eingeschränkt auf die tatsächliche Gestalt der Injektionskörperstrukturen in situ schließen. Das für die Hebungsinjektionen verfahrenstypische mehrfache Injizieren an einer Vielzahl von Injektionspunkten konnte in derartigen Versuchen nicht berücksichtigt werden.

Um die räumliche Ausbildung der infolge von Hebungsinjektionen entstehenden Injektionskörperstrukturen detailliert untersuchen zu können, wurden am Zentrum Geotechnik der TU München zwei Großversuche durchgeführt. Im Rahmen dieses Beitrags wird auf den größeren und umfangreicheren zweiten Großversuch eingegangen. Außerdem wird ein neuer Laborversuch, die sogenannte Bodenfilterpresse, vorgestellt.

Mit Hilfe der Bodenfilterpresse können Boden-Suspensions-Kombinationen untersucht und die Eignung einer Suspensionsmischung für die Anwendung bei Hebungsinjektionen in grobkörnigen Böden beurteilt werden.

2 Die Bodenfilterpresse

2.1 Versuchsaufbau

Bild 1 zeigt die Bodenfilterpresse, die im Wesentlichen aus zwei übereinander angeordneten Zylindern, einem Deckel, einer Bodenplatte und einem Belastungsstempel besteht. In den unteren der beiden Zylinder wird das Bodenmaterial mit einer definierten Dichte eingebaut. Der obere Zylinder wird mit Suspension gefüllt. Während des Versuchs wird die Suspension mit einem Injektionsdruck p_{inj} beaufschlagt. Dieser Injektionsdruck wird über eine mit Druckluft gefüllte Latexblase und einen Stempel aufgebracht. Filtrat, das die Bodenprobe durchströmt, wird in einem Behälter unterhalb der Bodenfilterpresse aufgefangen. Während des Versuchs wird die zeitliche Entwicklung der Filtratmasse automatisch aufgezeichnet. Der Versuch kann beendet werden, sobald sich die Filtratmasse nicht weiter erhöht.

Als Bewertungskriterium für die Eignung einer Suspension wird aus dem Versuch der effektive Suspensionsanteil $\eta_{s,eff}$ ermittelt:

$$\eta_{s,eff} = \frac{V_{S,t \rightarrow \infty}}{V_{S,t=0}} \quad (1)$$

Mit:

$V_{S,t \rightarrow \infty}$ [cm³] Volumen der nicht eingedrungenen Suspension am Ende des Versuchs
 $V_{S,t=0}$ [cm³] Eingefülltes Suspensionsvolumen

Das Volumen $V_{S,t=0}$ ergibt sich aus dem Verhältnis zwischen der eingefüllten Suspensionsmasse und der Suspensionsdichte. $V_{S,t \rightarrow \infty}$ entspricht dem Volumen des Filterkuchens.

Die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse konnte durch Wiederholungsversuche bestätigt werden. Die Ergebnisse des ermittelten effektiven Suspensionsanteils unterschieden sich um maximal 4 %.

Für die Anwendung der Bodenfilterpresse im Rahmen einer Hebungsinjektionsmaßnahme sollte der Injektionsdruck im Versuch den vertikalen Bodenspannungen in situ auf Höhe der Injektionsebene entsprechen.

Das Eindringverhalten und das Ausfiltern können durch die zeitliche Darstellung der relativen Filtratmasse F_{rel} (Gl. 2) veranschaulicht werden:

$$F_{rel} = \frac{m_{F,t}}{m_{S,t=0}} \quad (2)$$

Tabelle 1 Korngrößenverteilung der verwendeten Böden

Siebdurchgang der Bodenprobe [%]												
Siebgröße [mm]	0,063	0,125	0,25	0,5	1	2	4	6	8	16	32	42
Sand	3,1	4,6	9,5	19,7	34,1	58	94,1	100	100	100	100	100
Kies	5,6	7,1	10	15,2	19,7	26,2	38,6	47,9	55,4	79	98,6	100

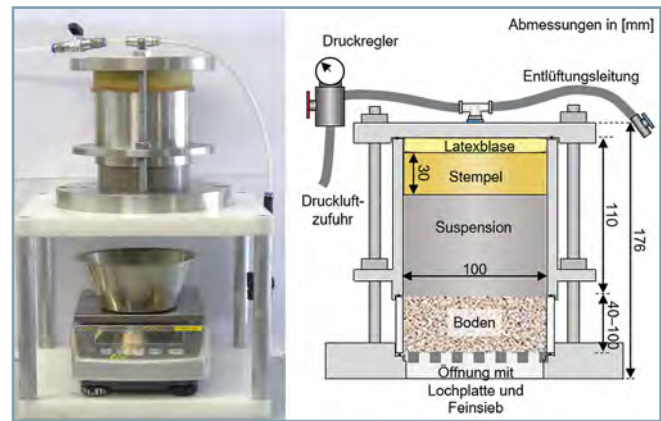


Bild 1 Bodenfilterpresse

links: Gesamtansicht; rechts: Schematische Darstellung

Mit:

$m_{F,t \rightarrow \infty}$ [g] Filtratmasse zum Zeitpunkt t
 $m_{F,t=0}$ [g] Eingefüllte Suspensionsmasse

2.2 Verwendete Materialien

Zur Untersuchung verschiedener Boden-Suspensions-Kombinationen wurden ein Sand und ein Kies verwendet. Die Korngrößenverteilungen und Bodenkennwerte sind in **Tabelle 1** bzw. **Tabelle 2** angegeben.

