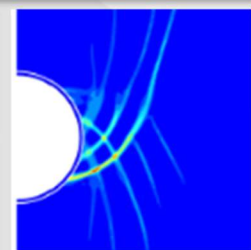
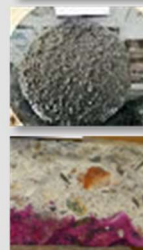
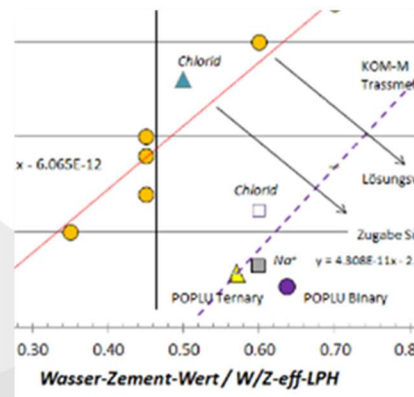
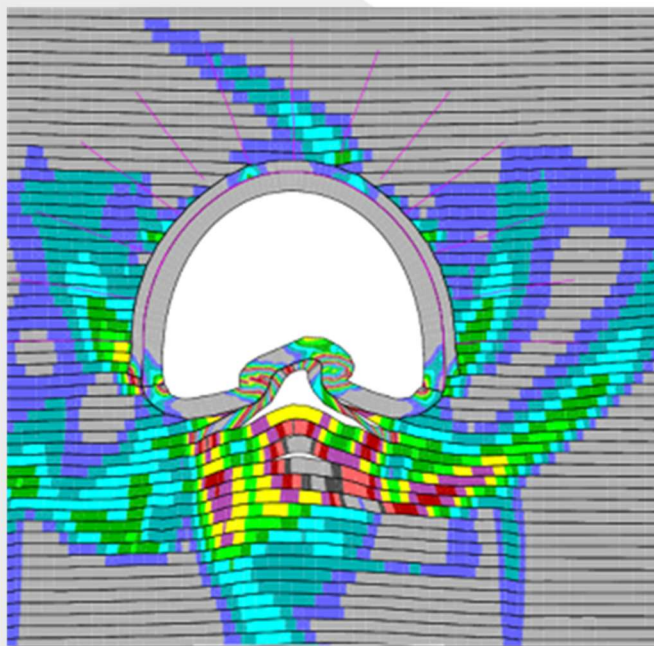




AGEnT

Ausbau von Grubenbauen für ein HAW-Endlager in Tongestein

BGE TEC 2020-26





AGEnT

Ausbau von Grubenbauen für ein HAW-Endlager in Tongestein

BGE TEC 2020-26

Autor(en)	Philipp Herold Eric Simo Hannes Räuschel Hans-Joachim Engelhardt Jürgen te Kook Bernd Pflüger Carsten Scior Axel Studeny
Datum	November 2020
Auftraggeber	Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi)
Förderkennzeichen	02E11718A und 02E11718B

Dieser Bericht wurde erstellt im Rahmen des FuE-Projektes
"Ausbau von Grubenbaue für ein HAW-Endlager in Tongestein"
(AGEnT)

Die diesem Bericht zugrundeliegenden Arbeiten wurden im Auftrag des BMWi vertreten durch den Projektträger Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), von der BGE TECHNOLOGY GmbH und der DMT GmbH & Co. KG durchgeführt. Die Verantwortung für den Inhalt liegt jedoch allein bei den Autoren.

Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Energie

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

BETREUT VOM



PTKA
Projektträger Karlsruhe

Karlsruher Institut für Technologie

Kurzfassung

Bei der Planung eines Endlagers für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente (kurz: HAW-Endlager) in Tongesteinsformationen ist der technische Ausbau von Grubenbauen von wesentlicher Bedeutung für den sicheren Betrieb des Endlagers. Aus gebirgsmechanischer Sicht ist die Errichtung und der sichere Betrieb eines HAW-Endlagers im Tongestein ohne einen geeigneten Ausbau nicht möglich. Die Tongesteinseigenschaften (z. B.: geringe bis mäßige Festigkeit, Kriechverhalten, Eigenschaftsänderungen in Abhängigkeit des Wassergehaltes) in Verbindung mit der jeweiligen Teufenlage führen zu hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit des verwendeten Ausbausystems. Die Projektpartner DMT GmbH & Co. KG und BGE TECHNOLOGY GmbH setzten sich zum Ziel, im Vorhaben AGEnT die Anforderungen zur Auslegung von stützenden Ausbauten im Grubengebäude eines Endlagers in Tongestein zusammenzustellen, grundlegende technische Lösungen zu entwickeln und mögliche Wechselwirkungen der dafür in Betracht kommenden Baustoffe mit den anderen Komponenten des Endlagersystems, wie dem Wirtsgestein inkl. Porenwasser, zu untersuchen.

Unter Berücksichtigung der betrieblichen Sicherheit, der Rückholbarkeit und dem Nachweis der Langzeitsicherheit wurden die Anforderungen zur Auslegung von Ausbauten im Grubengebäude eines HAW-Endlagers in Tongestein zusammengestellt und grundlegende technische Lösungen für einen geeigneten Ausbau entwickelt. Ausgehend von bekannten technischen Lösungen im Bergbau, Tunnelbau und Endlagerprojekten wurden zunächst die Anforderungen an das Ausbaukonzept ermittelt und der Wissensstand zu den geomechanischen Eigenschaften der potenziellen Wirtsgesteine zusammengefasst.

Aufbauend darauf erfolgte die Ermittlung von Zusammenhängen zwischen dem Gebirgsdruck, dem Gebirgsaufbau bzw. den Gebirgseigenschaften sowie dem Grubenausbau auf der einen Seite und den Gebirgs- bzw. Ausbauverformungen auf der anderen Seite. Über Variationsrechnungen der Streckenform, des Streckenausbaus (Typ, Eigenschaften), der Bankung des Gebirges, der Teufenlage der Strecke (Spannungszustand) und der Festigkeit des Gebirges konnten so die wesentlichen Einflüsse auf das Ausbausystem ermittelt werden. Für kurzlebige Strecken, wie Einlagerungsstrecken der Einlagerungsvariante der horizontalen Streckenlagerung stellen Bogenstrecken mit offener Sohle geeignete Grundkonzepte dar. Für alle Strecken mit längerer Offenstandsdauer, wird dagegen empfohlen, geschlossene Ausbaukonzepte und möglichst kreisrunde Querschnitte zu nutzen.

Da, anders als im konventionellen Bergbau, Stahl als Ausbaumaterial in einem Endlager so weit wie möglich zu vermeiden ist, um eine Gasbildung und Gasdruckentwicklung einzuschränken, konzentrierte sich die Entwicklung des Ausbausystems auf den Einsatz von Betonbaustoffen. Für die Anwendung als Ort- oder Fertigbeton wurde ein Niedrig-pH-Baustoff (LPC) entwickelt, der grundsätzlich auch eine Weiterentwicklung hin zum Spritzbeton erlaubt. Für das identifizierte Basiskonzept eines vollgeschlossenen Betonausbaus in kreisrunden Strecken wurde mit Hilfe hydromechanischer Modellrechnungen die THM-Entwicklung über die vorgesehene Funktionsdauer bestimmt. Die durchgeführten Simulationen und Variations-

rechnungen zeigen zum einen die Belastbarkeit des genutzten Stoffmodellansatzes und belegen zum anderen das Optimierungspotenzial eines starren Tübbingausbaus mit kompressibler Hinterfüllung.

Zur Beurteilung möglicher Effekte auf die Langzeitsicherheit wurde der aktuelle Wissensstand zur Korrosion von Beton und besonders von LPC zusammengetragen. Im Vergleich zum Normalbeton sind grundsätzlich dieselben Korrosionsmechanismen zu erwarten. Durch die Substitution von Zementklinker durch Puzzolane verschieben sich aber das Verhältnis und die Wichtigkeit der unterschiedlichen Korrosionsprozesse. Da für den Spezialbaustoff LPC gängige Klassifikationen und Einteilungen nach gültigen Normen oftmals nicht greifen und ein Vergleich von Rezepturen nur bedingt möglich ist, wurde in Anlehnung an den w/z-Wert ein Vergleichswert entwickelt. Die Anwendung des Vergleichswertes erlaubte es, ein besseres Verständnis der zum Teil widersprüchlichen Literaturangaben zu entwickeln und damit auch die Korrosionsvorgänge besser zu beschreiben.

Mittels zusätzlicher Transportsimulationen wurde die Alteration des entwickelten Baustoffes über die Zeit bewertet. Die Simulationen erlaubten schließlich, zusammen mit aus der Literatur bekannten Zusammenhängen zwischen Eigenschaftsentwicklungen, eine erste vorsichtige Prognose der Langzeitentwicklung, speziell der Festigkeit des Betonbaustoffes. Es zeigte sich, dass der sehr langsame Korrosionsfortschritt letztlich nicht systembestimmend für das Versagen des Ausbaus ist. Die im Vergleich dazu viel schnellere Lastzunahme aus dem Kriechen des Gebirges führt letztlich zu Einwirkungen, die den Widerstand des Baustoffs überschreiten. Aus mechanischer Sicht ergeben sich damit keine neuen Anforderungen an Versatz und Verschlussbauwerke. Für die Bewertung der hydraulischen Widerstände im Endlager wird aber deutlich, dass die Korrosionsprodukte mit ihrer deutlich höheren Porosität die erwartete präjudizierende Wegsamkeit darstellen und in weitere Überlegungen zwingend mit einzubeziehen sind.

Im Ergebnis konnten mit dem Vorhaben AGEnT geeignete Ausbaukonzepte für ein zukünftiges Endlager im Tongestein entwickelt und die Anwendungsgrenzen aufgezeigt werden. Damit liefert das Vorhaben einen wesentlichen Beitrag zur Entwicklung eines solchen Endlagers.

Executive Summary

When planning a repository for heat-generating radioactive waste and spent fuel elements (HLW repository) in claystone formations, the technical support of underground facilities is essential for the safe operation of the repository. From a rock mechanical point of view, the construction and safe operation of a HLW repository in claystone is not possible without a suitable support structure. The properties of the claystone, e.g.: low to moderate strength, creep behaviour, changes in properties depending on the water content, in conjunction with the depth lead to high demands on the load-bearing capacity of the support structure. The project partners DMT GmbH & Co KG and BGE TECHNOLOGY GmbH set themselves the goals of compiling the requirements for the design of support structures in the underground openings of a repository in claystone, of developing basic technical solutions, and of investigating possible interactions of the construction materials to be considered with the other components of the repository system, such as the host rock including pore water. The potential conflict between ensuring operational safety during emplacement, retrievability, and demonstrating long-term safety was considered as well. Requirements for the design of support structures in the underground openings of a HLW repository in claystone were compiled, and basic technical solutions for a suitable support structure were developed.

Based on known technical solutions in mining, tunnelling, and repository projects, the requirements for the support structures were first determined, and the state of knowledge on the geomechanical properties of the potential host rocks was summarised. Based on this, the relationships between the rock pressure, the rock structure, and the rock properties as well as the support structure on the one hand and the rock deformations and deformations of the support structure on the other hand were determined. By means of variation calculations of the geometry, the support structure (type, properties), the banking of the rock mass, the depth of the drifts (stress state) and the strength of the rock mass, the main influences on the support structure could be determined. For short-lived drifts, such as emplacement drifts of the horizontal drift emplacement variant, curved drifts with open floor represent suitable basic concepts. For all drifts with a lifetime of several years, on the other hand, it is recommended to use closed support concepts and, if possible, circular cross-sections.

Since, unlike in conventional mining, steel is to be avoided as far as possible as a construction material in a repository in order to limit gas formation and gas pressure development, the development of the support structure focuses on the use of concrete materials. A low-pH concrete (LPC) was developed for the use as cast-in-place or pre-mixed concrete, which in principle also permits further development into shotcrete.

For the identified basic concept of a fully closed concrete structure in circular shape, the THM development over the intended functional lifetime was determined with the help of hydromechanical calculations. The simulations and variation calculations carried out show the resilience of the material model approach used on the one hand and prove the optimisation potential of a rigid segment lining with compressible backfilling on the other hand.

To assess possible effects on long-term safety, the current state of knowledge on the corrosion of concrete and especially of LPC was compiled. Compared with standard concrete (OPC),

the same corrosion mechanisms are to be expected. However, the substitution of cement clinker by pozzolans shifts the relationship and the importance of the different corrosion processes. As common classifications and categorisations according to valid standards often do not apply to the special building material LPC and a comparison of formulations is only possible to a limited extent, a comparative value was developed based on the w/c-value. The application of the comparative value made it possible to develop a better understanding of the partly contradictory literature data and, thus, to better describe the corrosive processes.

By means of additional transport simulations, the alteration of the developed building material over time was evaluated. The simulations, together with correlations between property developments known from literature, finally allowed a first cautious forecast of the long-term development, especially of the strength of the concrete building material. It turned out that the very slow corrosion progress is ultimately not system-determining for the failure of the support structure. The much faster load increase from the creep of the rock ultimately leads to impacts that exceed the resistance of the building material. From a mechanical point of view, this does not result in any new requirements for backfill and closure structures. For the evaluation of the hydraulic resistances in the repository, however, it becomes clear that the corrosion products with their significantly higher porosities represent a potential pathway and must be included in further considerations.

As a result, the AGEnT project was able to develop suitable support structure concepts for a future repository in claystone and to show their application limits. The project thus makes a significant contribution to the development of such a repository.

Inhaltsverzeichnis

	Blatt	
1	Einleitung	1
2	Ausbaukonzepte	3
2.1	Aufgaben und Anforderungen an den Ausbau	3
2.2	Ausbausysteme im Bergbau	5
2.3	Ausbau von Tunneln im Tongestein	13
2.3.1	Belchentunnel	13
2.3.2	Boßlertunnel	15
2.3.3	Fazit	19
2.4	Ausbau in anderen Endlagerprojekten im Tongestein	20
2.4.1	Belgien und URL Mol	20
2.4.2	Tiefenlager Schweiz und Felslabor Mont Terri	23
2.4.3	Bure Frankreich und CIGEO	32
2.4.4	Schacht Konrad	40
2.5	Bisherige Ausbaukonzepte für HLW/SF Endlagerkonzepte	44
3	Standortmodelle und Endlagerkonzepte im Tongestein inkl. Ausbaukonzepte	51
3.1	Referenzmodell NORD	52
3.1.1	Geologie	52
3.1.2	Lösungen im Standortmodell NORD	53
3.1.3	Endlagerkonzept Bohrlochlagerung im Tongestein	55
3.2	Referenzmodell SÜD	59
3.2.1	Geologie	59
3.2.2	Lösungen im Standortmodell SÜD	60
3.2.3	Endlagerkonzept Streckenlagerung im Tongestein	62
4	Anforderungen an ein Ausbausystem	67
4.1	Regulatorische Vorgaben	67
4.1.1	Atomrechtliche Anforderungen	67
4.1.2	Bergrechtliche Randbedingungen	71
4.1.3	Normen und Richtlinien	72
4.2	Betriebliche Anforderungen	73
4.2.1	Querschnitte	73

4.2.2	Betriebszeit und Funktionsdauer	75
4.2.3	Rückholbarkeit	77
4.3	Geochemische und langzeitrelevante Aspekte	81
4.3.1	Wechselwirkungen mit Bentonit	81
4.3.2	Gasbildung und Gasdruckentwicklung durch Metallkorrosion	82
4.3.3	Mikrobielle Zersetzung und „Lebewesen“ im Endlager	90
5	Ausbaumaterialien für ein Endlager im Tongestein	93
5.1	Definition Beton	93
5.2	Weiterentwicklung von niedrig-pH-Beton (LPC)	99
5.2.1	Grundsätzliche Bereitung, Lagerung und Prüfung von Baustoffmischungen	101
5.2.2	Voruntersuchungen	102
5.2.3	Hauptuntersuchungen	103
5.2.4	Längenänderung	109
5.2.5	Überprüfung des pH-Wertes	110
5.3	Fazit der Entwicklung von LPC	111
5.4	Ausblick auf Weiterentwicklungen	112
6	Alterationsprozesse am Beton	113
6.1	Einwirkungen auf den Ausbau	113
6.2	Einsatz zementhaltiger Baustoffe	115
6.3	Alterationsprozesse am Beton	116
6.3.1	Auflöseprozesse (Leaching)	116
6.3.2	Reaktion mit Säuren	120
6.3.3	Reaktion mit Kohlensäure - Kalklösende Kohlensäure	121
6.3.4	Reaktion mit gelöstem Ammonium	127
6.3.5	Ca-Mg-Austausch	128
6.3.6	Reaktionen mit gelöstem Sulfat	130
6.3.7	Alkali-Kieselsäurereaktion (AKR)	132
6.3.8	Weitere Alterationsprozesse	133
6.3.9	Alteration organischer Bestandteile	135
6.4	Porensystem zementbasierter Baustoffe	136
6.4.1	Verhältnis zwischen Wasser- und Zementgehalt	136
6.4.2	Einfluss von Alterationsprozessen auf das Porensystem	139

6.5	Erfahrungen aus der Schachanlage Konrad	146
6.6	Baustofftechnologischer Bewertung der Korrosionsprozesse	148
6.7	Abschließende Bewertung	150
6.8	Prognose Langzeitentwicklung	153
7	Eigenschaften und Bewertung von mächtigen Tongesteins-Schichtenfolgen	159
8	Zusammenwirkung Gebirgsdruck, Gebirgsaufbau und Ausbau	173
8.1	Empirische und analytische Betrachtungen	173
8.2	Variationsrechnungen mittels geotechnisch-numerischer Modelle	178
8.2.1	Rechteckstrecken	179
8.2.2	Bogenförmige Strecken	181
9	Grundlegende technische Lösungen für den Ausbau von Grubenbauen für ein Endlager im Tongestein	189
9.1	Kurzlebige Strecken	189
9.2	Langlebige Strecken	194
9.3	Fazit der Variationsrechnungen	214
9.4	Hydro-mechanisch gekoppelte Simulationen einer langlebigen Strecke	216
9.4.1	Modelltechnische Abbildung des Wirtsgesteins	216
9.4.2	Modelltechnische Abbildung der Hinterfüllung	216
9.4.3	Modellaufbau	218
9.4.4	Simulationsergebnisse für die unausgebaute Strecke	228
9.4.5	Auffahrung mit Ausbau	237
9.4.6	Veränderte Scherfestigkeit der kompressiblen Hinterfüllung	249
9.4.7	Fazit	258
10	Ableitung von notwendigen Entwicklungsarbeiten	260
11	Zusammenfassung	264
	Abbildungsverzeichnis	266
	Tabellenverzeichnis	280
	Quellenverzeichnis	282
	Anlage 1 – Vergleich Tongesteine	294

1 Einleitung

Bei der Planung eines Endlagers für hochradioaktive Abfälle in Tongesteinsformationen ist der technische Ausbau von Grubenbauen von wesentlicher Bedeutung für den sicheren Betrieb des Endlagers. Ein Ausbau ist generell vorzusehen, da aus gebirgsmechanischer Sicht die Errichtung eines Endlagers im Tongestein ohne einen solchen nicht möglich ist. Die Tongesteinseigenschaften wie zum Beispiel die geringe bis mäßige Festigkeit, das Kriechverhalten oder die Eigenschaftsänderungen in Abhängigkeit des Wassergehaltes, in Verbindung mit der jeweiligen Teufenlage, führen zu hohen Anforderungen an die Tragfähigkeit des verwendeten Ausbausystems. Weiterhin kann mit Blick auf eine mögliche Rückholung der Endlagerbehälter ein langlebiger Streckenausbau von Vorteil sein, was wiederum zusätzliche Anforderungen an den Funktionszeitraum des Ausbaus stellt. Andererseits stellt der Verzicht auf einen planmäßig tragenden Ausbau gemäß § 24 und Anlage 5 des StandAG einen Indikator zur positiven Bewertung günstiger gebirgsmechanischer Eigenschaften für einen potenziellen Endlagerstandort im Tongestein dar. Auch für die Langzeitsicherheit des Endlagers hat der Ausbau Konsequenzen, nicht zuletzt da ein planmäßiges Rauben (Rückbau) nicht vorgesehen ist. Zum einen wird die Neigung zur Bildung von Wegsamkeiten beeinflusst, welche präjudizierend für potenziell eindringende Fluide wirken. Zum anderen sind chemische Wechselwirkungen der Ausbaumaterialien mit dem Tongestein möglich. Entscheidend ist dabei, welche Alterationsprodukte entstehen, welcher Endzustand des Ausbaus sich daraus ergibt und wie lange die mechanische Funktionsfähigkeit erhalten bleibt. Ein besonders bedeutender Aspekt ist in diesem Zusammenhang auch das Nachweiskonzept für die Langzeitstabilität des Ausbaus. Das Vorhandensein eines Ausbaus beeinflusst die Entwicklung des Endlagersystems sowie den Verschluss und bildet eine wichtige Eingangsgröße für die Nachweisführung.