Als Suspensionen wurden sowohl eigene Suspensionsmischungen als auch zwei Fertigmischungen (FM 1 und FM 2), die bereits erfolgreich bei Hebungsinjektionsmaßnahmen in grobkörnigen Böden eingesetzt worden waren, verwendet. Bei der Fertigmischung 1 handelte es sich um Blitzdämmer®750 (HeidelbergCement), bei der Fertigmischung 2 um RoV 5004 (Rohrdorfer). Zur Herstellung eigener Suspensionsmischungen wurden folgende Feststoffe verwendet:

- Portlandzement CEM I 42,5 N (CEM)
- Tonmehl (TL) – (siehe TL 1 in [20])
- Kalksteinmehl (KS), Calcit FW 270 (Calcitwerk Schön+Hippelein)
- aktivierter Bentonit (B), CV 15 (Clariant)

Neben unterschiedlichen Mischungsverhältnissen der jeweiligen Feststoffe wurde der Wasser-Feststoff-Wert (w/f -Wert) der Suspension variiert. Die Eigenschaften der jeweiligen Suspensionsmischungen sind in **Tabelle 3** dargestellt.

Tabelle 2 Bodenkennwerte

	ρ_s g/cm ³	n_{max} / n_{min} –	ρ_{min} / ρ_{max} g/cm ³
Sand	2,738	0,403 / 0,254	1,636 / 2,044
Kies	2,686	0,373 / 0,189	1,685 / 2,178

Tabelle 3 Eigenschaften der verwendeten Suspensionen

Suspensionstyp (Massenanteil des Feststoffs [%])	w/f- Wert [-]	Dichte $\rho_{\text{Suspension}}$ [g/cm ³]	Marsh-Zeit		Fließgrenze** [N/m ²]	Filtratvolumen aus Filterpressversuch** [ml]
			$t_{m,1000}$ [s]	$t_{m,1500}$ [s]		
FM 1	0,8	1,53	57	133	45	126
	1,0	1,48	47	83	35	144
	1,2	1,42	39	64	12	171
	2,0	1,31	32	54	< 5	230
FM 2	1,0	1,47	35	59	9	177
CEM	1,0	1,51	34	56	4	177
CEM/TL (30/70)	1,0	1,48	38	61	11	167
CEM/TL/KS (30/50/20)	1,0	1,47	36	59	9	177
CEM/TL/KS (30/50/20)+4%B*	1,0	1,48	47	84	45	167

* Bentonitanteil bezogen auf die Feststoffmasse CEM

** Versuche gemäß DIN 4127 (Fließgrenze mittels Kugelhärfengerät)

2.3 Untersuchung verschiedener Boden-Suspension-Kombinationen

In Bild 2 ist der Einfluss unterschiedlicher Feststoffzusammensetzungen der Suspensionsmischung auf die Entwicklung der relativen Filtratmasse F_{rel} und des effektiven Suspensionsanteils $\eta_{s,eff}$ für Versuche mit Sand dargestellt.

Die Zementsuspension besitzt nur eine geringe Stabilität gegenüber dem Ausfiltern der Wasserphase. Innerhalb weniger Sekunden steigt die relative Filtratmasse bis auf den erreichten Endwert an. Durch die Zugabe von Tonmehl konnte die Geschwindigkeit der Filtratwasserabgabe verlangsamt werden. Dieser Effekt konnte durch einen Bentonitanteil in der Suspension nochmals verstärkt werden. Allerdings stellte sich bei allen Suspensionsmischungen – unabhängig von deren Feststoffzusammensetzung – ein effektiver Suspensionsanteil von ca. 40 % ein (Bild 3). Das aufgefangene Filtrat enthielt kaum Feststoffe. Der Wasseranteil der Filtratmasse betrug in den Versuchen zwischen 97,4 und 98,9 %.

In weiteren Versuchsreihen wurde der w/f-Wert der Suspensionen variiert. Bei w/f-Werten < 1,2 bildete sich ein

ausgeprägter Filterkuchen an der Oberfläche zum Sand aus und die Suspension drang nur wenige Millimeter in das Korngerüst des Bodens ein. Suspensionen mit einem w/f-Wert von 2,0 drangen hingegen deutlich in den Boden ein und es bildete sich eine entsprechend dünnere Filterkuchenschicht aus.

In allen Versuchen betrug der Wassergehalt des Filterkuchens ca. 20 – 30 %. Bei feststoffarmen Suspensionen (d. h. hohem w/f-Wert) ergeben sich dadurch größere Volumenverluste als bei feststoffreicheren Suspensionen. Die Größe des effektiven Suspensionsanteils hängt damit wesentlich vom w/f-Wert der Suspension ab (Bild 4).

Der Einfluss des Injektionsdrucks wirkte sich in den Versuchen nur in geringem Maße auf den effektiven Suspensionsanteil aus. Bei Injektionsdrücken zwischen 2 und 10 bar nahm der effektive Suspensionsanteil mit zunehmendem Druck und der damit einhergehenden größeren Stauchung des Filterkuchens um ca. 5 % ab. Dies zeigt, dass bereits geringe Injektionsdrücke ausreichen, damit der Großteil der Wasserphase aus der Suspension ausfiltert.

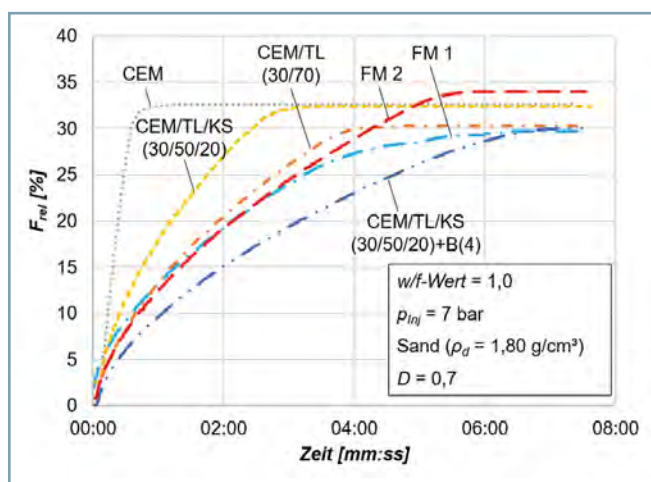


Bild 2 Relative Filtratmasse in Abhängigkeit von der Zeit

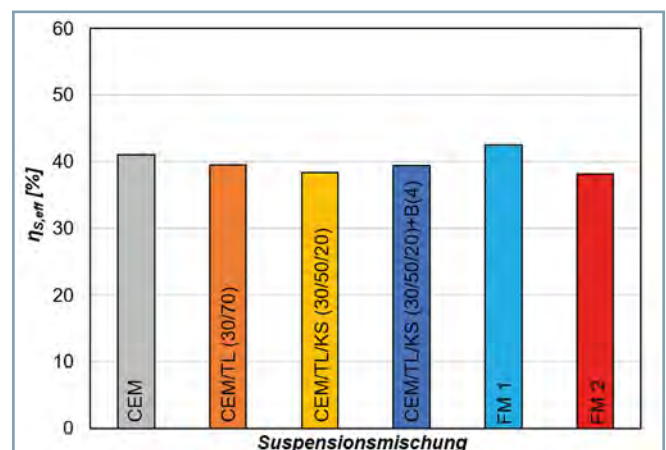


Bild 3 Effektiver Suspensionsanteil für verschiedene Suspensionsmischungen

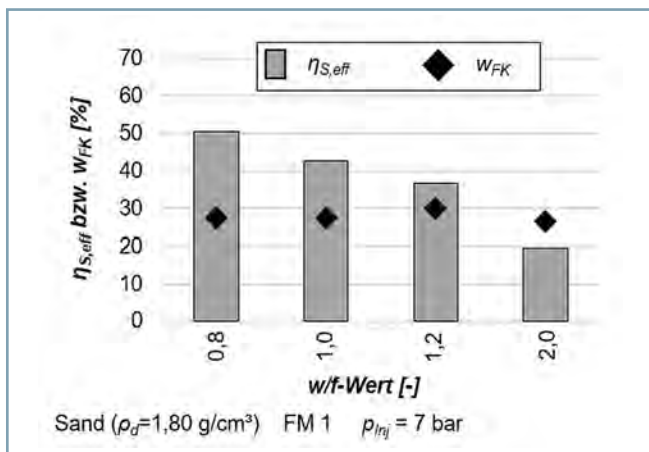


Bild 4 Einfluss des w/f-Werts auf $\eta_{S,eff}$ und w_{FK}

In **Tabelle 4** ist der effektive Suspensionsanteil für Versuche an Sand- und Kiesproben bei Variation der Lagerungsdichte D dargestellt. Während in den Versuchen mit Sand der Einfluss der Lagerungsdichte auf $\eta_{S,eff}$ scheinbar vernachlässigt werden kann, wirkt sich die Lagerungsdichte bei Versuchen mit Kies entscheidender auf $\eta_{S,eff}$ aus. Erst durch die Verwendung einer deutlich feststoffreicheren Suspension ($w/f = 0,5$) konnte bei sehr lockerer Lagerung der Kiesprobe ein effektiver Suspensionsanteil von zumindest ca. 30 % erreicht werden.

3 Ausführung von Hebungsinjektionen in einem Großversuch

3.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Der Versuchsaufbau (**Bild 5**) bestand aus drei Reihen Stahlmanschettenrohre ($\varnothing 60,3 \times 3,60$ mm) mit jeweils vier zu injizierenden Manschetten (M1–M4). Die Manschettenrohre (MR) wurden von einer ca. 2 m mächtigen Sandschicht

Tabelle 4 Einfluss der Lagerungsdichte D auf $\eta_{S,eff}$

Boden	ρ_d [g/cm ³]	D [-]	w/f-Wert [-]	$\eta_{S,eff}$ [%]
Sand	1.80	0,7	1,0	43
	1.63	0,1	1,0	40
Kies	2.22	1,08	1,0	41
	1.686	0	0,5	29

überdeckt. Als zusätzliche Auflast wurden mit Sand und Kies gefüllte Big Bags an der Geländeoberkante angeordnet. Die Manschettenrohre wurden vor ihrem Einbau mit einer umhüllenden Dämmschicht (FM 1, $w/f = 0,8$) versehen und nach einer zweitägigen Aushärtezeit in der Versuchsgrube eingebaut. Im Anschluss wurde darüber der Sand (**Tabelle 1**) lagenweise eingebaut und verdichtet ($w \approx 4,1$ %, $D \approx 0,5 - 0,7$).