Im Bergbau und im Tunnelbau werden üblicherweise Ausbaue aus Stahl, Beton, Stahlbeton oder mit Fasern verstärkter Beton eingesetzt. In Endlagerkonzeptionen wird ein zementbasierter Ausbau mit möglichst geringem Stahlanteil bevorzugt. Mit Blick auf mögliche Korrosionsprozesse bei Stahl- und Betonausbauen sowie Wechselwirkungen zwischen den zementbasierten Baustoffen und Tonmineralen des Wirtsgesteins ist die Materialauswahl ein besonders bedeutender Aspekt. Dies ist auch für die in einem Endlager in Tongestein vorgesehenen Abdicht- und Verfüllbaustoffe aus Bentonit von Relevanz. Die aus Gründen der Langzeitsicherheit sehr stark eingeschränkte Materialauswahl bei Ausbaumitteln macht den eigentlichen Zielkonflikt für die Errichtung eines Endlagers im Tongestein deutlich: Trotz steigender Anforderungen an die Ausbautechnik stehen erprobte hochtragfähige und vor allem verformbare Ausbauelemente aus Stahl aus den zuvor genannten Gründen nicht oder nur sehr eingeschränkt zur Verfügung.

Aus den vorgenannten Überlegungen heraus, wurde mit dem Vorhaben „Ausbau von Grubenbaue für ein HAW-Endlager in Tongestein – AGEnT“ die Anforderungen zur Auslegung von stützenden Ausbauten im Grubengebäude eines HAW-Endlagers in Tongestein zusammengestellt, grundlegende technische Lösungen entwickelt und mögliche Wechselwirkungen der dafür in Betracht kommenden Baustoffe mit den anderen Komponenten des Endlagersystems untersucht. Im vorliegenden Abschlussbericht sind die erzielten Ergebnisse dokumentiert.

2 Ausbaukonzepte

2.1 Aufgaben und Anforderungen an den Ausbau

Für den Bergbau hat Fritzsche (1943) die Hauptaufgaben des Grubenausbaus wie folgt definiert:

„Der Grubenausbau hat zwei Hauptaufgaben: das Offenhalten der Grubenräume und den Schutz der Bergleute. Beide Aufgaben fallen in der Regel, aber keineswegs immer, zusammen. Das Offenhalten der Grubenbaue schließt den Kampf des Bergmanns gegen den Gebirgsdruck in sich; der Ausbau soll das durch die Baue gestörte Gleichgewicht im Gebirge wiederherstellen, kommt also nach dieser Richtung hin vorzugsweise bei „druckhaftem“ Gebirge zur Geltung. Dem Schutz der Leute dagegen dient in erster Linie das Zurückhalten loser Schalen oder Massen bei „gebrächem“ Gebirge. Ein wenig gebräches, aber stark druckhaftes Gebirge kann an den Ausbau sehr hohe Anforderungen stellen; umgekehrt kann man sich in einem gebrächem, aber nicht druckhaften Gebirge vielfach mit einem verhältnismäßig leichten Ausbau begnügen.“

Diese beiden Hauptaufgaben sind auch von einem Ausbau in Tunneln und in Grubenbauen eines Endlagers für radioaktive Abfälle zu erfüllen. Häufig kann der Schutz gegen herunterfallendes Gestein durch relative geringe Ausbaumaßnahmen, wie z.B. durch eine Ankerung oder eine dünne Spritzbetonschale erreicht werden. Die Anforderungen an das Offenhalten der Grubenbaue hängen unter anderem vom Verwendungszweck ab und können daher sehr unterschiedlich sein. Im Tunnelbau sollen nach Fertigstellung des Bauwerks keine Bewegungen des Gebirges mehr auftreten, die zu einer Veränderung der Querschnittsgröße und -form führen. Die Nutzung zum Beispiel als Verkehrstunnel soll über Jahrzehnte ungestört und möglichst sanierungsfrei gegeben sein.

Im Bergbau sind Grubenbaue mit Standzeiten von mehreren Jahrzehnten dagegen eher die Seltenheit. Grubenbaue mit sehr langer Nutzungsdauer im klassischen Gewinnungsbergbau sind Schächte, Füllörter und die Hauptausrichtungstrecken für den Zugang zur Lagerstätte. Grubenbaue im Abbaubereich werden dagegen nur für eine Nutzungsdauer von wenigen Monaten bis zu wenigen Jahren benötigt.

Es gilt im Bergbau die Regel „so viel Ausbau wie unbedingt nötig und so wenig Ausbau wie möglich“. Ausbausysteme wie sie im Tunnelbau verwendet werden, sind in der Regel sehr kostenaufwendig und deren Erstellung sehr zeitintensiv. Letzteres kann im Gewinnungsbergbau dazu führen, dass die Leistung eines Abbaubetriebes reduziert werden muss, weil die Auffahrung dem Abbaufortschritt nicht folgen kann. Des Weiteren sind die Ansprüche an Grubenbaue im Bergbau geringer als beispielsweise an Verkehrstunnel. Im Bergbau werden größere Streckenverformungen bewusst in Kauf genommen, sofern die Sicherheit der Bergleute nicht gefährdet ist und die der Strecke zugewiesene Nutzung gegeben bleibt. Dient beispielsweise eine Strecke nur der Bewetterung des Grubengebäudes so ist ihre Funktionstüchtigkeit gegeben, solange der Querschnitt ausreicht, damit die zulässige Wettergeschwindigkeit nicht überschritten wird und trotzdem eine ausreichende Wettermenge durch die Strecken geführt werden kann. In manchen Bergbaubereichen muss eine solche Strecke noch nicht einmal für

Personen befahrbar sein. Strecken die dem Transport dienen, benötigen dagegen eine ausreichende Breite und Höhe, um einen störungsfreien Transportbetrieb sicherzustellen. Auch hier ist es im Gewinnungsbergbau oft unter den gegebenen Randbedingungen effizienter, Gebirgsverformungen zuzulassen, als diese durch ein hochtragfähiges Ausbausystem zu verhindern. Einschränkungen der Transportfunktion entstehen durch eine unzureichende Höhe oder Breite. Eine ausreichende Höhe kann bei sohlenoffenen Ausbausystemen teilweise dadurch wiederhergestellt werden, dass eine aufgetretene Sohlenhebung durch Senkmaßnahmen beseitigt wird. Senkarbeiten zur Wiederherstellung einer ausreichenden Streckenhöhe sind im Bergbau bei schwierigen Gebirgsverhältnissen ein im normalen Betriebsablauf eingeplanter Prozess. Eine unzureichende Breite aufgrund horizontaler Gebirgsverformung (im Bergbau üblicherweise als Stoßwanderung bezeichnet) zieht dagegen umfangreiche Sanierungsmaßnahmen nach sich, die betriebliche Stillstandzeiten zur Folge haben können. Die Streckenbreite wird daher so ausgelegt, dass diese auch unter Berücksichtigung der zu erwartenden Gebirgsverformungen ausreichend ist, um einen ungestörten Betriebsablauf zu gewährleisten. Dem Ausbau fällt dabei die Aufgabe zu, die Verformungen des Gebirges zu vermindern oder zumindest zerstörungsfrei aufzunehmen, damit die Sicherheit der Belegschaft nicht gefährdet wird.

Welcher Ausbau ausreichend ist, hängt entscheidend von der Qualität des Gebirges und dem Spannungszustand ab. Im Unterschied zum Tunnelbau und auch zu den Grubenbauen für ein Endlager kann sich im Bergbau der Spannungszustand drastisch verändern. Mit dem Abbau des Minerals entstehen Hohlräume im Gebirge, wodurch eine großräumige Spannungsumlagerung stattfindet. Dies kann dazu führen, dass sich die Gebirgsspannungen im Vergleich zum Ausgangsspannungszustand mehr als verdoppeln. Dies ist bei der Dimensionierung des Ausbausystems zusätzlich zu berücksichtigen. Im Falle eines Endlagers sind zwar keine Gewinnungstätigkeiten zu unterstellen, die Intensität der Durchbauung (z.B. Abstände der Einlagerungstrecken untereinander) ist jedoch auch hier unbedingt bei der Dimensionierung zu beachten.

2.2 Ausbausysteme im Bergbau

Gute Beispiele für das Prinzip „so wenig Ausbau wie möglich“ sind der amerikanische und australische Steinkohlenbergbau. Aufgrund der vergleichsweise geringen Abbauteufe von meist weniger als 400 m und der günstigen Eigenschaften des Gebirges ist in den Strecken nur wenig Ausbau erforderlich. Die Strecken sind rechteckförmig und die Sicherung besteht aus wenigen kurzen Ankern (Länge oftmals < 2,0 m) in der Streckenfirste (Abbildung 2-1).



Abbildung 2-1: Rechteckförmige Ankerstrecke im amerikanischen Steinkohlenbergbau (Zhang et al., 2007)

Die Auffahrung erfolgt mittels Continuous Miner (Teilschnittmaschinen), mit denen tägliche Auf-fahrleistungen von 20 m und mehr erreicht werden. Im deutschen Steinkohlenbergbau wurde überwiegend die Philosophie verfolgt, das Gebirge zu unterstützen anstatt es mit Ankern „auf-zuhängen“, um die Bergleute gegen herunterfallende Gesteinskörper zu schützen. Wenn den-noch Anker als alleiniger Ausbau eingesetzt wurden, dann jedoch mit größerer Ankerlänge (ca. 2,4 m), mit einer höheren Ankerdichte und zusätzlichem Verzug (Abbildung 2-2).



Abbildung 2-2: Ankerstrecken im deutschen Steinkohlentiefbau: links: Bogenstrecke in Ankerausbau mit Maschendrahtverzug (Archive DMT); rechts: Rechteckstrecke mit Ankern, W-Strips und Maschendraht (Junker et. al., 2006).

Als Unterstützungsausbau wurde anfangs Türstockausbau (Abbildung 2-3-links) eingesetzt, der seit Mitte des zwanzigsten Jahrhunderts in den Abbaubegleitstrecken durch Stahlbogenausbau ersetzt wurde. Zunächst waren es starre Stahlbögen (Abbildung 2-3-rechts) und anschließend nachgiebige Bögen (Abbildung 2-4), die mit aus dem Vortrieb anfallenden Bergen (Gestein) hinterpackt wurden.



Abbildung 2-3: links: Türstockausbau rechts: Starrer Bogenausbau, beides nach (Fördergerüst, 2019)



Abbildung 2-4: Nachgiebiger Bogenausbau (Bildarchiv DMT)

Seit etwa Ende der der 1980er Jahre wurde es Standard im deutschen Steinkohlentiefbau, die Gleitbögen zusätzlich mit Baustoff zu hinterfüllen (Abbildung 2-5). Zu diesem Zeitraum betrug die mittlere Abbauteufe in Deutschland rd. 1000 m.



Abbildung 2-5: Baustoffhinterfüllte Gleitbogenstrecke (Junker et. al., 2006)

Die durchschnittliche Abbauteufe des deutschen Steinkohlenbergbaus stieg in den letzten Jahrzehnten kontinuierlich und erreichte mit ca. 1.300 m 2015 seinen Höhepunkt (Junker et al., 2019). Die tiefesten Strebe lagen dabei bei 1.560 m. Dieser Trend hat die Entwicklung des Streckenausbaus maßgeblich beeinflusst. Das eingesetzte Ausbausystem besteht aus einer vor Ort eingebrachten Systemankerung, nachgiebigem Gleitbogenausbau mit einem lichten Querschnitt von 27 m² (Profildgewicht von 40 kg/m) sowie einer Baustoffhinterfüllung von mindestens 25 cm Stärke und einer Festigkeit von 25 MPa. Diese Ausbausystemkonfiguration wird Ausbauelement Kombi Typ A genannt (Abbildung 2-6). All diese Ausbausysteme hatten im Sohlenbereich keine Ausbaumittel und werden daher als „sohlenoffene“ Ausbausysteme bezeichnet.

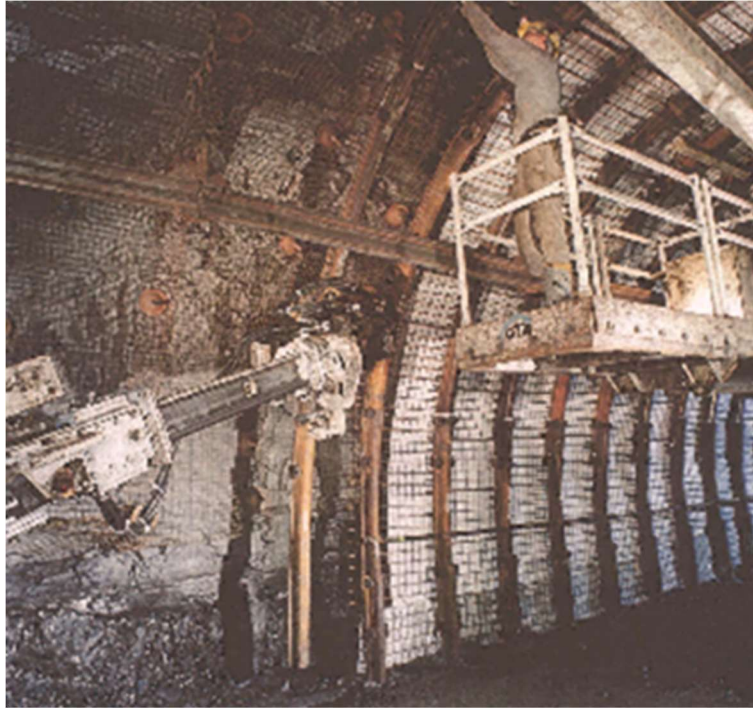


Abbildung 2-6: Ausbau Kombi Typ A (Junker et. al., 2006)

Insbesondere in Kombination mit zugelassenen Verformungen bieten diese sohlenoffenen Systeme den Vorteil, dass die Streckenverformung vor allem in Form von Sohlenhebung auftritt und dort technisch relativ einfach entfernt werden kann (Durchsenken).

Trotz des bereits sehr hohen Ausbauraufwands eines Ausbau Kombi Typ A traten im Gewinnungsbergbau beim Strebbruchbau mit Doppelnutzung der Abbaubegleitstrecken Verformungen von mehr als 80 % der Ausgangshöhe und rd. 40 % der Ausgangsbreite auf. Bereits nach der Auffahrung (also ohne Einfluss durch Abbautätigkeiten) betrug die Verformung rd. 40 % der Ausgangshöhe und rd. 20 % der Ausgangsbreite.

Geschlossene Ausbausysteme sind im Bergbau eher unüblich. In den 1980er wurden zur Erschließung neuer Feldesteile im deutschen Steinkohlentiefbau verstärkt Vollschnittmaschinen zur Auffahrung der Strecken eingesetzt. Hintergrund war die schnelle Herstellung der Strecken aufgrund der hohen Auffahrtgeschwindigkeit, die die Maschinen ermöglichen. Der Streckenausbau bestand aus starren oder nachgiebigen Ringen ohne bzw. mit einer nur wenige Zentimeter dicken Hinterfüllung (Abbildung 2-7).



Abbildung 2-7: Ringstrecke im deutschen Steinkohlenbergbau (Bildarchiv DMT)

Mit dem Tunnelbau vergleichbare Ausbausysteme finden sich beispielsweise im Füllort auf der 6. Sohle des Bergwerks Ibbenbüren und in der Richtstrecke SO 48 auf dem Bergwerk Auguste Victoria. Das Füllort auf der 6. Sohle wurde im Zeitraum von 1984 bis 1986 in einer Teufe von 1.430 m aufgefahren (Haecker, 1987). Aufgrund einer durch Abbauaktivitäten entstandenen Restfeste hat sich der Gebirgsdruck gegenüber dem Teufendruck um weitere 5 MPa erhöht. Umgerechnet entspricht dies dem Gebirgsdruck in ca. 1.600 m. Durch weitere geplante Abbauaktivitäten während der Betriebsdauer wird sich der Gebirgsdruck auf 55 MPa bis 60 MPa erhöht haben. Dies entspricht dem Gebirgsdruck in ca. 2.200 m bis 2.400 m Teufe. Das Nebengestein besteht überwiegend aus Tonschiefer mit einer einaxialen Druckfestigkeit von rd. 60 MPa. Zusätzlich kreuzt ein Kohleflöz direkt den Füllortbereich und ein weiteres Flöz steht oberhalb der Firste an, siehe Abbildung 2-8.

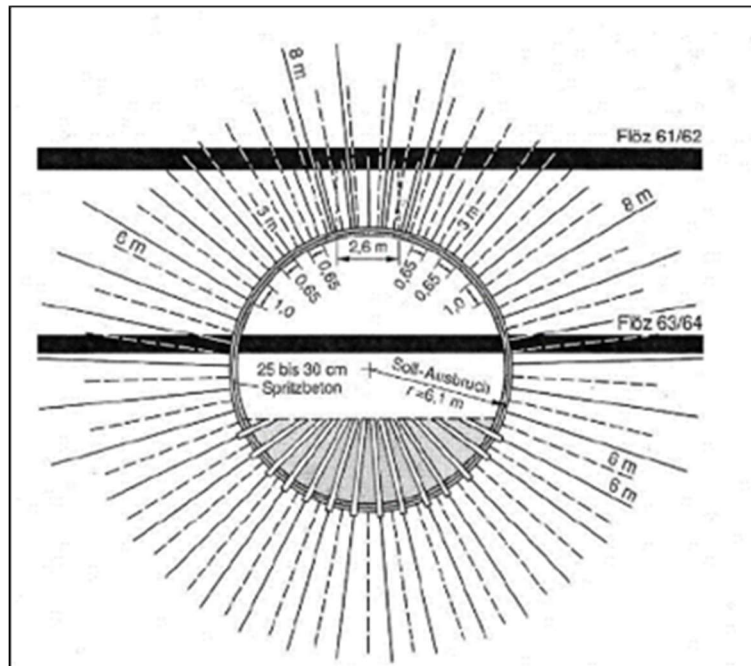


Abbildung 2-8: Füllort Ibbenbüren erste Ausbauschale mit Anker und Spritzbeton (Haecker, 1987)

Die erste Ausbauschale besteht aus Ankern und Spritzbeton. Die Besonderheit dieses Bauwerks ist die zweite Ausbauschale (Abbildung 2-9). Sie besteht aus untertage gefertigten Betonpaneelen von 50 cm Stärke zwischen denen sich Stauchfugen befinden, die der Nachgiebigkeit des Ausbausystems dienen. Jedes Stauchelement ist in der Lage bei einem gleichbleibenden Widerstand von rd. 3.000 kN einen Schubweg von 30 cm zurückzulegen. Insgesamt sind 6 Stauchfugen über den Umfang verteilt, so dass sich der Umfang des nachgiebigen Ausbaus um insgesamt etwa 180 cm verringern kann, bevor die Lücke zwischen den Betonpaneelen aufgebraucht ist und der starre Betonausbau belastet wird.



Abbildung 2-9: Füllort Ibbenbüren zweite Ausbauschaale (Haecker, 1987)

Bei der ursprünglichen Auslegung ist man von einer Verstarrung des Ausbaus nach 25 Betriebsjahren ausgegangen. Im Vorfeld kleinerer Sanierungsarbeiten nach 22 Jahren Standzeit wurde festgestellt, dass sich lediglich die Hälfte der Stauchelemente vollständig eingeschoben hatte (Goerke-Mallet & Bolesta, 2008). Bis zur Schließung des Bergwerks Ibbenbüren war das Füllort voll funktionsfähig und konnte sogar im Lauf des Projektes im Jahr 2019 nach mehr als 30 Jahren Standzeit noch befahren werden.

Noch deutlich schwierigere gebirgsmechanische Bedingungen wurden für die Richtstrecke SO 48 des Bergwerks Auguste Victoria erwartet. Obwohl die Strecke „nur“ in 1000 m Teufe aufzufahren war, ergaben Gebirgsdruckberechnungen Spannungen aufgrund von Restfesten und Abbaukanten vom fast 5-Fachen des Überlagerungsdruckes (Kammer et. al., 1990). In Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass ein Ausbausystem ohne Zulassen einer Konvergenz technisch und wirtschaftlich nicht realisierbar war. Betrieblich war ein Querschnitt von 16 m² gefordert, der langfristig sichergestellt werden musste. Um dies zu gewährleisten, wurde ein Ausbaukonzept entwickelt, bei dem bewusst nach der Auffahrung größere Konvergenzen in Kauf genommen werden, um dann ein inneres, geschlossenes Ausbausystem zu installieren, welches langfristig nahezu verformungsfrei bleibt. Dieses Ausbaukonzept (Abbildung 2-10) beruht darauf, dass sich durch zugelassene Verformungen das Gebirge zumindest teilweise entspannt und dadurch ein geringerer Ausbaustützdruck zur weiteren Gebirgsbeherrschung erforderlich ist. Die Strecke wurde zunächst mit einem Querschnitt von 33 m² aufgefahren. Der Ausbau der Außenschale besteht aus einer Konsolidierungsschicht sowie aus baustoffhinterfüllten Gleitbögen mit einem Profilgewicht von 42 kg/m. Die Innenschale wurde bewusst nicht sofort eingebaut, sondern erst, nachdem eine Konvergenz von 30 % der Ausgangshöhe eingetreten war. Diese Konvergenz von 30 % der Ausgangshöhe wurde nach einer Standzeit von rd. einem Monat erreicht.

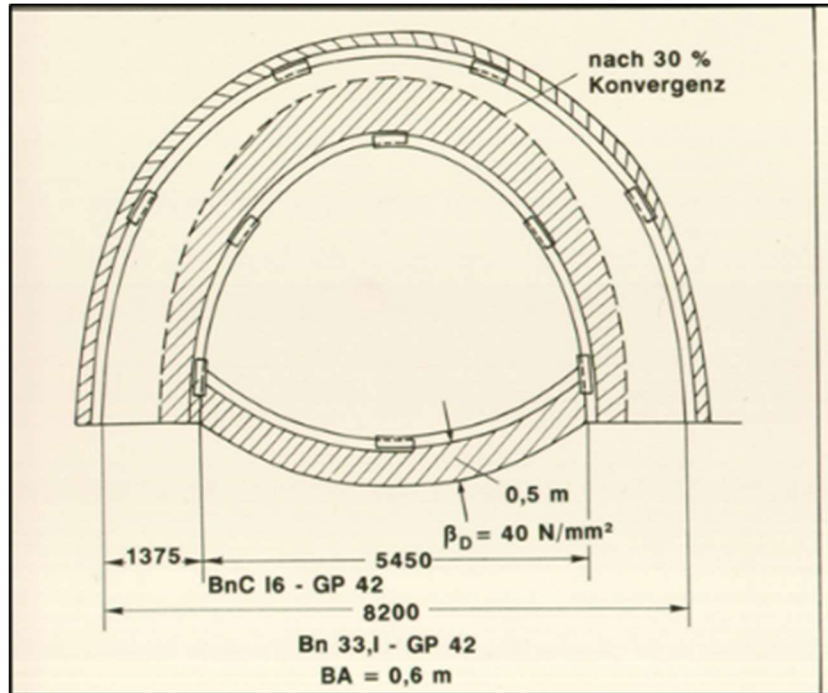


Abbildung 2-10: Ausbaukonzept der Richtstrecke SO 48 (Kammer et.al., 1990)



Abbildung 2-11: Richtstrecke SO 48 nach Fertigstellung der Innenschale (Bildarchiv DMT)

Die Innenschale mit einem Querschnitt von 16 m^2 besteht ebenfalls aus Gleitbögen, jetzt aber mit geschlossener Sohle in einem „Maulprofil“. Wesentliches Ausbauelement ist der Betontragraub zwischen der Außen- und der Innenschale mit einer Betonfestigkeit von mindestens 40 MPa und mindestens 50 cm Stärke. Die Abbildung 2-11 zeigt die 16 m^2 große Richtstrecke kurz nach ihrer Fertigstellung. Dieser betrieblich erforderliche Nutzquerschnitt (von 16 m^2) konnte für die Betriebsdauer von mehr als 2 Jahrzehnten sicher gewährleistet werden. Im Vergleich hierzu traten in einer benachbarten, mit baustoffhinterfüllten Gleitbögen ausgebauten Strecke unter ähnlichen gebirgsmechanischen Bedingungen Kriechkonvergenzen von rd. 20% der Ausgangshöhe pro Jahr auf.

2.3 Ausbau von Tunneln im Tongestein

Tunnelbauwerke in Tongesteinen liegen im Allgemeinen in Teufen, die wesentlich geringer sind als die für Endlager geforderte Überdeckung von mindestens 300 m. Als Beispiele für Tunnelbauwerke, die zumindest teilweise im Tongestein stehen und annähernd die Mindestteufe erreichen, können der Belchentunnel (max. Überdeckung 360 m) und der Boßlertunnel (max. Überdeckung 280 m) angeführt werden.

2.3.1 Belchentunnel

Der rd. 3,2 km lange zweiröhrige Belchentunnel wurde im Zeitraum von 1963 bis 1970 aufgeföhren. Der Tunnel durchquert auf 20 % seiner Länge den Opalinuston und auf 40 % der Länge den aus Ton- Mergel- und Anhydrid bestehenden Gipskeuper (Abbildung 2-12). Die Überdeckung beträgt im Opalinuston bis zu 360 m.

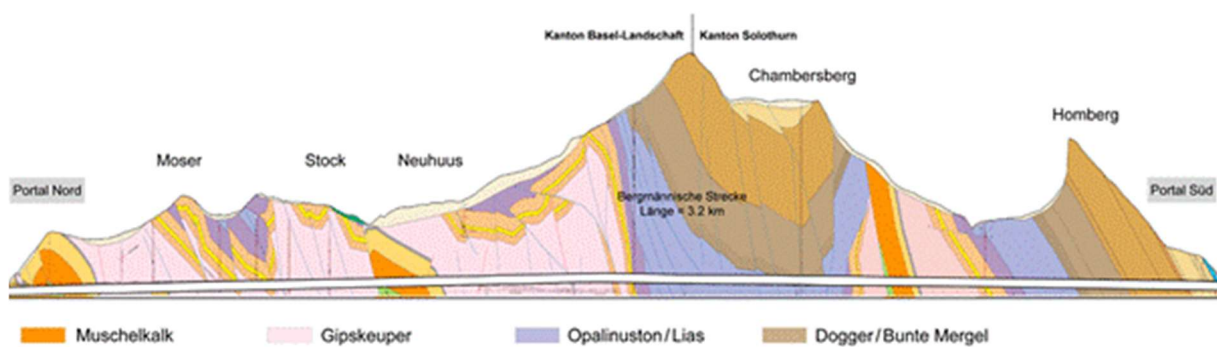


Abbildung 2-12: Geologisches Profil Belchentunnel (Chiaverio et.al., 2018)

Schon während der Bauausführung wurden insbesondere im Anhydrid aber auch im Opalinuston starke Sohlhebungen festgestellt. Nach Grob (1972) hoben sich die außenliegenden Drainerohre noch vor dem Einbau des Sohlgewölbes um bis zu 60 cm. Im Anhydrit kam es während der Bauphase sogar zu einem Bruch des Sohlgewölbes (Abbildung 2-13).



Abbildung 2-13: Schadensbild während der Bauphase des Belchentunnels (Chiaverio et.al., 2018)

Amstad & Kovári (2001) beschreiben das Verhalten des Belchentunnels im Opalinuston wie folgt:

„Rund 2 Jahre nach dem Ausbruch der Sohlstollen wurde ein 45 cm starkes, unbewehrtes Sohlgewölbe eingebaut. Die Drainagerohre wurden durch über dem Sohlgewölbe liegende Entwässerungsleitungen ersetzt. Im Bereich des Opalinustones konnten dann in Sohlmitte nur noch kleine Hebungswerte von 20 bis 30 mm gemessen werden (Grob, 1972). Dies war der Grund dafür, dass man das bereits eingebaute Sohlgewölbe nicht schon damals ersetzte. Hingegen wurde in den noch nicht fertiggestellten Tunnelabschnitten der Weströhre das Sohlgewölbe auf 60 cm verstärkt.“

Im Jahre 1990 wurde in der Oströhre in einem im Opalinuston gelegenen Tunnelabschnitt der Bruch des 45 cm starken, unbewehrten Sohlgewölbes festgestellt. Dieser kündigte sich durch das Anheben von Kabelschacht-Abdeckplatten in Randsteinnähe an. Die Bruchstelle erstreckte sich über eine Länge von knapp 20 m, Anzeichen von Sohlhebungen waren aber über weitere 80 m sichtbar. Zum Versagen des Sohlgewölbes dürfte auch die in diesem Tunnelabschnitt festgestellte schlechte Betonqualität beigetragen haben. Im Zuge der Instandsetzung wurde unter dem Sohlgewölbe Wasser vorgefunden. Abgesehen von diesem Ereignis sind im Bereich des Opalinustones am Sohlgewölbe keine Anzeichen von gravierenden Schäden erkennbar (1995). Dies ergab auch die Freilegung eines Sohlgewölbeelementes. In der Weströhre hob sich das 60 cm starke, unbewehrte Sohlgewölbe in einem Zeitraum von 19 Jahren, relativ zu den Paramenten, um 2.2 bis 5.5 mm. Auch das Tunnelgewölbe befand sich im Jahre 1995 in einem verhältnismässig guten baulichen Zustand, abgesehen von Rissen und Hohlstellen, welche lokal auf eine mögliche Überbeanspruchung des Ausbaus hindeuten. Die Schadensbilder veränderten sich zwischen 1985 und 1995, trotz der geringen Hebung des Sohlgewölbes, nur unbedeutend.“

Im Jahre 2012 wurde eine Studie zur Sanierung des Belchentunnels durchgeführt. Hierauf basierend wurde der Bau einer 3. Röhre Belchentunnel (Sanierungstunnel Belchen, STB) und die anschließende Sanierung der bestehenden Tunnelröhren entschieden (Abbildung 2-14).

Die dritte Röhre wurde im Zeitraum von 2014 bis 2017 mit einer Tunnelbohrmaschine aufgeföhren. Der Ausbruchsdurchmesser beträgt fast 14 m (Abbildung 2-14). Bei der Ausbaudimensionierung wurden Quelldrücke im Anhydrit föhrenden Gipskeuper von 4 MPa und im Opalinuston von 2 MPa berücksichtigt.

Die Außenschale besteht aus 35 cm starken Betontübbingen der Güteklasse C55/67. Das Innengewölbe besteht aus einer Betonschale von mindesten 40 cm Stärke. Im Gipskeuper beträgt die Stärke der Betonschale an der Firste bis zu 0,75 m und an der Sohle bis zu 1,0 m.

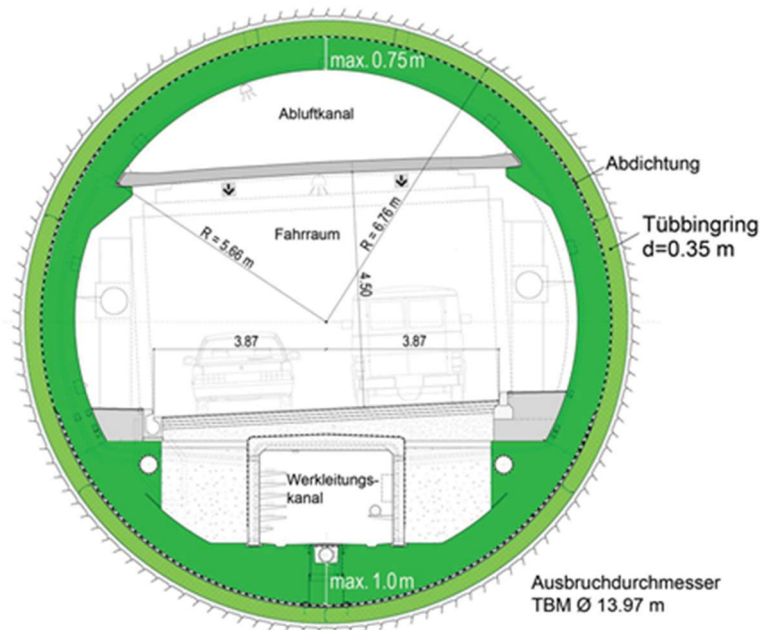


Abbildung 2-14: Normalprofil 3. Röhre Belchentunnel TVM-Vortrieb (Chiaverio et.al., 2018)

2.3.2 Boßlertunnel

Der Boßlertunnel wurde im Zeitraum von 2013 bis 2019 als ca. 8,8 km langer Eisenbahntunnel mit zwei eingleisigen Röhren aufgeföhren. Ausgeschrieben wurde der Tunnel im Jahre 2012. Eine der Vorgaben war der Sprengvortrieb als Vortriebssystem und eine Spritzbetonbauweise als endgültige Sicherung. Für nur insgesamt 2800 m Strecke innerhalb des Tunnels war ein Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) vorgesehen.

Die geologischen Untersuchungen zeigten, dass die Schichten mehrheitlich aus Ton- und Tonmergelsteinen bestehen, die eine homogene und massige Einheit bilden und in denen außerdem Sandsteine und Mergelkalk- bis Kalksteine vorzufinden sind. Die tonigen Gesteine haben eine Festigkeitsspanne von 1,5 MPa bis 17,5 MPa und man kann angesichts der bis zu 280 m großen Überlagerungshöhe von einem druckhaften Gebirge ausgehen (Schubert et al., 2017). Die geologischen Hauptformationen, die der Tunnel durchörtert, sind in Abbildung 2-15 dargestellt.

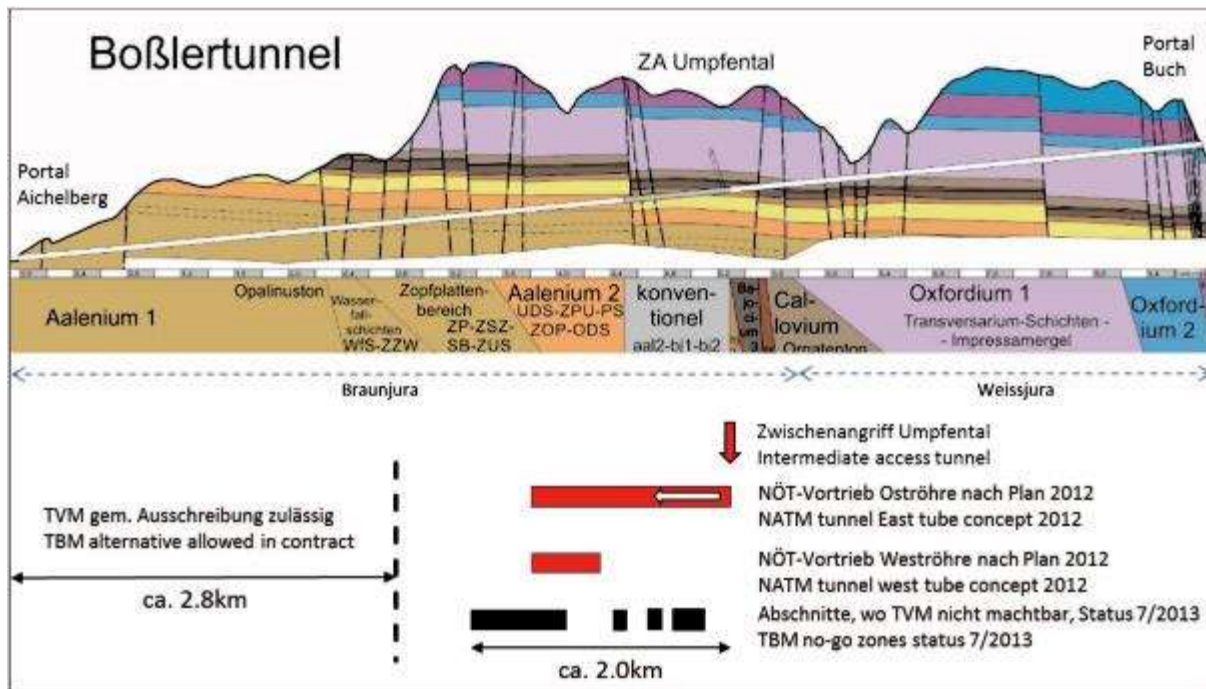


Abbildung 2-15: Geologischer Längsschnitt (Schubert et al., 2017)

Der am Portal Aichelberg beginnende erste 3,5 km lange Abschnitt steht im Aalenium 1 (Abbildung 2-15), das aus Opalinuston besteht. Im darauffolgenden Aalenium 2 wechseln sich tonig-mergelige Zwischenlagen und unterschiedliche Sandsteinbänke ab (Voringer et al. 2017). Der Tunnel durchquert auch das mergelig-kalkige Oxfordium 1 und das aus gebankten Kalksteinen bestehende Oxfordium 2, die eine höhere Festigkeit von 15 MPa bis 80 MPa aufzeigen. Die geschichteten Gesteine bilden in der Region des Alaufstiegs ein orthogonales System aus Klüften, die senkrecht zur Schichtung ausgebildet sind. Der Einfall der Schichten findet weitläufig mit 1° bzw. mit einer Neigung von $17,5\text{‰}$ nach Südost bis Südsüdost statt. Basierend auf vorläufigen Untersuchungen durchläuft der Boßlertunnel mehrere Störungszonen, deren hauptsächliche Streichrichtung von Nord-Ost nach Süd-West ist. Die Störungen wurden mit einem nahezu senkrechten Einfallen abgeschätzt. Der Versatz der Störungen liegt in einem Intervall von wenigen Metern bis ca. 50 m. Der Tunnel durchquert drei Störungszonen, die sich im Bereich des Braunjuras bzw. im Grenzbereich Braunjura/ Weißjura befinden (DB Netze 2009).