Die Vertikalverformungen an der Geländeoberfläche wurden durch zwei redundante Messsysteme erfasst. Mittels eines Schlauchwaagenmesssystems (Geo Instruments) wurden die Verformungen an zehn im Boden verbauten Messstellen kontinuierlich gemessen. Außerdem konnten mit Hilfe der hydrostatischen Linienvermessung [21] die Verformungen nach einzelnen Injektionsdurchgängen flächendeckend erfasst werden. Hierzu wurde ein ca. 90 m langer Messschlauch in parallel angeordneten Strängen (Abstand 20 cm) an der Geländeoberfläche eingebaut. Hinsichtlich der Funktionsweise der beiden Messsysteme wird auf [22] bzw. [21] verwiesen.

Insgesamt wurden bis zu 15 Injektionsdurchgänge ausgeführt. Die Verpressrate betrug 5 l/min in den Durchgängen 1 bis 6 und wurde ab dem 7. Durchgang auf 10 l/min erhöht. Um nach dem Freilegen der Injektionskörper nachvollziehen zu können, wie sich die injizierte Suspension in den einzelnen Durchgängen im Boden ausgebreitet hat, wurden den jeweiligen Suspensionschargen unterschiedliche Farbpigmente beigemischt. Die Suspensionen wurden wie folgt eingefärbt: 1. rot, 2. blau, 3. schwarz, 4. orange, 5. grün, 6. ohne (grau), 7. gelb, 8.–13. ohne (grau), 14. braun, 15. dunkelgrün. Zum Anmischen der Suspension (FM 1, $w/f = 1,0$) wurde ein Rührwerk mit Wendelrührer verwendet (ca. 480 U/min für ca. 10 min). Während der Injektionsarbeiten wurde die Suspension im Vorratsbehälter weiterhin in Bewegung gehalten.

Um zu vergleichen, ob durch das häufigere Injizieren kleiner Suspensionsmengen (MR 1 + MR 2) oder das weniger häufige Injizieren entsprechend größerer Suspensionsmengen (MR 3) eine größere Anhebung erreicht werden kann, wurden die Hebungsinjektionen wie folgt durchgeführt:

- MR 1 und 2: Sollmenge 10 l pro Manschette
Injektion in jedem Durchgang (d. h. 15 ausgeführte Durchgänge)
- MR 3: Sollmenge 20 l pro Manschette
Injektion in jedem zweiten Durchgang (d. h. 8 ausgeführte Durchgänge)

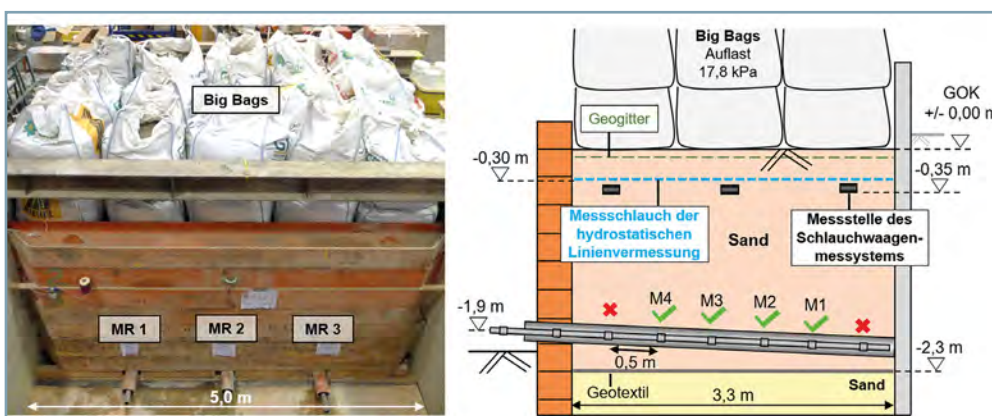


Bild 5 Übersicht des Versuchsaufbaus
links: Gesamtansicht; rechts: Repräsentativer Schnitt

3.2 Auswertung der Injektionsmengen und Verformungsmessungen

Insgesamt wurde ein Suspensionsvolumen von ca. 1.440 l injiziert. In den hintersten Manschetten (M1) konnten ca. 90 – 100 % der Sollmenge injiziert werden. Vereinzelt musste die Injektion aufgrund eines Kurschlusses zwischen den Manschetten eines Rohres vorzeitig beendet werden (Austritt der Suspension aus dem Manschettenrohr). An den vordersten Manschetten (M4) mussten die Injektionen oftmals aufgrund von Suspensionsaustritten an der Vorderwand abgebrochen werden. An diesen Manschetten konnten zwischen 45 und 70 % der Sollmenge injiziert werden.

Bild 6, links zeigt die anhand der hydrostatischen Linienvermessung ermittelte Oberflächenhebung nach Abschluss der Injektionsarbeiten. Insgesamt betrug das Hebevolumen ca. 96 l. Die Ergebnisse der Schlauchwaagenmessungen in den jeweiligen Injektionsdurchgängen sind in **Bild 6**, rechts dargestellt. Während der gesamten Versuchsdurchführung zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung der beiden Messsysteme.

Am Manschettenrohr 1 wurden Hebungen von bis zu ca. 17 mm erreicht. Deutlich geringer fielen die Hebungen am Manschettenrohr 3 mit lediglich ca. 3 – 5 mm aus. Im Bereich der Vorderwand konnte aufgrund der teils sehr geringen Injektionsmengen kaum eine Anhebung der Geländeoberfläche erreicht werden.

3.3 Freilegung der Injektionskörperstrukturen

Infolge der zahlreichen Injektionsdurchgänge entstanden Injektionskörperstrukturen, die sich aus den Injektionsrissen verschiedener Durchgänge zusammensetzten. Um die Zuordnung zu erleichtern, werden markante Strukturen im Folgenden mit einer fortlaufenden Nummer und, je nach ungefährem Neigungswinkel, mit „h“ für horizontal oder „v“ für vertikal gekennzeichnet. In **Bild 7** sind die freigelegten Injektionskörperstrukturen dargestellt.

Die Injektionskörper bildeten sich in Form von plattenartigen Strukturen aus. Diese Strukturen waren überwiegend nahezu horizontal oder leicht geneigt (**Bild 6**, links, 1h bis 5h). Besonders markant sind die infolge mehrerer Injektionsdurchgänge entstandenen horizontalen Plattenstrukturen am Rohr

1 (1h) sowie jene in den Bereichen zwischen den Manschettenrohren (2h und 3h).

Größere vertikale Injektionsrisse sind vor allem im vorderen Bereich der Manschettenrohre und am Manschettenrohr 3 zu erkennen (7v und 8v). Während des 1. und 2. Injektionsdurchgangs bildeten sich vorwiegend entlang der Manschettenrohrachse (**Bild 7**, rechts) kleinere vertikale oder geneigte Injektionsrisse aus (Neigungswinkel zur Horizontalen >70°). Mit fortschreitender Anzahl an Injektionsdurchgängen entstanden zunehmend flacher geneigte Injektionsrisse. Aufgrund der größeren Injektionsmenge pro Beaufschlagung bildeten sich am Manschettenrohr 3 vermehrt längere Injektionsrisse (6v und 7v) als an den Manschettenrohren 1 und 2. Die Dicke der einzelnen Injektionsrisse betrug überwiegend ca. 0,5 – 1 cm.

Während nach dem Aushub des Bodens lediglich die obersten Schichten der Injektionskörperstrukturen zu erkennen waren, zeigte sich im Zuge des Rückbaus, dass sich darunter weitere, teilweise auch vertikal verlaufende, Injektionsrisse ausgebildet hatten (**Bild 8**).

Die horizontalen Plattenstrukturen bestanden aus mehreren Lagen von Injektionsrissen unterschiedlicher Injektionsdurchgänge (**Bild 9**, links). Die Injektionsrisse waren zumeist klar voneinander getrennt. Vereinzelt wurden jedoch auch bestehende Injektionsrisse von nachfolgenden Injektionen durchkreuzt. Im Bereich nahe der Manschettenrohre erreichte der Verbund aus mehreren Lagen von Injektionsrissen eine Dicke von ca. 10 cm (**Bild 9**, rechts).

Neue Injektionsrisse folgten vorwiegend bestehenden Injektionsrissen. Durch das mehrfache Injizieren kleiner Suspensionsmengen entstanden auf diese Weise großflächige plattenförmige Injektionskörperstrukturen. Diese Plattenstrukturen erreichten eine Länge von ca. 1,2 m (**Bild 10**).

4 Zusammenfassung und Folgerungen für die Praxis

Bei Hebungsinjektionen in grobkörnigen Böden kann nur ein Teil des injizierten Suspensionsvolumens für die Ausbildung von Injektionsrissen und damit für die Erzeugung von Hebungen genutzt werden. Suspensionsverluste ergeben sich zum

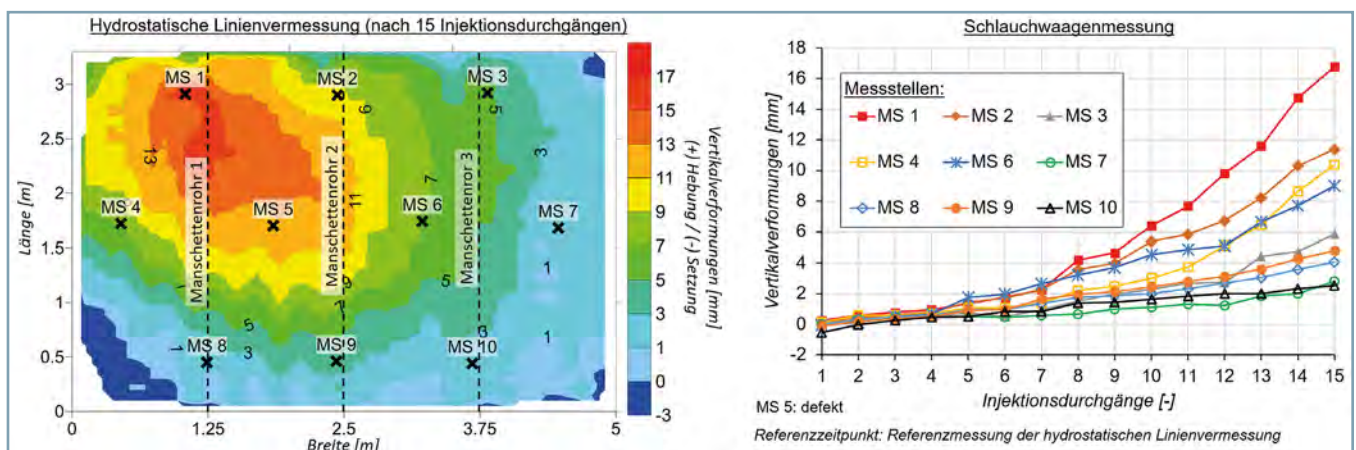


Bild 6 Hebungen der Geländeoberfläche

links: Nach Versuchsende (hydrostatische Linienvermessung); rechts: Entwicklung in Abhängigkeit von den Injektionsdurchgängen (Schlauchwaagenmessungen)