Das ausführende Unternehmen Arbeitsgemeinschaft Tunnel Alaufstieg ATA machte einen Vorschlag zur Optimierung des Vorhabens. Es sollten zusätzliche Erkundungsmaßnahmen durchgeführt werden, um die Vermutung zu bestätigen, dass weitere Teile des Boßlertunnels mit Hilfe einer TBM aufgefahren werden können. Diese Erkundungsmaßnahmen beinhalteten unter anderem die Abteufung eines 55 m tiefen Erkundungsschachts mit einem Durchmesser von 8 m am Ende des rund 920 m langen Zwischenangriffsstollens Umpfental (Abbildung 2-16). Weiterhin wurde ein 20 m langer Erkundungstollen mit einem Durchmesser von 3,6 m vom Schachtfuß aufgefahren. Der Erkundungstollen war mit Deformationsschlitzern und Stauchelementen am Schachtfuß und zusätzlichen Dilatometern ausgestattet. Damit sollte die Schicht des Aaleniums 2 erkundet werden, die als ungünstig eingeschätzt worden war (einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit 5 MPa). Als man schließlich die Erkundungsarbeiten bewertet hat,

ist man zu der Schlussfolgerung gekommen, dass die Auffahrung mit Hilfe der TBM über fast die gesamte Länge des Tunnels möglich ist.

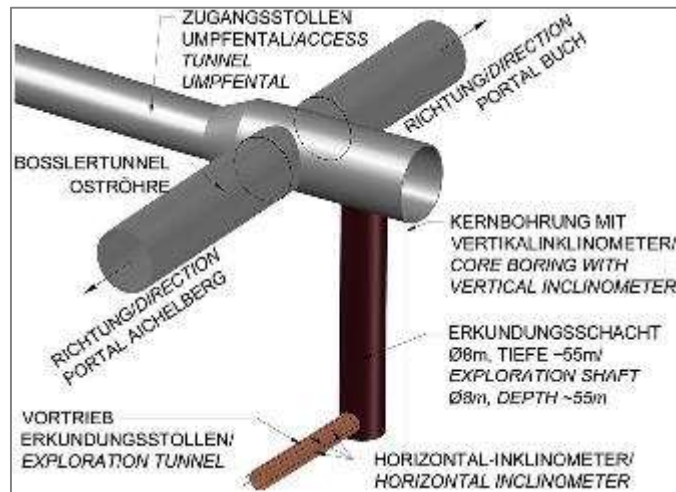


Abbildung 2-16: Erkundungsschacht und Erkundungsstollen am Zwischenangriff Umpfental (Schubert et al., 2017)

Die eingesetzte Tunnelvortriebsmaschine, hat einen Durchmesser von 11,4 m (siehe Abbildung 2-17). Der Vortrieb im Bereich des Aalenium 1 war bestimmt durch eine geringe Gesteinsdruckfestigkeit ($UCS \leq 10 \text{ MPa}$) und einer leichten Lösbarkeit des Gesteins an der Ortsbrust (siehe Abbildung 2-18). Gravierende Wasserzutritte wurden durch die geringe Durchlässigkeit des Tongesteins nicht festgestellt. Im Aalenium 2 hat man dann klüftige Gebirgsverhältnisse mit einem Wechsel von Sand- und Tonstein angetroffen. In diesen Tunnelabschnitten fand durch Wasserzutritte ein Aufweichen der festen Gesteine statt, in dessen Folge es zum Herauslösen von Sandsteinblöcken kam. Durch ausbrechende Klufkörper kam es zu einem Überprofil in der Laibung und auch zu vorausseilenden Ausbrüchen in der Ortsbrust.



Abbildung 2-17: Tunnelvortriebsmaschine Boßlertunnel (Breidenstein, 2012)

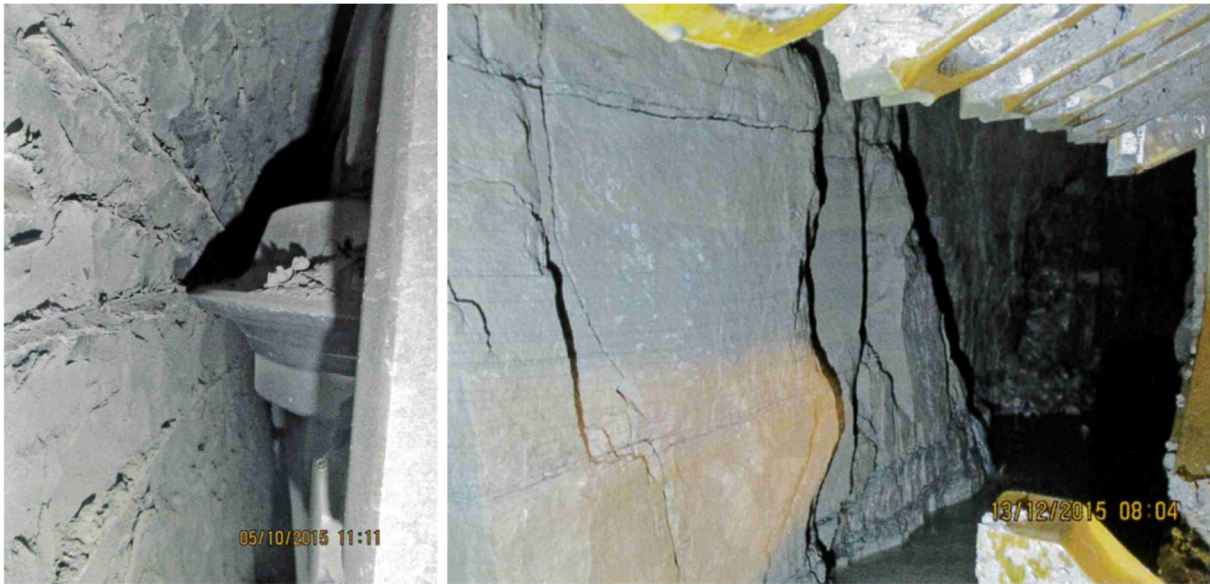


Abbildung 2-18: Ortsbrustaufnahme im Opalinuston (links) und im Aalenium 2 (rechts) (Voringer et al., 2017)

Als Ausbauelemente kamen Betontübbinge zum Einsatz (Abbildung 2-19). Infolge der großen aufzunehmenden Belastungen sollten Betone der Festigkeitsklassen C45 / 55 für die Tübbinge mit 45 cm Wanddicke und C50 / 60 für die Tübbinge mit 65 cm Wanddicke verwendet werden (WIN 2019). Die Festigkeit der hergestellten Betone der Klasse C50 / 60 betrug über 70 MPa und lag damit deutlich über den für diese Betonklasse geforderten Werten (WIN, 2019).



Abbildung 2-19: Boßlertunnel Tübbingausbau (Breidenstein, 2012)

Für die Herstellung der Tübbinge wurde Vorort eine eigene Fabrik aufgebaut, in der pro Tag 100 Tübbinge hergestellt werden konnten (Abbildung 2-20).



Abbildung 2-20: Boßlertunnel Tübbingfabrik und -lager (Breidenstein, 2012)

Die Auffahrung der östlichen Röhre war 2016 abgeschlossen. Die Auffahrung der westlichen Röhre fand im Zeitraum von Mitte April 2017 bis Anfang Juni 2018 statt. Die Auffahrung erreichte Bestleistungen von bis zu 214 m Tunnelbau pro Woche. In der Oströhre betrug die tägliche durchschnittliche Leistung 26,7 m je Arbeitstag (Goldberger et.al., 2017). Die hohen Auffahrtsgeschwindigkeiten sprechen für einen problemlosen Vortrieb der Tunnelröhren. Über das gebirgsmechanische Langzeitverhalten sind aufgrund des Zeitraums von weniger als fünf Jahren noch keine Aussagen möglich.

2.3.3 Fazit

Sowohl der Belchentunnel (Überdeckung bis 360 m) als auch der Boßlertunnel (Überdeckung bis 280 m) liegen in einer Teufe, die geringer ist als die für ein geplantes Endlager in Deutschland. Beide Tunnel stehen über längere Bereiche im Opalinuston. Aufgrund geringer Gesteinsfestigkeit des Opalinustons (Boßlertunnel < 10 MPa) bzw. eines vorhandenen Quelldruckes (Belchentunnel 2 MPa) mussten beide Tunnelbauwerke dennoch mit einem hochtragfähigen Ausbausystem versehen werden. Dies lässt auch ohne ortsspezifische Untersuchungen bereits vermuten, dass zumindest für die langlebigen Strecken eines Endlagers, wie die Gebindettransportstrecken mit Standzeiten von mehreren Jahrzehnten, hochtragfähige geschlossene Ausbausysteme benötigt werden.

2.4 Ausbau in anderen Endlagerprojekten im Tongestein

2.4.1 Belgien und URL HADES

Schon seit den 1980er Jahren begann die belgische ONDRAF/NIRAS (Nationale Einrichtung für Radioaktive Abfälle und angereicherte Spaltmaterialien) in Zusammenarbeit mit dem belgischen Forschungszentrum SCK-CEN sich mit allen Arten von radioaktiven Abfällen zu beschäftigen. Dabei wird bis heute in der belgischen Gemeinde Mol im Untertagelabor HADES (High Activity Disposal Experimental Site) untersucht, ob Tonformationen für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle genutzt werden können. Das Labor liegt in einer Teufe von 224 m und soll ausschließlich als Forschungseinrichtung genutzt werden. Im Unterschied zum Felslabor (Mont Terri) in der Schweiz, dem Endlagerprojekt Bure in Frankreich sowie den Tongesteinsformationen in Deutschland Süd und Deutschland Nord liegt das Untertagelabor HADES in einem plastischen Ton (Boom-Clay) und nicht in einem Tonstein. Der Boom-Clay ist ein sehr weiches Material von geringer Festigkeit (einaxiale Druckfestigkeit UCS = ca. 2 MPa) und niedrigem Elastizitätsmodul ($E = 400 \text{ MPa}$) (Haverkamp & Van Marcke, 2014). Bisher wurden zwei Schächte und mehrere Kilometer Strecken im Boom Clay aufgeföhren (Abbildung 2-21). Während der schrittweisen Errichtung wurden unterschiedliche Ausbausysteme erprobt.

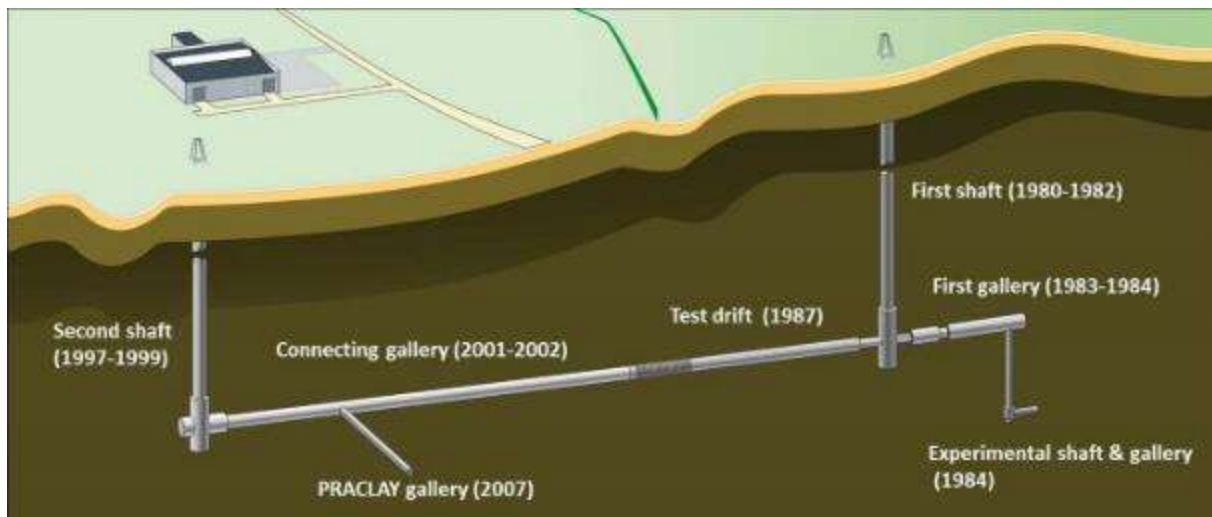


Abbildung 2-21: Grafische Darstellung der Grubenbaue im URL HADES, nach (SCK, 2020)

Als die Abteufarbeiten des Schachtes im Jahre 1980 begonnen wurden, gab es die Befürchtung, dass der in sehr plastischem Ton aufgefohrne Querschnitt starken Verformungen ausgesetzt sein könnte. Daher wurde die Tonschicht bis zu einer Tiefe von 240 Metern geföhren. Im geföhrenen Ton wurde anschließend auch eine 26 m lange Strecke mit einem lichten Durchmesser von 3,5 m aufgefohrn. Als Ausbau kamen dort gusseiserne Tübbinge von 20 cm Stärke zum Einsatz (Abbildung 2-22).

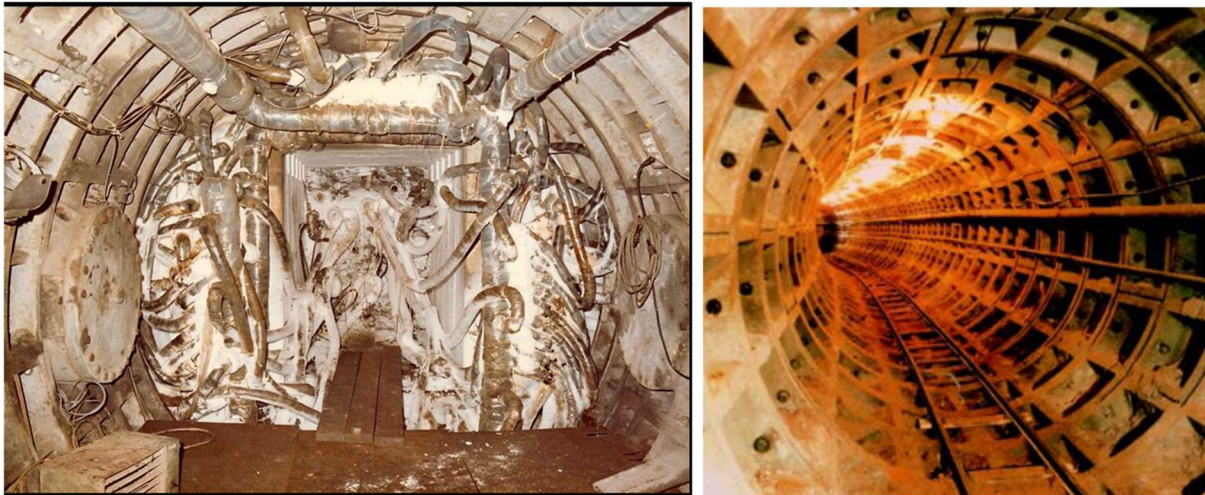


Abbildung 2-22: Strecke im gefrorenen Gebirge (Haverkamp & Van Marcke, 2014 links, Bastiaens et.al., 2003 rechts)

Als erkennbar war, dass die Kriechrate der Boom-Tonschicht in einem niedrigen Bereich bleibt, sollte zusätzlich getestet werden, ob auch ohne Anwendung des Gefrierverfahrens weiter aufgefahen werden kann. Im Jahre 1984 wurden ein weiterer Blindschacht und eine kleinere Strecke aufgefahen (siehe Abbildung 2-21 Experimental shaft & gallery). Die experimental gallery hat einen Ausbruchsdurchmesser von 2,0 m. Als Ausbau hat man Betonformsteine von 30 cm Dicke verwendet, da diese genauso tragfähig wie die zuvor verwendeten Stahlübbinge aber kostengünstiger sind.

Im Jahre 1987 wurde der 65 m lange sogenannte Testdrift aufgefahen (Abbildung 2-21). Der Testdrift hat einen lichten Durchmesser von 3,5 m und ist mit Formsteinen aus unbewehrtem Beton ausgebaut (Abbildung 2-23 links). Der 60 cm dicke Ausbauring besteht aus insgesamt 64 Formsteinen, zwischen denen sich jeweils Holzplatten zur Erhöhung der Nachgiebigkeit befinden (Bastiaens & Bernier, 2006). Auf den letzten 15 m wurde außerdem ein Gleitringausbau getestet (Abbildung 2-23 rechts).



Abbildung 2-23: Ausbau HADES Testdrift (links Betonformsteinausbau, rechts Gleitringausbau (SCK CEN, 2020))

Zwischen 1997 und 2007 wurde das Labor erweitert. Zunächst einmal wurde ein zweiter Schacht geteuft und anschließend eine 80 m lange Verbindungsstrecke (Connecting gallery) zwischen dem neuen Schacht und dem bestehenden Testdrift aufgeföhren (Abbildung 2-21). Der Außendurchmesser dieser Strecke beträgt 4,8 m und der lichte Durchmesser 4,0 m. Eine weitere Strecke (PRACLAY gallery) mit einer Länge von 45 m und einem Durchmesser von 2,5 m (außen) und 1,9 m (innen) wurde rechtwinklig zur Connecting gallery aufgeföhren (Abbildung 2-21). Beide Strecken wurden im Schildvortrieb mit einer Teilschnittmaschine aufgeföhren (Abbildung 2-24).



Abbildung 2-24: Vortriebstechnik HADES Connecting gallery (links) und PRACLAY gallery (rechts) (EIG EURIDICE, 2020)

Nach Untersuchung verschiedener Ausbausysteme wurde der Tübbingausbau aus Stahlbeton als am besten geeignetes System ausgewählt. Die 40 cm dicken und ein Meter langen Segmente werden unmittelbar hinter dem Vortriebsschild zu einem Ring zusammengefügt. Dieser Ring wird dann durch Einfügen eines oder mehrerer Schlüsselsegmente oder Keilblöcke gegen die Tonschicht verspannt (EIG EURIDICE, 2020).