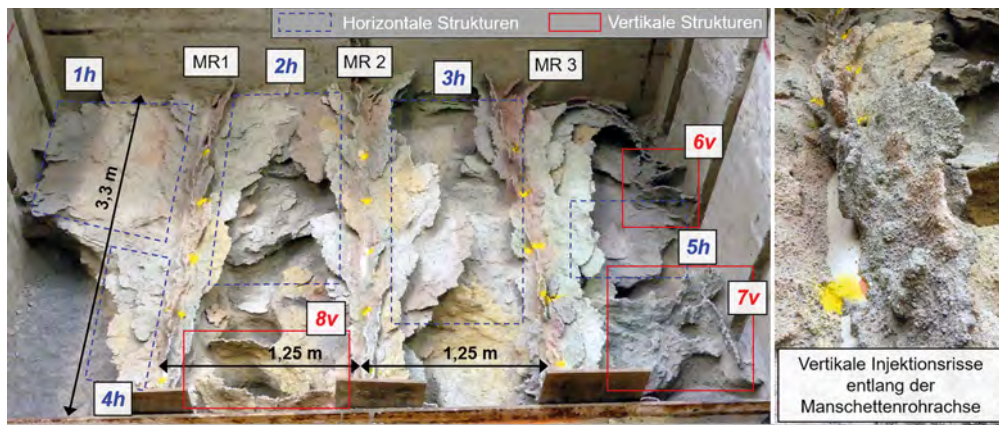


Bild 7 Freigelegte Injektionskörperstrukturen
links: Übersicht; rechts: Kurze vertikale Injektionsrisse entlang der Manschettenrohrachse

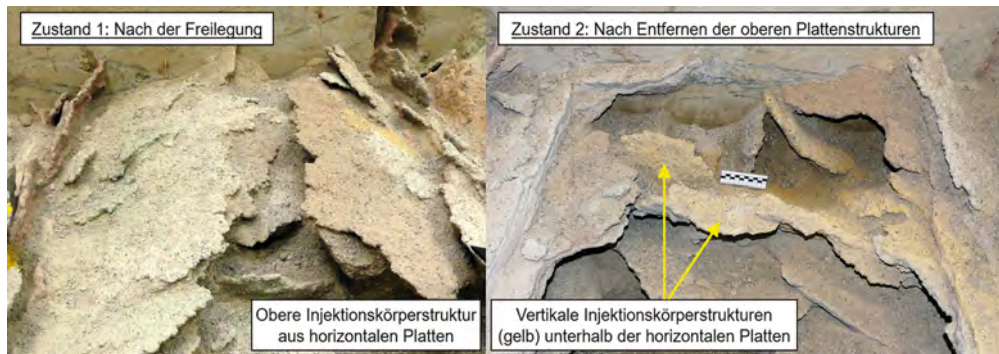


Bild 8 Rückbau der Injektionskörper (2h)
links: Zustand 1 nach der Freilegung; rechts: Zustand 2 nach Entfernen der oberen Plattenstrukturen

einen aufgrund des Eindringens der Suspension in die Porenräume des Bodens und zum anderen infolge des Ausfilterns der Wasserphase aus der Suspension. Mit Hilfe der entwickelten Bodenfilterpresse können diese Volumenverluste für verschiedene Boden-Suspension-Kombinationen quantifiziert und damit die Eignung der Suspensionsmischung für die jeweilige Hebungsinjektionsmaßnahme beurteilt werden.

Anhand des Versuchs mit der Bodenfilterpresse wird der effektive Suspensionsanteil $\eta_{S,eff}$ ermittelt. Höhere Werte von $\eta_{S,eff}$ bedeuten, dass ein größerer Anteil des injizierten Suspensionsvolumens zur Ausbildung von Injektionsrissen beiträgt. Die Versuchsergebnisse der Bodenfilterpresse zeigen:

- Die Feststoffzusammensetzung der Suspensionsmischung wirkte sich nur unwesentlich auf $\eta_{S,eff}$ aus
- Der Wassergehalt des Filterkuchens w_{FK} betrug unabhängig vom w/f -Wert der Suspension und dem Injektionsdruck ca. 20 – 30 %. Der Volumenverlust feststoffarmer Suspensionen ist damit größer als bei feststoffreichen Suspensionen
- Folglich erhöht sich $\eta_{S,eff}$ mit zunehmendem Feststoffgehalt der Suspension (Reduzierung des w/f -Werts)
- In Versuchen mit Sandproben wirkte sich die Lagerungsdichte nicht wesentlich auf $\eta_{S,eff}$ aus. Hingegen zeigte sich bei Versuchen mit Kiesproben ein deutlicher Einfluss der Lagerungsdichte auf $\eta_{S,eff}$.

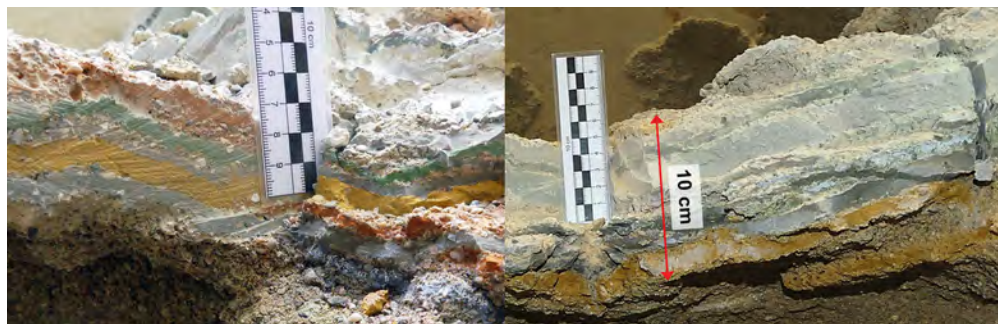


Bild 9 Horizontale Plattenstruktur
links: Aufgetrennte horizontale Plattenstruktur (1h);
rechts: Verbund aus mehreren Platten (3h)

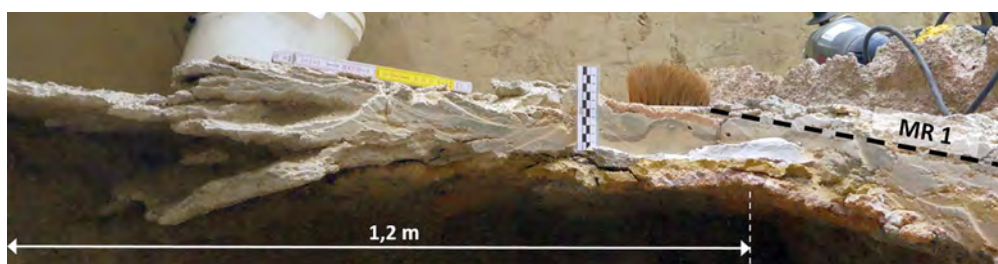


Bild 10 Ausgedehnte horizontale Plattenstruktur infolge mehrerer Injektionsdurchgänge (1h)

Anhand des Großversuchs war es möglich, Hebungsinjektionen unter praxisnahen Bedingungen auszuführen und die entstandenen Injektionsrisse detailliert zu untersuchen. Die wesentlichen Erkenntnisse aus diesem Versuch können wie folgt zusammengefasst werden:

- Durch die Injektion wurde die Dämmschicht um das Manschettenrohr entlang der Manschettenrohrachse aufgesprengt. Die Suspension trat über diese Risslänge (0,3 – 1 m) hinweg in den Boden ein und führte zur Ausbildung plattenförmiger Injektionsrisse.
- Während sich die ersten Injektionsrisse hauptsächlich in vertikaler Richtung entlang des Manschettenrohrs ausbildeten, entstanden mit steigender Anzahl an Injektionsdurchgängen zunehmend horizontale Injektionsrisse.
- Durch das wiederholte Injizieren kleiner Suspensionsmengen (ca. 10 Liter) vergrößerten sich die plattenförmigen Injektionskörperstrukturen.
- Nach mehreren Injektionsdurchgängen entstanden mehrlagige, großflächige, horizontale Injektionskörperstrukturen. Diese Strukturen traten insbesondere an den Manschettenrohren 1 und 2 auf, wo auch die größten Hebungen (ca. 17 mm) gemessen wurden.
- Die Ausführung von wenigen Injektionsdurchgängen, allerdings mit entsprechend größeren Suspensionsmengen pro Beaufschlagung (ca. 20 Liter), führte häufiger zu langen, schmalen Injektionsrissen (Manschettenrohr 3). In diesem Fall wurde lediglich eine Anhebung der Geländeoberfläche von ca. 3 – 5 mm erreicht.
- Die Ausbildung von ca. 1 cm dicken Injektionsrissen stimmt mit den Erkenntnissen aus Feldversuchen anderer Autoren überein. Außerdem zeigte sich im Großversuch, dass bei größeren Suspensionsmengen pro Beaufschlagung lange, schmale Injektionsrisse entstehen können.

Anhand der Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen kann die Anwendung von Hebungsinjektionen in der Praxis optimiert werden. Mit Hilfe der entwickelten Bodenfilterpresse kann vor der Ausführung der Hebungsinjektionsmaßnahme eine geeignete Suspensionsmischung ausgewählt werden. Insbesondere in stark durchlässigen Böden sollte eine Suspension mit möglichst geringem w/f -Wert verwendet werden. Darüber hinaus konnte im Rahmen des Großversuchs gezeigt werden, dass ein häufigeres Injizieren kleiner Suspensionsmengen eine Anhebung des Bodens wirksamer erreicht, als wenige Injektionsdurchgänge mit entsprechend größeren Injektionsmengen. Die Wahl der Injektionsmenge pro Beaufschlagung ist allerdings für eine wirtschaftliche Ausführung der Hebungsinjektionsmaßnahme im Einzelfall, je nach Hebungsziel und baubetrieblichen Randbedingungen, gegenüber den suspensions- und bauzeitabhängigen Kosten abzuwägen.