Abbildung 2-25: HADES Tübbingausbau (Bastiaens et.al, 2003)

Beim Vortrieb der Connecting gallery bestanden die Risiken, dass sich durch Konvergenzen die Vortriebseinheit verklemmt bzw. der Querschnitt hinter dem Schild nicht mehr ausreichend ist, um die Tübbinge zu setzen. Dies konnte durch eine kurze Schildeinheit in Kombination mit einem Vortrieb ohne Stillstandszeiten erfolgreich vermieden werden. Die Auffahrtsgeschwindigkeit betrug 2,0 m pro Tag (Bastiaens et.al, 2003).

Am Beispiel des Untertagelabors HADES wird deutlich, welcher Aufwand im plastischen Ton schon in vergleichsweise geringer Teufe (< 250 m) betrieben werden muss, um dauerhaft standfeste Grubenbaue zu errichten.

2.4.2 Tiefenlager Schweiz und Felslabor Mont Terri

In der Schweiz wird südöstlich von Basel, nahe der Gemeinde St. Ursanne, das Felslabor Mont Terri betrieben. Über einen Straßentunnel wird der Opalinuston aufgeschlossen. Das Felslabor zweigt von diesem Straßentunnel ab und befindet sich in einer 150 m mächtigen Opalinuston-Schicht des unteren Doggers (Bossart et al., 2017), die mit den anderen Gesteinsschichten etwa eine Neigung von 35 Grad bis 45 Grad aufweisen (Nagra, 2017). Die geologischen Untersuchungen haben gezeigt, dass der Opalinuston im Bereich des Untertagelabors hauptsächlich aus schluffigen und sandigen Schiefern mit ca. 66 %, 16 % Karboniten, 14 % Quarz und ca. 4 % Feldspaten, Pyriten und Nebenmineralien besteht (Thury & Bossart, 1999). Seit 1996 wird das Labor zur hydrogeologischen, geochemischen und geotechnischen Charakterisierung der Tonformation genutzt. Unter geomechanischen Aspekten ist das URL nur bedingt mit dem zukünftigen Tiefenlager zu vergleichen. In Folge einer Faltung kam es zum Aufschluss des Opalinuston und der Bildung des Gebirgszuges der heute von dem Straßentunnel gekreuzt wird. Die Überdeckung des URL beträgt ca. 300 m. Das zukünftige Tiefenlager für wärmeentwickelnde Abfälle und ausgediente Brennelemente (HAA-Lager nach Schweizer Nomenklatur) wird in wenigstens 500 m Teufe liegen. Die Strecken des Felslabors sind mit einem Hufeisenförmigen Querschnitt errichtet und im Wesentlichen mit einem Verbundausbau aus Ankern und Spitzbeton gesichert.

Schon bei der Auffahrung des Sicherheitsstollens für den Mont Terri Autobahntunnel im Jahre 1989 wurde ersichtlich, dass der hier angetroffene Opalinuston sehr standsicher und nahezu wasserundurchlässig ist. Der Tunnelquerschnitt konnte allein mit einer dünnen Spritzbetonschicht langzeitsicher stabilisiert werden. Auf den Einbau der in diesem Abschnitt eingeplanten 30 cm dicken Betonschale konnte sogar verzichtet werden (Swisstopo, 2020).

Von 1996 bis heute wird der Bau des Felslabors in vielen kleinen Schritten in die Tat umgesetzt. Die Stollen, Nischen und Strecken wurden in unterschiedlichen Querschnittsformen erstellt. Insgesamt wurden bis zu dem in Abbildung 2-26 dargestellten Auffahrungsstand 10 unterschiedliche Auffahrungsprofile getestet. Für die erste Galerie, die Galerie 98, wurde ein Profil mit vertikalen Seitenwänden und einer bogenförmigen Firste ausgewählt, die in Abbildung 2-26 als Profiltyp 2 dargestellt ist. Diese Form ermöglicht keine vollkommen gleichmäßige Umverteilung von Spannungen um den Profilquerschnitt herum, so dass lokale Spannungskonzentrationen z.B. in den unteren Ecken zwischen Stoß und Sohle auftreten, die zu einer Verformung des Ausbaus und dem Auftreten von Schäden führen können. Aus diesem Grund wurde die Form der nachfolgenden Galerieabschnitte durch Abrunden des Ausbaus

optimiert (Abbildung 2-26, Profiltypen 7, 8 und 9), sodass die am Gewölbe und den Seitenwänden anstehenden Spannungen besser übertragen werden können. Das Labor verfügt auch über kreisförmige Ausbauquerschnitte wie zum Beispiel im Mittelteil der Galerie 98 (Profiltyp 3 in Abbildung 2-26) oder die Mikrotunnel (Profiltypen 6 und 10). Diese Form mit einem sehr kleinen Durchmesser wurde jedoch hauptsächlich für den Test der Ausbruchmethode bzw. für spezielle Versuchsanforderungen aufgeföhren (Bossart & Thury, 2008).

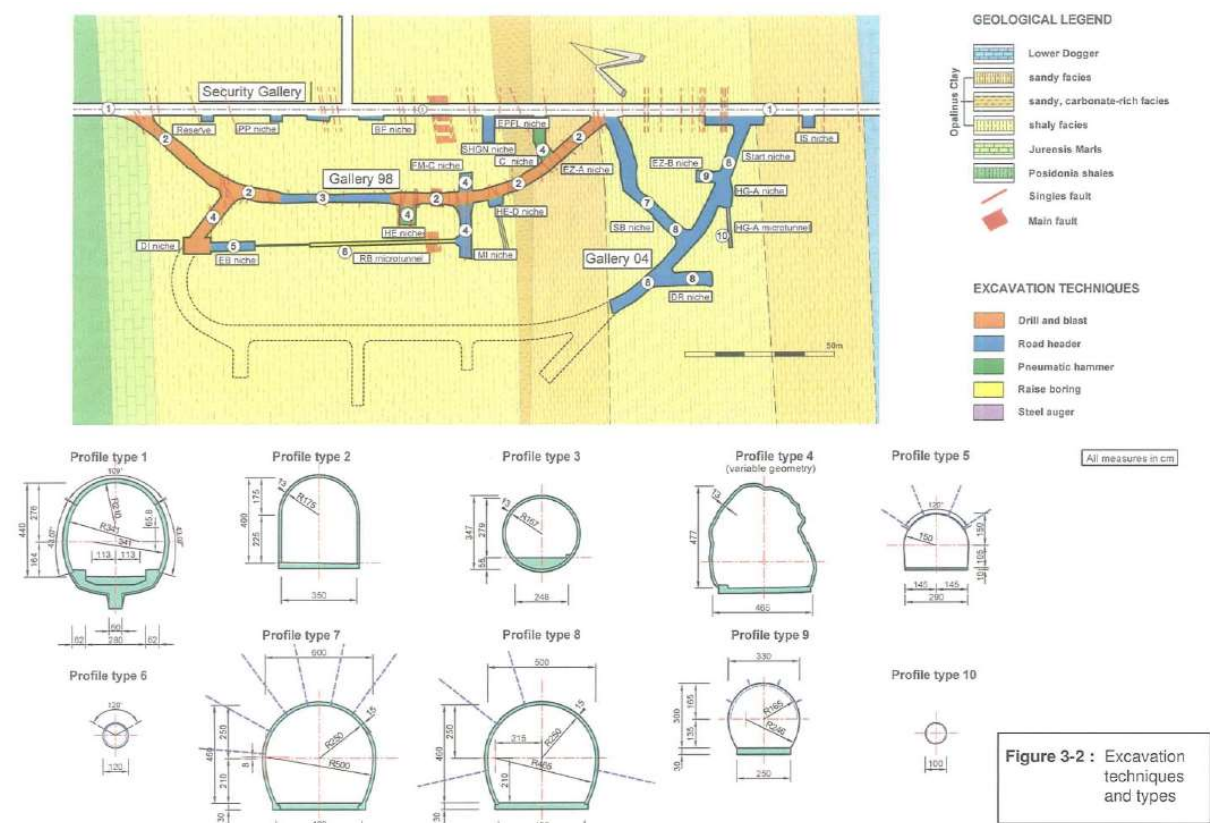


Abbildung 2-26: Ausbrucharten und verwendete Profiltypen im Untertagelabor Mont Terri (Bossart & Thury, 2008)

Der Ausbruch der Galerie 98 (Durchmesser: 4 m) wurde zu großen Teilen in der Bohr- und Sprengtechnik aufgeföhren. Als dann der Autobahntunnel eröffnet worden war, sollten die weiteren Stollen und Nischen, wie die Galerie 04 (Durchmesser: 5 m), ohne Anwendung des Sprengverfahrens, nur mit Abbauhämmern und Teilschnittmaschinen ausgebrochen werden. Die Vorteile des Einsatzes der Teilschnittmaschinen waren die daraus resultierenden gleichmäßigen Tunnelprofile und die minimalen Mehrausbrüche (Rothpletz, 2020). Der bereits erwähnte RB-Mikrotunnel (im Mittelteil der Galerie 98) wurde unter Verwendung einer horizontalen Aufwärtsbohrtechnik (Raise boring technique) aufgeföhren. Zunächst wurde eine 80 m lange horizontale Pilotbohrung erstellt. Diese wurde anschließend aufgeweitet, indem am Ende der Bohrung ein Raise-Bohrer der benötigten Größe angebracht wurde und von dort ausgehend zurückgezogen wurde (Der Durchmesser des Raise-Bohrers beträgt 1,2 m, siehe Abbildung 2-27, Rechts). Ein weiterer Mikrotunnel und zwar der 13 m lange HG-A-Mikrotunnel wurde mit einer Schneckenbohrtechnik aufgeföhren (Abbildung 2-27, Links). Der Schnecken-

kopf, versehen mit Hartmetallzähnen und einer industriellen Diamantkörnung, wurde von einem Pilotbohrloch geführt, das entlang der Mittellinie des Mikrotunnels gebohrt worden war. Der Ausbruchfortschritt erreichte etwa 1,5 m pro Stunde Schnittgut (Bossart & Thury, 2008).



Abbildung 2-27: Links: Raise-Bohrer; Rechts: Schneckenbohrtechnik (Bossart & Thury, 2008)

Im gesamten Untertagelabor war ein Spritzbetonausbau mit einer mittleren Dicke von 15 cm vorgesehen. Die Spritzbetonschicht wurde in zwei Lagen aufgebracht. Die Eigenschaften des Spritzbetons konnten je nach Bedarf mit Stahlfasern bei Konzentrationen von ca. 30 kg/m³ verbessert werden. Eine weitere ziemlich wirksame Maßnahme zur Erhöhung der Stabilität von Galerien, insbesondere in Bereichen, in denen Ausbrüche auftraten, war die Installation von Ankern (Länge von 2 m bis 3,5 m, Durchmesser: 25 mm), die die Spritzbetonauskleidung ergänzten (Bossart & Thury, 2008). In manchen Bereichen des Felslabors sollten Ausbaumittel zur der Sicherung ohne Einsatz von Stahl ausgetestet werden. Zur Anwendung kamen hier GFK-Anker (Glasfaser-verstärkte Kunststoff - Anker). Anstelle von Stahlfaserspritzbeton wurde hier mit Kunststofffasern (Abbildung 2-28, Links) verstärkter Spritzbeton verwendet.

In instabileren Gebirgsbereichen der EZ-A-Nische, aber auch in einigen anderen lokalen Bereichen mit größeren Ausbrüchen wurden zusätzliche Stahlbögen als Ausbauelement installiert (Abbildung 2-28, Mitte).

Die Sohle des Untertagelabors wurde hauptsächlich aus einer gegossenen Betonschicht mit einer mittleren Dicke von ca. 30 cm (Abbildung 2-28, Rechts) erstellt. Für die Gewährleistung einer hohen Qualität der Oberfläche, wurde die Sohle erst am Ende der Sicherungsarbeiten eines Streckenabschnittes hergestellt und durch Zugabe von synthetischen Fasern zur Rissbegrenzung zusätzlich bewehrt (Bossart et. al., 2008).

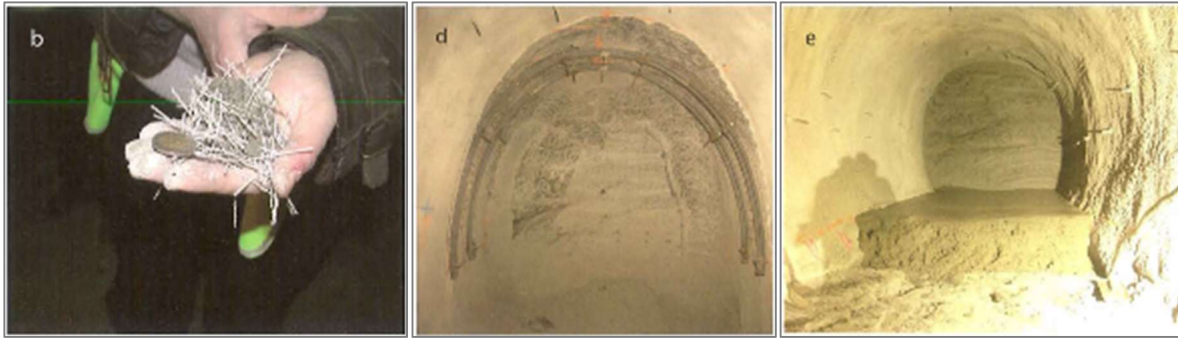


Abbildung 2-28: Links: Kunststoffasern zur Verstärkung des Spritzbetons; Mitte: Stahlbögen als zusätzliches Ausbaumittel; Rechts: Einbau der Betonsohle (Bossart & Thury, 2008)

In der FE-Galerie, die an die Galerie 08 angebunden ist und eine Länge von 50 m hat, wurden ebenfalls verschiedene Ausbausysteme verglichen. Die Galerie hat einen Innendurchmesser von 2,48 m bis 2,68 m und einen Außendurchmesser von 3,0 m bis 3,06 m, je nach Art und Dicke des Ausbaus. Die Strecke wurde aus einer im Vorfeld der Vortriebsarbeiten hergestellten Kaverne bzw. Nische (FE-A Nische) mit den Abmessungen von 8,40 m Länge, 9,60 m Breite und 5,30 m Höhe vorgetrieben. Die gewählte Vortriebsmethode sollte das Gebirge schonen und die Auflockerungszonen um die Streckenkontur herum geringhalten. Daher wurde diese Strecke mit Hilfe pneumatischer Abbauhämmer für das Kernstück und mit einer Teilschnittmaschine, zur Herstellung eines formgetreuen Kreisprofils, vorgetrieben. Die FE-Galerie wurde in sechs Abschnitte (von A bis F) mit verschiedenen Ausbaukombinationen unterteilt. Zunächst wurde zeitnah nach dem Ausbruch eine Stahlmatte K196 angebracht. Darauf folgte der Einbau eines Gleitbogens (TH 25) mit einem Bauabstandstand von 1,0 m. Zwischen den Gleitbögen und dem Gebirge wurde ein Bullflex-Schlauch installiert, in den ein Vergussmörtel bei einem Druck von 3 bar bis 5 bar eingebracht wurde. Der gefüllte Bullflex-Schlauch sorgte für eine kraft- und formschlüssige Verbindung zwischen Gebirge und Ausbaubogen. Abschließend wurde eine 5 cm dicke Spritzbetonschicht mit einem niedrigen pH-Wert und 40 % Silikastaub auf die Stahlmatten aufgebracht. In manchen Bereichen kam auch eine zweite Spritzbetonschicht mit einer Dicke von 11 oder 14 cm zum Einsatz. Der gesamte Spritzbeton wurde mit Hilfe des Trockenspritzverfahrens aufgebracht. In manchen Abschnitten wurde auf die Installation des Gleitbogenausbaus verzichtet und nur die Stahlmatten mit einer Spritzbetonschicht eingebaut. In den letzten zwei Abschnitten wurde auf die Spritzbetonschicht verzichtet, aber dafür zwei Stahlmatten und Gleitbögen eingebaut (Daneluzzi et al., 2013).

Mit der Zeit wurde das Felslabor stetig erweitert, da für zukünftige Forschungsprojekte nicht ausreichend Platz vorhanden war. So wurde in den Jahren 2018/19 eine Erweiterung mit dem Namen „Galerie 18“, die ca. 514 m Galerien und Nischen umfasste, fertiggestellt. Ausgebrochen wurde dieser Teil des Untertagelabors mittels einer Teilschnittmaschine mit Längsschneidkopf. Das Profil der Galerie 18 hat einen Durchmesser von 5,2 m und ist hufeisenförmig ausgebildet. Ausgebaut wurde die Galerie wie auch die FE-Galerie mit Stahlmatten K196 und mit einer darauf aufgetragenen Spritzbetonschicht von 8 cm bis 12 cm. Die weiteren Ausbaubestandteile waren Stahlbögen aus HEB 160-Profilen und eine 30 cm bis 60 cm dicke

Spritzbetonschicht, die gewölbeartig ausgebildet und mit Kunststoffaser verstärkt ist. In einigen Bereich wurden auch Felsanker (Länge von 2 m bis 3,5 m; Durchmesser 22 mm) zur Gebirgssicherung verbaut, Daneluzzi et al. (2013).

Im Untertagelabor betragen die Konvergenzen nach fast 4 Jahren Standzeit zwischen 5 cm und 10 cm (Abbildung 2-29). Der größte Teil der Verformung entsteht unmittelbar nach dem Ausbruch bzw. nach dem Ausbruch der Strecken (Bossart & Thury, 2008). In Abbildung 2-29 und Abbildung 2-30 zeigt sich, dass die Konvergenz sich nach der Auffahrung relativ bald stabilisiert und in eine sehr geringe, annähernd lineare Zunahme mit der Zeit (Kriechverformung) übergeht.

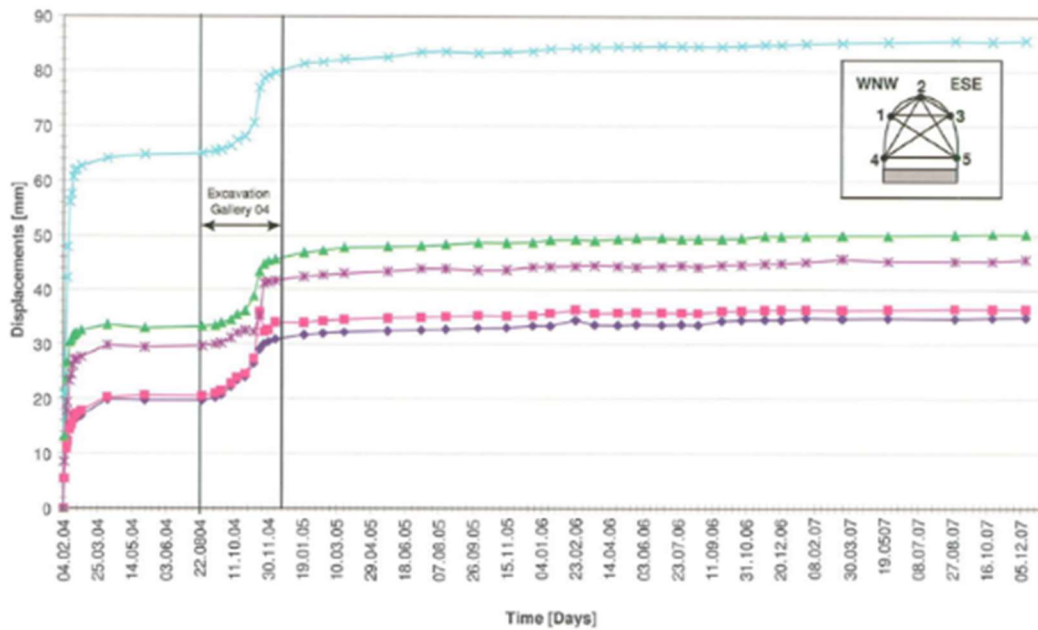


Abbildung 2-29: Die gemessenen Konvergenzen in der Nische EZ-A (Bossart & Thury, 2008)

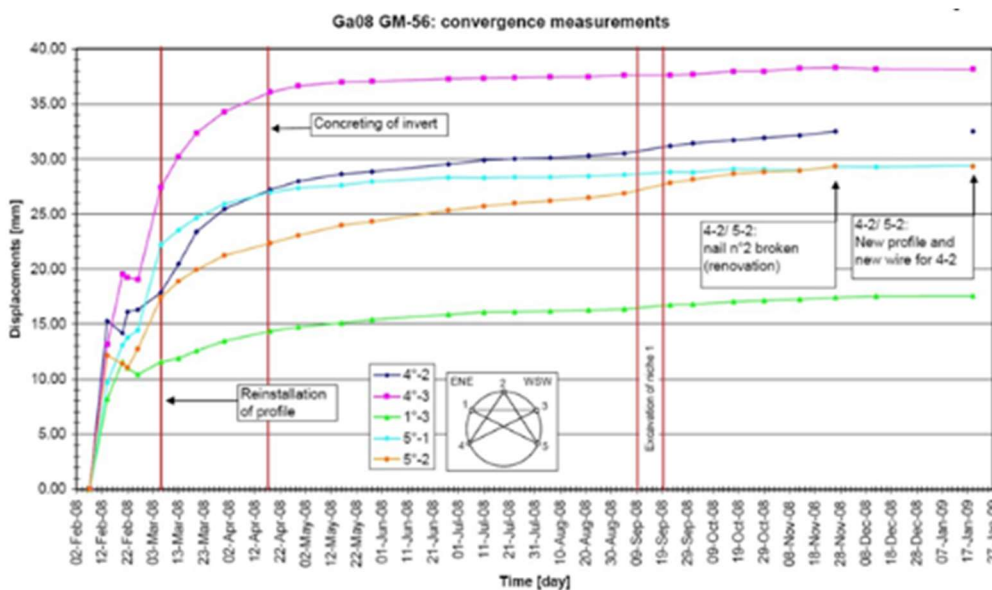


Abbildung 2-30: Die gemessenen Konvergenzen in der Galerie 08 (Burrus et al., 2018)

Der Einfluss der verschiedenen Ausbaumethoden in der FE-Galerie ist exemplarisch in den Konvergenzdaten (Abbildung 2-31) zu erkennen. Es ist anzumerken, dass die insgesamt auftretenden Verformungswerte klein sind und auch die Verformungszunahme der Gleitbogenstrecken längere Zeit nach der Auffahrung nur wenige Millimeter pro Jahr beträgt. Trotzdem zeigen sich hier bereits die Unterschiede eines starren (Spritzbetonschale) und eines nachgiebigen (Gleitbogen) Ausbausystems. Die betrachtete Standzeit betrug in den vorliegenden Auswertungen der Verformungen etwa 2 Jahre.

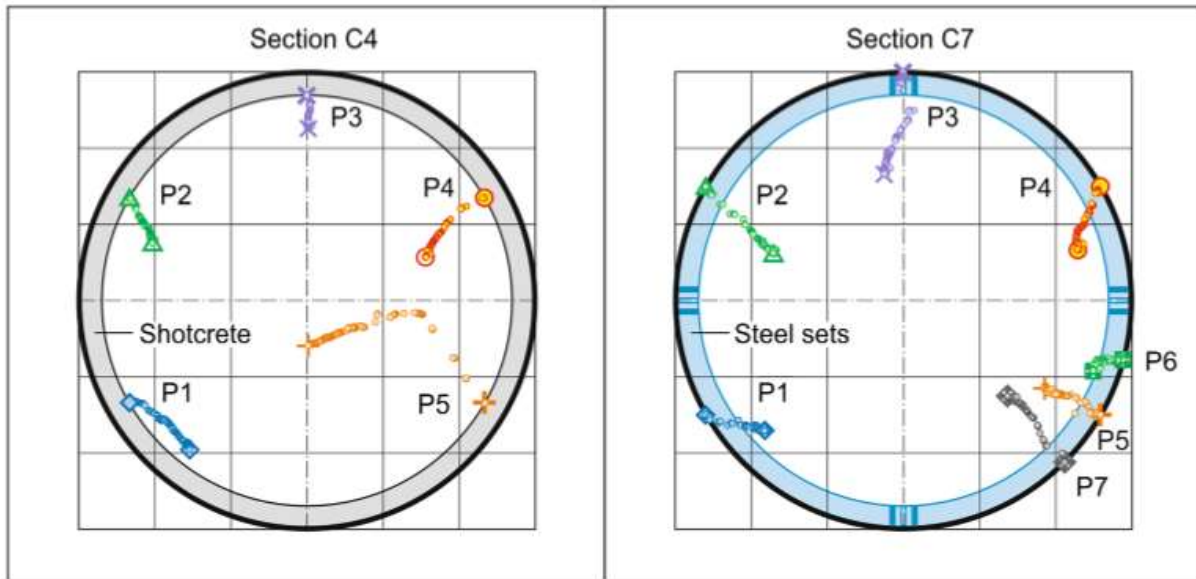


Abbildung 2-31: 90-Tage-Tunnelwandkonvergenzen an 2 Beispielmessabschnitten C4 (linke Grafik) und C7 (rechte Grafik). C4 befand sich im Spritzbetonabschnitt des FE-Tunnels und C7 befand sich im spritzbetonfreien, nur mit Stahlbögen abgestützten Abschnitt. Die Skala der Verschiebungsvektoren ist um den Faktor 20 verstärkt, bezogen auf den ausgebrochenen Tunnel, dargestellt durch einen schwarzen Kreis, Müller et al. (2016)



Abbildung 2-32: Typisches Ausbausystem im Felslabor Mont Terri (Swisstopo, 2020)

Die Erfahrungen aus der Errichtung der Strecken im URL Mont Terri lassen sich nach Nagra (2016b) wie folgt zusammenfassen:

- Alle Stollen im Felslabor normal zur Streichrichtung der Schichtung verhalten sich beim Vortrieb merklich günstiger als diejenigen in Streichrichtung, was sich durch kleinere Konvergenzen und geringerer Anisotropie der Deformationen ausdrückt
- Die gemessenen Kurzzeitdeformationen für Vortriebe normal zum Schichtstreichen sind i.d.R. klein (ca. 0,5%) mit dem Maximum bei 0.8 %. Die Konvergenzen sind relativ isotrop. Die gemessenen Langzeitdeformationen sind kleiner als 1.1 %. Normierte Konvergenzen für Ausbrüche parallel zum Schichtstreichen sind deutlich grösser (ca. 1 – 2 %) mit dem Maximum bei 4%
- Die Verteilung der Konvergenzen ist anisotroper mit den grössten Konvergenzen typischerweise normal zur Schichtung
- Das zeitabhängige Verformungsverhalten des Opalinustons kann im Felslabor Mont Terri beobachtet werden und ist vermutlich durch Porenwasserüberdruckabbau bedingt
- Ablösungen werden durch Sprödbrüche und Abgleiten entlang von vorgeprägten Trennflächen verursacht
- Die beobachtete Auflockerungszonenstruktur ist anisotrop und wird stark durch die Orientierung der Schichtung und der Hauptspannung geprägt
- Die tonige Fazies weist gegenüber der sandigen und karbonatreichen Fazies ein ungünstigeres Gebirgsverhalten auf, was auf die geringere Gebirgsfestigkeit zurückgeführt werden kann

Abschließend ist festzuhalten, dass es im Opalinuston in ca. 300 m Teufe bei Gesteinsfestigkeiten zwischen 10 und 25 MPa (siehe Abschnitt 7) möglich ist, Grubenbaue mit einem vergleichsweise geringen Ausbaaufwand langfristig standsicher zu erstellen. Die Strecken und

Nischen des Felslabors zeigen nach der Auffahrung und Sicherung mit unterschiedlichen Ausbaumitteln nur geringe Verformungen, die durch eine Spritzbetonschale sogar nahezu vollständig unterbunden werden konnten. In Abbildung 2-32 ist eine typische Strecke des Felslabors Mont Terri mit einer Spritzbetonsicherung dargestellt.

Das zukünftige HAA-Tiefenlager wird in einer Teufe zwischen 500 und 900 m liegen. Der Abschluss der Etappe 3 des Standortauswahlverfahrens und damit die Festlegung eines Standortes soll bis 2024 erfolgen. Aus den konzeptionellen Vorarbeiten zur Planung und Errichtung des Tiefenlagers sind sowohl das Grubengebäude als auch die Querschnitte inkl. Sicherungskonzepte bekannt, siehe Abbildung 2-33.

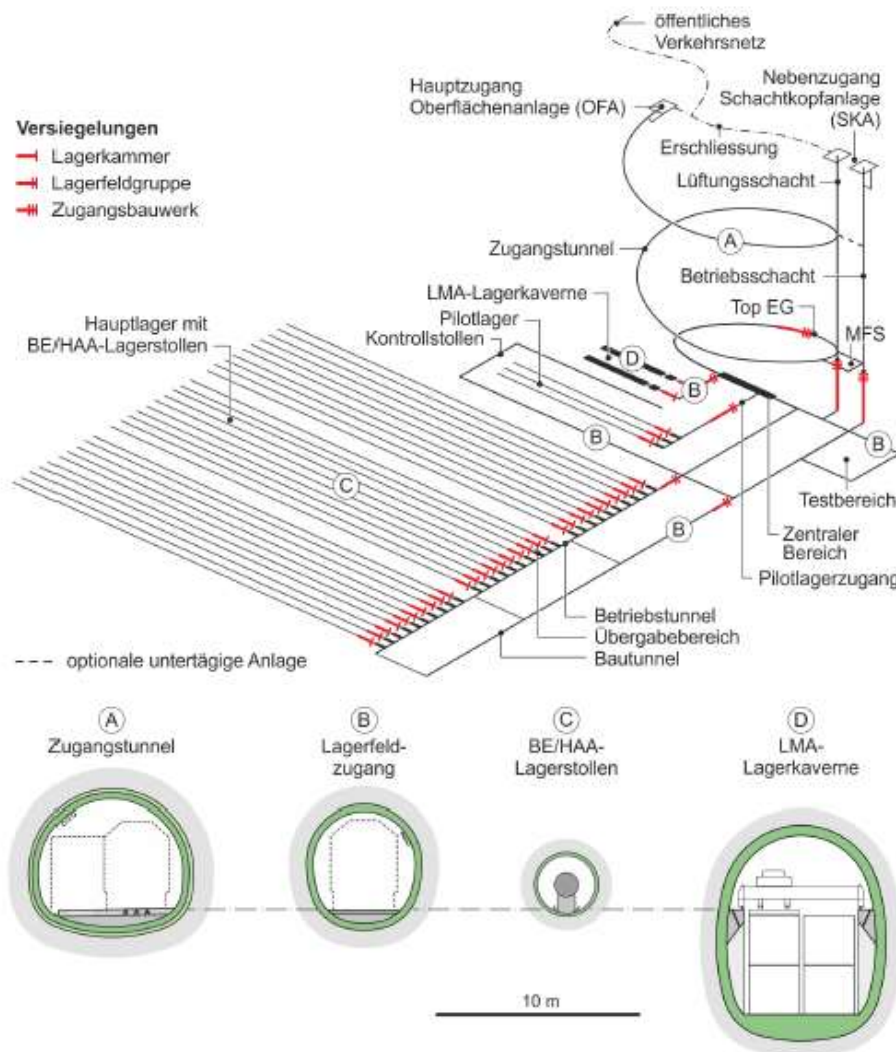


Abbildung 2-33: Modellhaftes Anlagenkonzept mit den Positionen für Versiegelungen und typische Normalprofile für ein HAA-Lager (Nagra, 2016a)

Die Einlagerungsstrecken (Lagerstollen) sind mit kreisrundem Querschnitt und einem Ausbruchsdurchmesser von 3,2 m geplant. Die Blindstrecken sollen mit einer Gripper-TBM errichtet werden. Der Innendurchmesser ergibt sich aus der notwendigen Gebirgssicherung und liegt

zwischen 2,8 und 3,0 m. Zur Sicherung wurden unterschiedliche Konzepte, je nach Gebirgs-eigenschaften entwickelt. Bei ausreichender Standfestigkeit und Ausrichtung der Lagerstollen in Hauptspannungsrichtung ist der Einbau einer Spritzbetonschale mit 15 cm bis 20 cm Mäch-tigkeit mit Netz oder Stahlbögen (Typ GL140 im Abstand von 0,7 m) vorgesehen, siehe Abbil-dung 2-34. Die Spritzbetonschale kann als Sofortsicherung durch Firstanker ergänzt werden. Der Einsatz der Gleitbögen ist speziell auf die sogenannten Zwischensiegel zugeschnitten. Da die Kontur in diesem Bereich nicht vollständig verbaut ist, bleibt ein direkter Kontakt zwischen Gebirge und dem Bentonit des Zwischensiegels möglich. Mit zunehmender Teufe muss der Stahlausbau verstärkt werden, d.h. der Bauabstand zwischen den Gleitbögen wird auf bis zu 0,45 m reduziert. Das Ausbaukonzept für die Einlagerungstrecken wurde unter anderem bei der Errichtung des FE-Experiments im URL Mont Terri erprobt, siehe Abbildung 2-35 (Nagra, 2015, 2016a,b)

Profil F-1 1:100

BE/HAA- Lagerstollen im Einlagerungsbereich
 Geologie: Opalinuston (Wirtgestein), trocken
 Ausbruchfläche: 8,04 m²

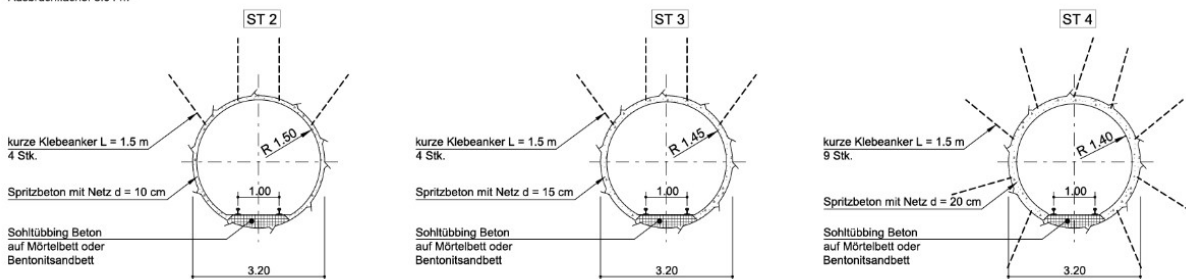


Abbildung 2-34: Profile der Einlagerungstrecken (Lagerstollen) für HAA-Tiefenlager mit unterschiedlichen Ausbaudimensionierungen der Spritzbetonschale (Nagra, 2016a)



Abbildung 2-35: Links: Blick in den Abschnitt der späteren Zwischenversiegelung mit Gleichbogenausbau im FE-Experiment, rechts: Detailansicht eines Gleitbogens ergänzt durch Bullflexschlauch und Mattenverzug zur Kontursicherung (Nagra, 2015)

Die Zugangsstrecken zum Lagerfeld und Versiegelungstrecken sollen mit Teilschnittmaschinen oder einem konventionellen Vortrieb (Bohren und Sprengen) errichtet werden. Auch hier sind verschiedene Ausbaukonzepte möglich. Grundkonzept bildet eine Spritzbetonschale, siehe Abbildung 2-36. Die Streckenquerschnitte sind nicht ganz kreisrund, sondern eher oval, mit einer Breite von ca. 5,6 m und einer Höhe von ca. 6,3 m im Ausbruch (Nagra, 2016a, b)

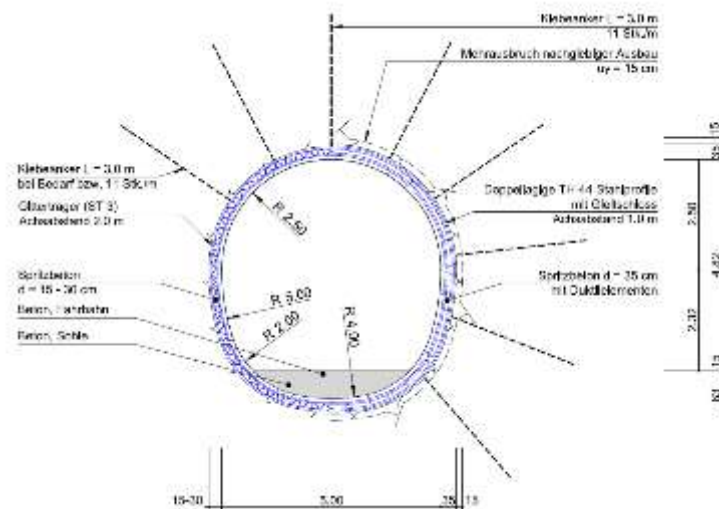


Abbildung 2-36: Ausbaukonzepte für die Zugangsstrecken des HAA-Tiefenlagers mit Spritzbetonschale (links) oder doppellagigen Gleitbögen (rechts) (Nagra, 2016b)

2.4.3 Bure Frankreich und CIGEO

Zwischen 1994 und 1996 wurden mehrere Standorte in Frankreich von der ANDRA auf ihre Eignung für ein Felslabor hin untersucht. In einem Auswahlverfahren wurde die Region Meuse/Haute-Marne mit ihrem Standort Bure auf Grund der Kontinuität der untersuchten Ton-schicht als besonders geeignet eingeschätzt (Brasser & Droste, 2008).

Als Teufenlage für den Bau des Labors wurde die 130 m dicke Tonsteinschicht des Callovo-Oxfordium (Abbildung 2-37), die sich im Bereich zwischen 420 und 550 m unter der Tagesoberfläche befindet (Wileveau et al., 2006) ausgewählt. Im Durchschnitt beinhaltet diese Schicht 60 % des Callovo-Oxfordium Tongesteins, was insgesamt zu einer guten Isolation vor Grundwasser und Radionukliden beiträgt. Diese Gesteinsformation weist eine einaxiale Druckfestigkeit von etwas mehr als 20 MPa auf. Trotz der respektablen Festigkeit des Gesteins liegt das Untertagelabor in einem Gestein mit recht hoher Verformbarkeit und geringer Steifigkeit. Der E-Modul in diesem Bereich beträgt etwa 4.500 MPa (ANDRA, 2005a).