Danksagung

Diese Forschung wurde unterstützt aus Mitteln des Innovationsprogramms Zukunft Bau des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB) in Zusammenarbeit mit der Keller Grundbau GmbH.

Literatur

- [1] Gabener, H.G., Raabe, E.W. & Wilms, J. (1989). Einsatz von Soilfracturing zur Setzungsminderung beim Tunnelvortrieb. In DGEG (Hrsg.) Taschenbuch für den Tunnelbau. Verlag Glückauf.
- [2] Moseley, M. P. & Kirsch, K. (2004): Ground improvement. Spon press.
- [3] Yanagisawa, E. & Panah, A. K. (1994). Two dimensional study of hydraulic fracturing criteria in cohesive soils. *Soils and foundations*, 34(1), 1–9.
- [4] Murdoc, L. C. (1992). Hydraulic fracturing of soil during laboratory experiments Part 1. Methods and observations. *Géotechnique*, 43(2), 255–265.
- [5] Jaworski, G.W., Seed, H.B & Duncan, J.M. (1981). Laboratory study of hydraulic fracturing. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(6), 713–732.
- [6] Murdoc, L.C. & Slack, W. W. (2002). Forms of hydraulic fractures in shallow fine-grained formations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(6), 479–487.
- [7] Kummerer, C. (2003). Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories (Dissertation, TU Graz). Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technische Universität Graz, Heft 19.
- [8] Warner, J.P.E., 2004. Practical handbook of grouting: soil, rock, and structures. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, S. 720.
- [9] McKinley, J.D. & Bolton, M.D. (1999). A geotechnical description of fresh cement grout – Filtration and consolidation behaviour. *Magazine of Concrete Research*, 51(5), 295–307. <https://doi.org/10.1680/mac.1999.51.5.295>.
- [10] Gustin, E.J.G., Karim, U.F.A. & Brouwers H.J.H. (2007). Bleeding characteristics for viscous cement and cementbentonite grouts. *Géotechnique*, 52(4), 391–395.
- [11] Park, H.-K. & Chang, Y. C. (2013): Prediction of cement infiltration depth in coarse-grained Soil. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(5), 886–894.
- [12] Masini, L., Rampello, S. & Soga, K. (2014). An approach to evaluate the efficiency of compensation grouting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12): 0401407.
- [13] Domes, X.A.L. (2015). Cement grouting during installation of ground anchors in non-cohesive Soil (Dissertation, NTNU Trondheim). Hydraulic Engineering Repository, <https://hdl.handle.net/20.500.11970/104590>.
- [14] Cambefort, H. (1969). Bodeninjektionstechnik - Einpressungen in Untergrund und Bauwerke. Bauverlag Wiesbaden.
- [15] Falk, E. (1998). Bodenverbesserung durch Feststoffeinpressung mittels hydraulischer Energie (Dissertation, TU Wien). Technische Universität Wien.
- [16] Watt, A., (2002). Ruwbouw tunnel onder Antwerp-Centraal succesvol afgerond, Theorie van Compensation Grouting bewijst zich in de praktijk. *Cement* 2002 (1), 56–60.
- [17] Bezuijen, A. (2010). Compensation Grouting in Sand – Experiments, Field Experiences and Mechanisms. (Dissertation, TU Delft). Repository TU Delft, <https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:5c19254c-6a3f-49da-845d-329fae1a3ca8/datastream/OBJ/download>

- [18] El-Ashaal, A.A., Abdel-Fattah, A., Fayes, A.L. & Younes, M.F. (2009). Investigation of the performance and limitations of fracture grouting in sand. In M. Hamza et al. (Hrsg.), Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (S. 2188–2191). IOS Press. <https://doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-2188>
- [19] Wang, Q., Wang, S., Sloan, S.W., Sheng, D. & Pakzad, R. (2016). Experimental investigation of pressure grouting in sand. *Soils and Foundations*, 56(2), 161–173. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.02.001>
- [20] Henzinger, C. 2017. Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt (Dissertation, TU München). media-TUM, <http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn:nbn:-de:bvb:91-diss-20170621-1325464-1-3>
- [21] Lhotzky, K., Friedl, G. & Lhotzky, S. (2011). Hydrostatische Linienvermessung – Linienförmige Setzungsmessungen als Steuergröße bei innovativen Maßnahmen zur Verkürzung der Stilllegungsphase und der Nachsorgezeit von Deponien. 7. Leipziger Deponiefachtagung – Planung, Bau, Stilllegung, Nachsorge und Nachnutzung von Deponien 2007 (S.107–118). HTWK Leipzig.
- [22] Knitsch, H., Otterbein, R. & Paßlick, T. (2007). Visualisierung relevanter Daten beim Compensation Grouting. BHT 2007 – Modellierung, Simulation und Visualisierung von Prozessen im Bergbau und Bauwesen, Fachaufsatz GT 07–18 D. TU Bergakademie Freiberg.

Inserenten	Seite
BeMo Tunnelling GmbH.....	105
DESOI GmbH	91
DMI Injektionstechnik GmbH.....	33
Keller Grundbau GmbH	114
Landesgütegemeinschaft Instandsetzung von Betonwerken NRW e. V.	48
MC-Bauchemie Müller GmbH & Co.KG	56
Rascor Tunnel- und Spezialtiefbau GmbH.....	34
Renesco GmbH Abteilung Marti Geotechnik.....	15
Stump Spezialtiefbau GmbH	106