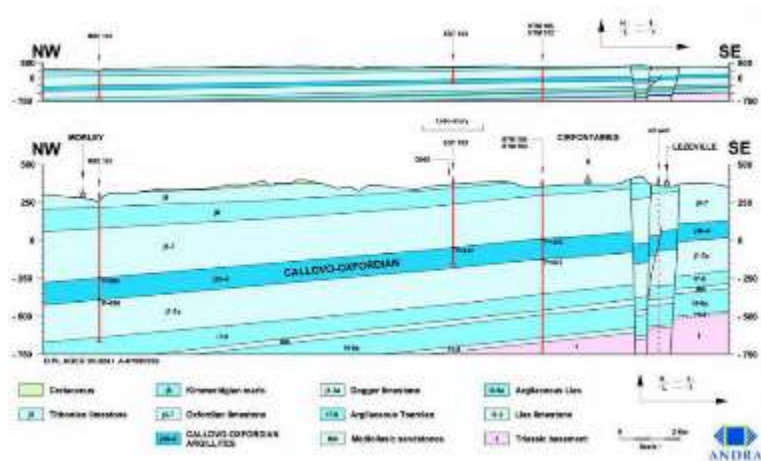


Abbildung 2-37: Geologischer Längsschnitt am Untertagelabor Meuse/Haute-Marne (ANDRA, 2001)

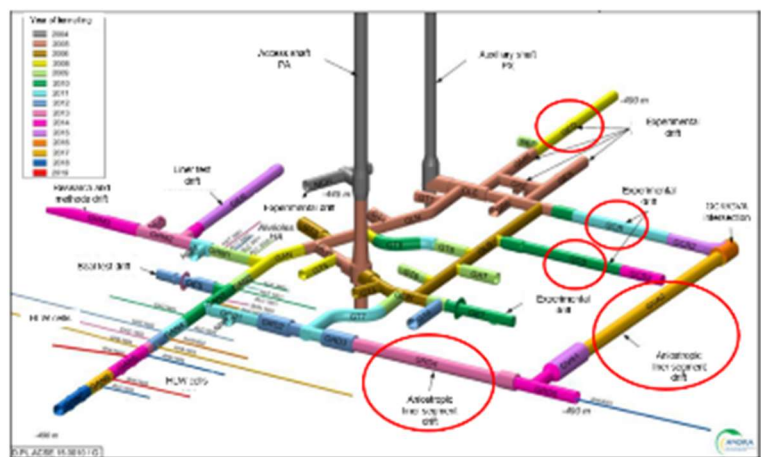


Abbildung 2-38: Plan des Untertagelabors Meuse/Haute-Marne (Delay et al., 2019)

Mit Ausnahme der T-förmigen Experimentstrecke (Experimental drift) in 445 m Teufe befinden sich alle anderen Strecken des Untertagelabors im Teuffenniveau von 490 m (Abbildung 2-38). Die Auffahrung im Niveau 445 m erfolgte mittels Bohren und Sprengen (Abbildung 2-39 b) und später im Niveau 490 m mittels hydraulischen Abbauhämmern (Abbildung 2-39 c) bzw. auch mittels Teilschnittmaschinen. Zunächst wollte man untersuchen, wie sich das Argillit bei den verschiedenen Vortriebsmethoden verhält bzw. wie das Bruch und Verformungsverhalten in den beiden Teuffenniveaus mit unterschiedlichen gebirgsmechanischen Eigenschaften variiert. Das Argillit im Niveau 445 m ist steifer und weist einen höheren Carbonatgehalt auf, als das Gestein im Niveau 490 m. Das wiederum impliziert, dass bei steiferen bzw. härteren Gesteinen der Sprengvortrieb bevorzugt wird (ANDRA, 2005b).

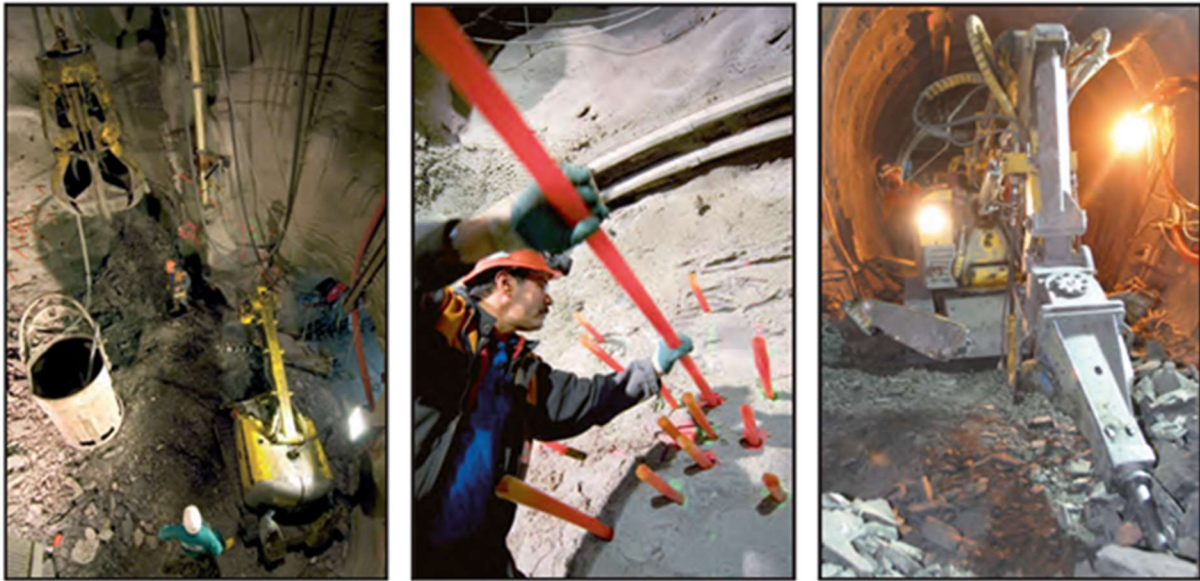


Abbildung 2-39: Vortriebsarbeiten im Untertagelabor Meuse/Haute-Marne (von links nach rechts: a) Abteufen des Schachts, b) Vortrieb auf Sohle 445 m, c) Vortrieb auf Sohle 490 m) (ANDRA, 2005b)

Die ersten Strecken sind in einem hufeisenförmigen Profil erstellt und haben einen Querschnitt von 17 m². Als Streckenausbau wurde eine Kombination aus Gleitbögen und 2,4 m langen Ankern verwendet. Zusätzlich wurde eine Spritzbetonschicht mit einer Mattenbewehrung gegen Abplatzungen aufgebracht. Zur Vermeidung von Sohlenhebung wurde eine 0,7 m dicke Betonschale in die Sohle eingebracht (Abbildung 2-40). Diese wurde im Niveau 490 m zusätzlich mit Ankern verstärkt



Abbildung 2-40: Gleitbogenausbau, beides nach (ENYGF, 2019)

Auf einen komplett geschlossenen Ausbau z.B. Tübbingausbau wurde zunächst verzichtet, da die Überwachung der Gebirgsbewegungen und die Untersuchung des Bruchverhaltens im Vordergrund standen.

Nachfolgend wird beispielhaft das Verformungsverhalten in drei typischen Strecken beschrieben. Die Strecke GCS verläuft in Richtung der Haupthorizontalspannung und beginnt bei der Südstrecke GLS. Sie wurde in einem kreisförmigen Profil aufgefahren und hat einen Radius von 2,6 m. Der Vortrieb erfolgte mit Hilfe einer Teilschnittmaschine (TSM). Die Nutzung der

TSM ist bei den vorhandenen Gebirgsverhältnissen (Tonstein) gebirgsschonend und im quellfähigen Gebirge von Vorteil. Im Gegensatz zu einer Tunnelbohrmaschine ist die TSM vor allem bei der geplanten Streckenanordnung des UntertageLABors flexibler einsetzbar und besser manövrierbar (Delay et al. 2008). Der Ausbau besteht aus einer 18 cm dicken stahlfaserverstärkten Spritzbetonschicht. Diese Schicht beinhaltet zudem 12 gleichmäßig verteilte, sogenannte „hiDCon“- Elemente. Die Elemente bestehen aus einem zementgebundenen Baustoff, der unter definierten Lasten Verformungen bis zu 50% seiner Bauteilhöhe aufnehmen kann (Abbildung 2-41 links). Zusätzlich werden 12 Gebirgsanker von jeweils 3 m Länge eingebaut.



Abbildung 2-41: UntertageLABor Meuse/Haute-Marne Ausbau der Strecken GCS (links) und GCR (rechts) (Armand et al., 2013)

Die Strecke GCR verläuft parallel zu der Strecke GCS und wurde ähnlich aufgeföhren. Dabei wurde eine 18 cm dicke stahlfaserverstärkte Spritzbetonschicht aufgebracht und für sieben Monate stehen gelassen. „hiDCon“- Elemente wurden in dieser Strecke nicht eingesetzt. Nach einer Standzeit von sieben Monaten wurde eine 27 cm dicke Ortbetonschicht als endgültige Ausbausohle eingebaut. Dabei kamen zwei unterschiedliche Betonfestigkeiten zum Einsatz (C60/75 und C35/45) um unterschiedliche Steifigkeiten und Festigkeiten zu testen.

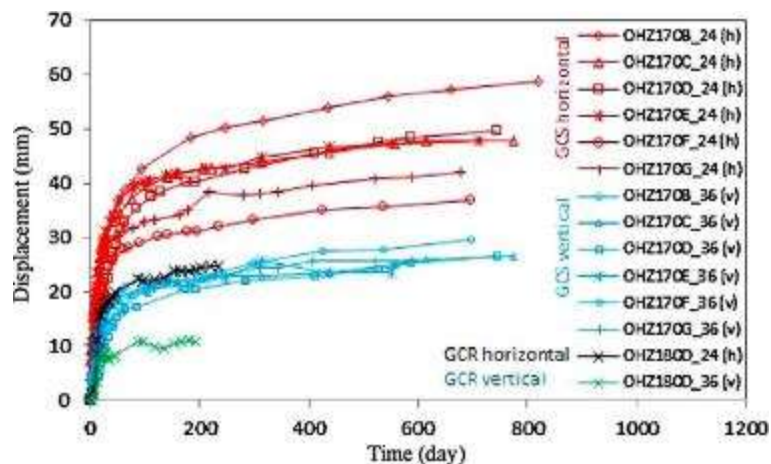


Abbildung 2-42: Verikal- Horizontalkonvergenz der Strecken GCS und GCR (Armand et al., 2013)

Die Abbildung 2-42 beschreibt das zeitabhängige Verformungsverhalten der Strecken GCS und GCR. Dass die Messungen der GCR bereits nach rd. 200 Tagen enden, ist darauf zurückzuführen, dass danach der endgültige Ausbau eingebracht wurde. Insgesamt sind die Verformungen sehr gering. Bereits nach ca. 100 Tagen werden rd. 80 % der Gesamtverformung erreicht. Die höchste nach rd. 800 Tagen gemessene Verformung beträgt 60 mm. Der Vergleich beider Strecken zeigt, dass die Konvergenzen in der GCR deutlich geringer sind als in der Strecke GCS sind. Armand et al. (2013) führen diese Unterschiede auf die höhere Steifigkeit des Ausbaus in der GCR Strecke zurück, in der auf die hiDCon- Nachgiebigkeitselemente verzichtet wurde.

Die GED Strecke ist klassisch mit Spritzbeton und Gleitbögen ausgebaut (Abbildung 2-43 links). Die 3-5 cm dicke Spritzbetonschicht wurde unmittelbar hinter der Ortsbrust als vorläufige Sicherung eingebracht. Der eigentliche Ausbau besteht aus Gleitbögen und Ankern sowie einer 10 cm dicken Spritzbetonschicht.

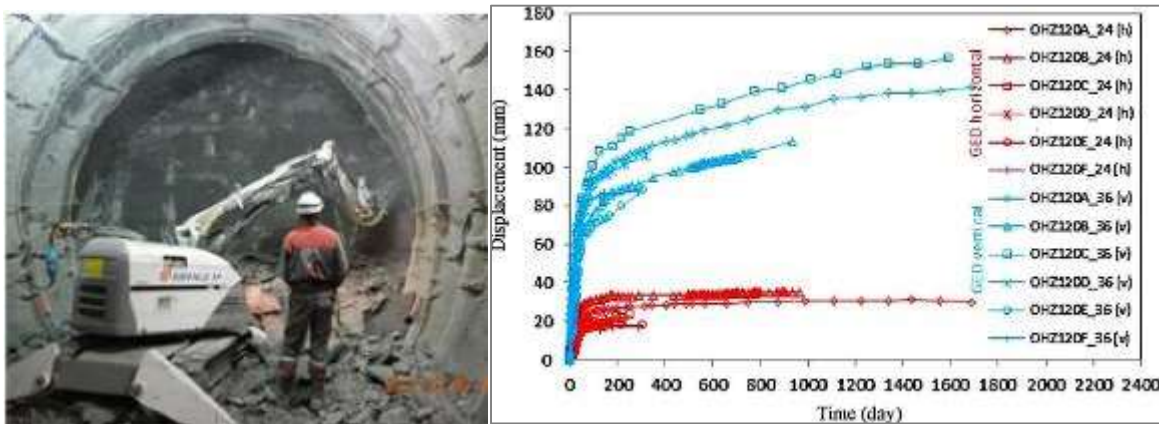


Abbildung 2-43: Untertagelabor Meuse/Haute-Marne Ausbau der Strecken GED (links) und deren Verformungsverhalten (rechts) (Armand et al., 2013)

Wie bereits in den Strecken GCS und GCR tritt auch in der Strecke GED der größte Teil der Verformungen innerhalb der ersten 100 Tage nach der Auffahrung auf (Abbildung 2-43 rechts). Nach rd. 4 Jahren Standzeit beträgt die Konvergenz im Maximum 160 mm. Insbesondere in vertikaler Richtung ist die Verformung in der Strecke GED höher als in den Strecken GCS und GCR. Armand et.al. 2013 führen dies darauf zurück, dass die Strecke GED senkrecht und nicht wie die beiden anderen Strecken parallel zur größeren Horizontalspannungsrichtung liegt. Mit der Zeit wurde das Untertagelabor stetig erweitert. Die beiden Strecken GRD 4 und GVA2 (Abbildung 2-38) wurden im Schildvortrieb mit einer integrierten Teilschnittmaschine aufgefahren.



Abbildung 2-44: Links: Die zum Vortrieb eingesetzte Schildmaschine mit Fräskopf. Rechts: Die mit Tübbing ausgebaute Strecke GRD4 (Delay et al., 2019)

Die Schildmaschine (Abbildung 2-44 links) besteht aus einem 4,0 m langen Haubenschild mit einem Durchmesser von 6,27 m, einer rotierenden Schrämme (Durchmesser: 850 mm) und einem 9,70 m langen Nachlaufsystem. Die Länge der Strecke GRD 4 beträgt 89 m und wurde mit insgesamt 93 Tübbingringen mit einer Breite von jeweils 0,8 m ausgebaut. Jedes verbaute Segment bzw. jeder Tübbing hatte eine Dicke von 45 cm und neun von solchen Tübbing bildeten einen Ring (Abbildung 2-44 rechts). Die Tübbinge wurden in einem Abschnitt mit konventionellen Mörtel und in einem zweiten Abschnitt mit einem kompressiblen Mörtel hinterfüllt (Delay et al., 2019).

In der ebenfalls mit der Schildmaschine aufgefahrenen Strecke GVA 2 wurden drei Versuchsbereiche von jeweils 40 m Länge eingerichtet. In den beiden ersten Abschnitten wurden wiederum Tübbinge mit starrer bzw. kompressibler Hinterfüllung eingebracht.

Im dritten Abschnitt wurde die Technologie der komprimierbaren Bogensegmente (Compressible Arch Segment) getestet. Die Besonderheit solcher vorgefertigten Bogensegmente ist die Ausbildung einer Druckfläche mit kompressiblen Elementen (Voussoir avec Matériaux Compressible (VMC)). Dabei wird direkt nach dem Gießen des Stahlbetonprofils, also des Tübbings, eine kompressible Schicht auf die äußere Oberfläche des Tübbings aufgebracht. Eine danach aufgetragene Mörtelschicht von 2 cm schützt diese kompressible Schicht. Die Schicht soll die Radialspannungen, die im Callovo-Oxfordium vorhanden sind – und Konvergenzen in der Grenzzone zwischen dem Gebirge und dem Beton hervorrufen – begrenzen und somit das Kriechen abmildern. Außerdem können die Abmessungen und Eigenschaften der kompressiblen Schicht in der Art variiert werden, dass dieses annähernd dem elasto-plastischen Gebirgsverhalten entspricht. Dabei ist die angebrachte kompressible Schicht im Gegensatz zu dem vor Ort hinterfüllten Mörtel regelmäßig und homogen.

Die Kompressibilität des COMPLEX-Mörtels wird nach Schneider et al. (2003) und Laackmann et al. (2015) durch die Zugabe von Polystyrol-Kügelchen erreicht. Bei auflaufender Gebirgsspannung reagiert der Baustoff mit einer Deformation und erlaubt damit eine Entlastung des Gebirges und einer Reduzierung der Traglast des Ausbaus. Über die Baustoffrezeptur und den Anteil der Kunststoffkügelchen lässt sich das Deformationsverhalten der Hinterfüllung und auch dessen Pumpbarkeit steuern. Vergleichbare Baustoffe sind auch aus Dimillo (2017) bekannt.

Die von der ANDRA in Bure erprobte Hinterfüllung reagiert nach einer anfänglichen elastischen Deformation bei geringen Spannungserhöhungen mit einer starken Deformation. Die Kunststoffkugeln im Baustoff werden zusammengedrückt und erlauben so eine Deformation bis ca. 45 %. Im Weiteren verringert sich die Kompressibilität und für höhere Deformationen müssen auch deutlich höhere Spannungen aufgebracht werden, siehe Abbildung 2-45 (Zghondi et al., 2017).

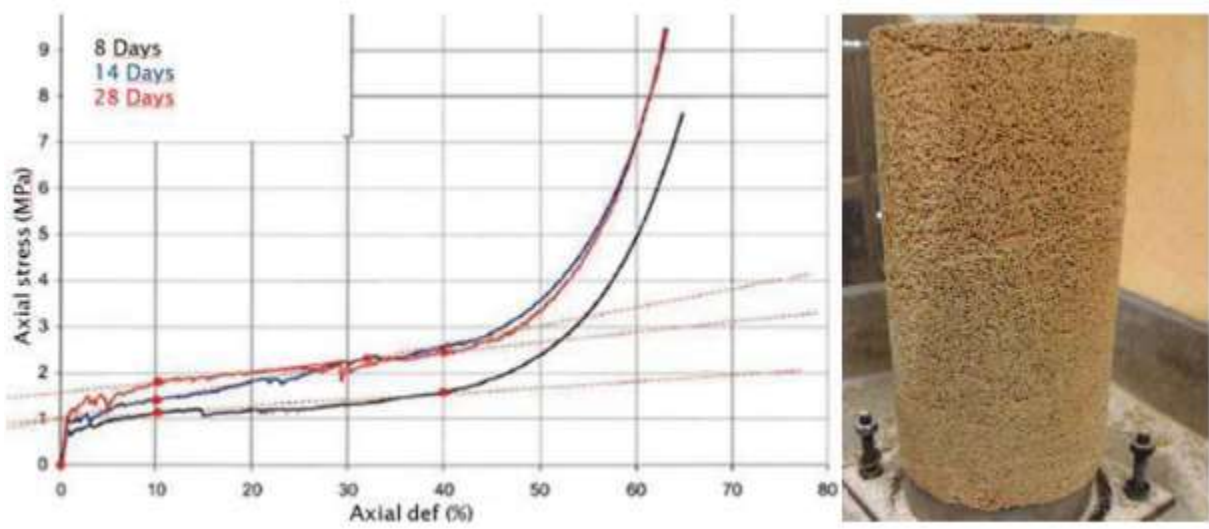


Abbildung 2-45: Deformationsverhalten der Hinterfüllung im Oedometerversuch (links) und Beispiel eines Prüfkörpers (rechts), nach (Zghondi et al., 2017)

Die begleitenden Messungen bestätigen die Wirksamkeit der kompressiblen Hinterfüllung. In diesen Streckenteilen wurde eine geringere Beanspruchung des Ausbaus detektiert. Das Konzept der nachträglich eingebrachten Hinterfüllung erwies sich allerdings als nachteilig für die Lagestabilität der Tübbing und auch die qualitätsgerechte Verfüllung konnte nur schwer umgesetzt werden (Ly, 2019).

Um die geomechanischen Vorteile einer kompressiblen Hinterfüllung weiter nutzen zu können wurde das System weiterentwickelt. ANDRA experimentiert mit dem Einsatz einer fest auf den Tübbing aufgetragenen Schicht aus einem kompressiblen Material. Statt organische Bestandteile wurden gebrannte Tonröhrchen verwendet, siehe Abbildung 2-46 (Ly, 2019).



Abbildung 2-46: Tonröhrchen im Druckversuch (links), Probekörper aus vielen Tonröhrchen (rechts oben), Tübbing mit aufgebrachter Schicht aus Tonröhrchen (rechts unten) (Zghondi et al., 2017) und (Ly, 2019)



Abbildung 2-47: Vorgefertigte Bogensegmente ausgestattet mit einer Druckfläche mit kompressiblen Elementen (VMC-Segment) (Delay et al., 2019)

Abbildung 2-47 zeigt ein Beispiel eines solchen Segments. Es besteht aus einem Stahlbetonelement, welches ca. 43 cm dick ist und eine Betongüte von C60/75 aufweist. Dieses Segment ist an der äußeren Oberfläche mit einem ca. 13 cm dicken, komprimierbaren Material (sogenannte shells) beschichtet. Diese Außenschale ist keramisch und besteht aus gebrannten, zerkleinerten Tonelementen, die röhrenförmig ausgebildet sind. Durch diese Form wird der Hohlraumanteil erhöht. Zum Verkleben dieser einzelnen Tonelemente wird ein Zementmörtel benutzt (Delay et al., 2019).

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass unter den vorherrschenden geologischen Verhältnissen der Einsatz einer Schildmaschine für die Streckenauffahrung sehr gut möglich ist. Prinzipiell sind verschiedene untersuchte Ausbausysteme geeignet (Delay et al., 2019).

Beim Einsatz von Tübbing ist die Verwendung des kompressiblen Mörtels weitaus vorteilhafter als die eines klassischen Mörtels, da der kompressible Mörtel die auf den Ring ausgeübte Kraft reduziert und gleichmäßig verteilt.

Die Analyse des Verhaltens einer mit Tübbing ausgebauten Strecke und von den komprimierbaren Bogensegmenten ist noch im Gange. Sollten die erzielten Ergebnisse Perspektiven für technische und wirtschaftliche Verbesserungen bieten, sieht die ANDRA durchaus gute Perspektiven für diese Alternativlösung (Bosgiraud et al., 2017).

2.4.4 Schacht Konrad

Das Endlager Konrad ist für die Einlagerung von schwach- und mittelradioaktiven Abfällen, wie sie beim Betrieb und Rückbau von Kernkraftwerken, in Forschungseinrichtungen, in der Industrie und in der Medizin anfallen, vorgesehen. Schacht Konrad wurde 2002 nach Atomrecht als erstes Endlager Deutschlands genehmigt. Das ehemalige Eisenerzbergwerk wird derzeit zum Endlager umgebaut. Anschließend sollen bis zu 303.000 Kubikmeter radioaktive Abfälle mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung endgelagert werden. Die Eisenerzlagerstätte bzw. die Wirtsgesteinsformation ist durch eine mächtige Tonformation überdeckt. Diese gewährleistet letztlich auch die langfristige Isolation der Abfälle von der Biosphäre.

Weite Teile des Grubengebäudes liegen innerhalb der oolithischen und kalksteindominierten Eisenerzformation. Große und langlebige Grubenräume werden durch ein aufwändiges Ausbausystem gesichert. Einzelne Grubenräume liegen auch in tonhaltigen Gebirgsbereichen oder Tonstein selbst. Eine Übersicht dazu ist in Filbert et al. (2004) zu finden und wird nachfolgend wiedergegeben:

„Auf der Schachanlage KONRAD wurden 1990 zu wissenschaftlichen Untersuchungszwecken zwei je etwa 40 m lange Strecken im Tongestein aufgefahren. In diesen Strecken wurde ein Untersuchungsprogramm durchgeführt, das dem Nachweis der Dichtigkeit von alten Bohrungen und den später zu verschließenden Schächten im Bereich der Barrierschichten des Endlagers diente. Diese Strecken wurden 1999/2000 wieder verfüllt. Die Strecken wurden in einer Teufe von 343 m (Mittleres Alb) bzw. 541 m (Mittleres Barrême) durchgehend in Gesteinen der Unterkreide aufgefahren. Dies erfolgte händisch, mit dem Abbauhammer und in einem Streckenquerschnitt von ca. 10 m² auf den ersten 20 m Streckenlänge und ca. 7,5 m² im hinteren Streckenbereich. Wegen der schwierigen Gebirgsverhältnisse erhielten beide Strecken im Rahmen der Sofortsicherung einen Anker Ausbau (Ankerdichte = 1 Anker pro m²) mit Baustahlmattenverzug. Im First- und Stoßbereich wurde als endgültiger Ausbau ein Anker-Spritzbetonausbau (Güte B25) mit ca. 15 cm Betondicke eingebracht. Die Stöße wurden teilweise mit Spritzbeton konsolidiert. Die Strecke in 541 m Teufe wurde auf der gesamten Länge mit geschraubten Stahlbögen (Bauabstand = 0,5 m) starr ausgebaut; zusätzlich wurden die Firste und der Übergang zwischen Firste und Stoß durchgehend mit einer ca. 15 cm dicken Spritzbetonschicht (Güte B25) gesichert. Als Sohle wurde zur Stabilisierung des Grubenraumes eine durchgehende, mit Baustahlmatten armierte Betonplatte von etwa 20 cm Dicke eingebracht.“

Nach ungefähr 10 Jahren Standzeit zeigten sich in der Strecke in 343 m Teufe an den Stößen Konvergenzen, im Bereich der Sohle Risse infolge von Sohlenhebungen. Auch in der Strecke in 541 m Teufe waren im Stoßbereich deutliche Konvergenzen erkennbar. Die Stöße waren aufgelockert und in die Strecke hereingedrückt. Die Betonsohle war zum Teil aufgebrochen und bis zu 50 cm angehoben.“ (Filbert et al., 2004)

Auf der Schachanlage Konrad liegen weitere Erfahrungen bei der Herstellung von Strecken in sehr wasserempfindlichen Tongesteinen des Doggers in ca. 1.000 m Teufe vor. Die Strecken wurden mit einer kleinen Teilschnittmaschine aufgeföhren und haben einen Querschnitt von ca. 20 m² bis 30 m². Aufgrund der Gebirgsverhältnisse wurde ein Ausbau aus einer zweischaligen, armierten Spritzbetonschicht mit Sohlenschluss in der Güte B25 erstellt. Zusätzlich wurde hier der Gebirgsverband verstärkt durch Injektionsmaßnahmen mit einem 2-Komponenten-Kunstharzsystem und Injektionsankern unterschiedlicher Länge. (Filbert et al., 2004)

Die Grubenräume des späteren Endlagers lassen sich in Bezug auf den Ausbau in zwei Bereiche untergliedern. Die Einlagerungskammern selbst und naheliegenden Zugangsstrecken sind vergleichsweise schwach ausgebaut. Hier kommt eine Firstankerung und eine Firstsicherung durch einen Mattenverzug zum Einsatz. In den schachtnahen und langlebigen Grubenbauen und Infrastrukturräumen kommt dagegen ein deutlich komplexeres Ausbaukonzept zum Einsatz. Die Grubenräume besitzen große Querschnitte bis zu 110 m² und befinden sich im druckhaften Gebirge. Gleichzeitig muss eine Gebrauchstauglichkeit und Wartungsfreiheit über die gesamte Betriebsphase bzw. Nutzungsdauer hinweg gewährleistet werden, um Unterbrechungen des Einlagerungsbetriebes auszuschließen. Dies gilt insbesondere für Grubenbaue bzw. Ausbau im Kontrollbereich.

Im Zuge der Errichtung des Endlagers Konrad werden die bestehenden Grubenbaue erweitert, teils neu errichtet und dabei mit einem mehrschaligen Verbundausbau gesichert. Abbildung 2-48 fasst die Teilschritte zur Errichtung des Ausbaus schematisch zusammen. Mit der Aufgeföhren werden zunächst kurze Glasfaseranker zur Kontursicherung eingebracht. Im zweiten Schritt wird eine erste Spritzbetonschale (pauschal 20 cm bis 25 cm dick mit einlagiger Bewehrung) eingebaut und anschließend bis zu 18 m lange Gleitanker über die Auflockerungszone hinaus bis ins ungestörte Gebirge hinein eingebracht. Die Spritzbetonschale wird bewehrt und mit Schlitzen ausgeföhrt. Im Anschluss wird die Ausbildung eines Gebirgstragrings durch die auflaufende Konvergenz ermöglicht. Für das Abklingen der Konvergenz wird ein Zeitraum von ca. 12 Monaten angenommen. Im Anschluss wird eine innere Betonschale, ebenfalls in Spritzbetonbauweise eingebracht. Die endgültige Dimensionierung der Innenschale findet auf Basis des begleitenden Messprogramms parallel zur Konvergenzphase statt (Stahlmann et al., 2014).

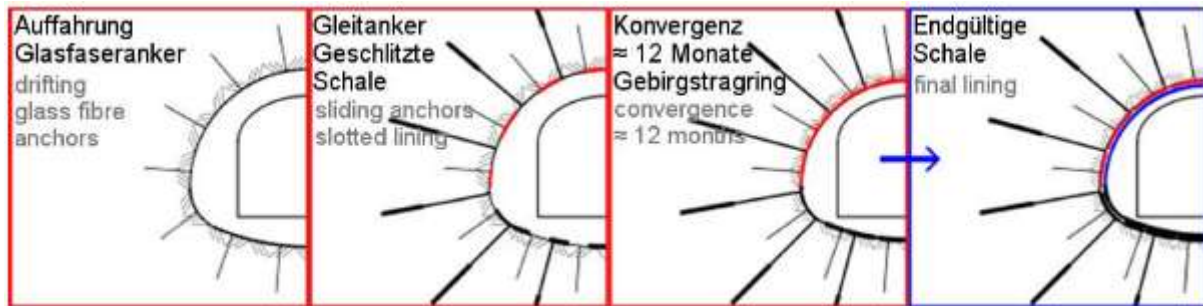


Abbildung 2-48: Schematische Darstellung der Teilschritte zur Errichtung des Ausbaus in langlebigen Grubenräumen der Schachtanlage Konrad (Stahlmann et al., 2014)

In Abbildung 2-49 ist beispielhaft ein Querschnittsprofil eines derartigen zweischaligen Ausbaus mit allen Komponenten des Ausbaukonzeptes dargestellt. Abbildung 2-50 zeigt den Blick in das füllortnahe Streckenkreuz während der Konvergenzphase. Die geschlitzte Außenschale und die Ankerung ist dort eingebracht. Tabelle 2-1 fasst die wesentlichen Eigenschaften zusammen.

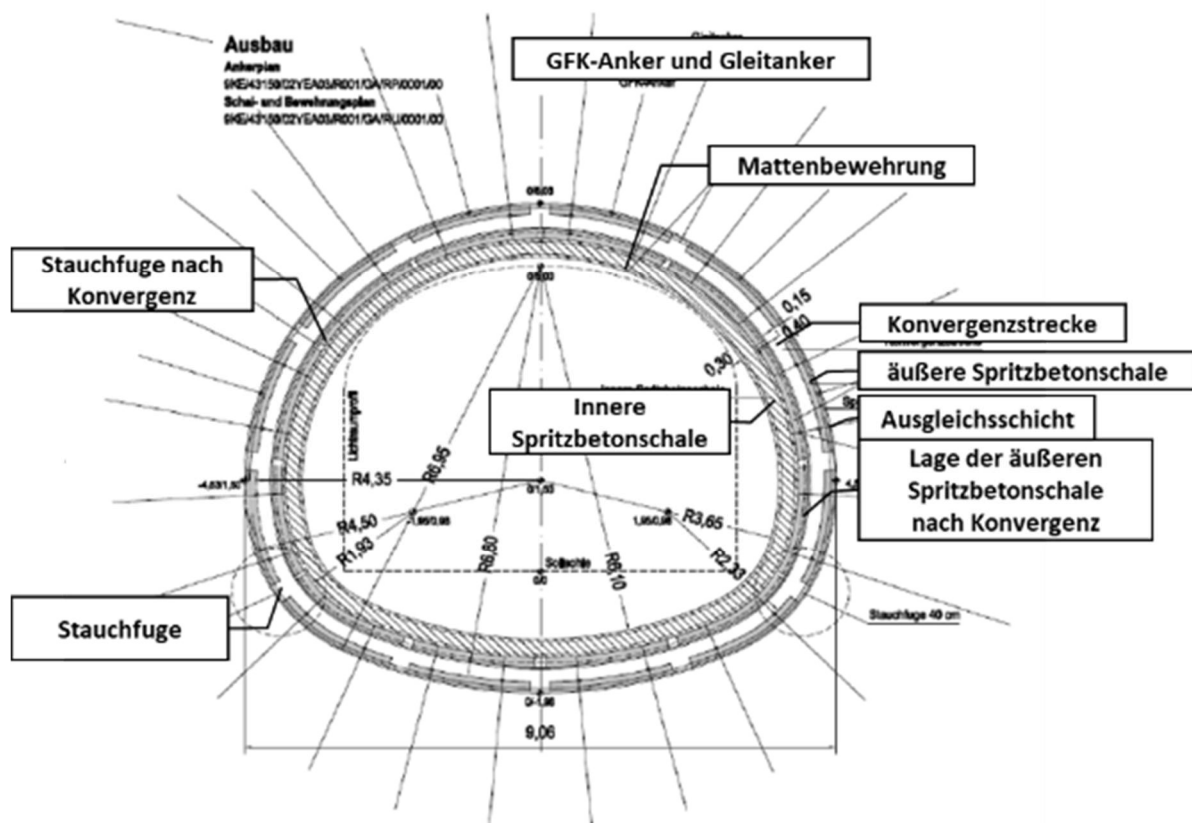


Abbildung 2-49: Normprofil nach Manthee & Polster (2018)



Abbildung 2-50: Geschlitzter Anker-Spritzbeton-Ausbau Schacht Konrad (BGE, 2020)

Tabelle 2-1: Eigenschaften der Spritzbeton-Außenschale nach (Thyssen Schachtbau, 2020)

Technische Daten	Füllortweiterungsstrecke	Abzweig zur Einlagerungstransportstrecke
Konsolidierungsschicht		
Schichtstärke Spritzbeton [cm]	3	3
Ankerart	GFK-Anker	GFK-Anker
Ankerlänge [m]	2	2
Ankerdichte [Stück/m ²]	1	1
Außenschale		
Schichtstärke Spritzbeton [cm]	20	20
Betonart	35/45 XC 3 XA 3	35/45 XC 3 XA 3
Bewehrung	Matten, einlagig	Matten, einlagig
Ankerart	Gleitkopfanker	Gleitkopfanker
Ankerlänge [m]	12	18
Ankerdichte [Stück/m ²]	1	1

Im Zuge der Errichtungsarbeiten erwiesen sich besonders die langen Gleitanker als anfällig für standortbedingte oder baubedingte Abweichungen. Der Einbau der sehr langen Anker ist zum einen zeitaufwendig und arbeitsintensiv, zumal den Ankern nur eine Kurzzeitfunktion zugeschrieben wird. Die Funktion ist zum anderen teils eingeschränkt, da im Zuge der stattfindenden Gebirgsbewegungen das freie Gleiten behindert wird. Das Ausbaukonzept wurde deshalb in begrenztem Umfang optimiert. In gebirgsmechanisch günstigeren Grubenbauen wurde auf die langen Gleitkopfanker verzichtet und stattdessen vollverklebte Anker eingebracht.

2.5 Bisherige Ausbaukonzepte für HLW/SF Endlagerkonzepte

Im Rahmen der anwendungsorientierten Grundlagenforschung zur Entsorgung von wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen und ausgedienten Brennelementen werden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) seit dem Jahr 2000 verstärkt Vorhaben zur Endlagerung in Tongesteinsformationen gefördert. Im Vorhaben GENESIS (Jobmann et al., 2007) wurden erstmals für generische Endlagerkonzepte in Tongestein Stabilitätsanalysen der Einlagerungsstrecken durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten auf Basis der zuvor bereits im Vorhaben GEIST (Filbert et al., 2004) entwickelten Einlagerungskonzepte der horizontalen Streckenlagerung und der vertikalen Bohrlochlagerung. Beide Einlagerungskonzepte stellen Adaptionen der ursprünglich für die Endlagerung im Salz entwickelten Konzepte dar. Weiterentwicklungen der Einlagerungs- und Endlagerkonzepte erfolgten im Vorhaben ERATO (Pöhler et al., 2010) und ANSICHT (u.A. Lommerzheim & Jobmann, 2015).

Ziel der Stabilitätsuntersuchungen durch Jobmann et al. (2007) war es, die Einflüsse der Auffahrung der Strecken und des Wärmeeintrags der Abfälle auf das umgebene Tongestein zu untersuchen. Im Rahmen der Analysen wurden generische Endlager und beide Einlagerungsvarianten in unterschiedlichen Modellregionen betrachtet.

Als Modellregionen wurde ein generisches Modellgebiet im Opalinuston (Süd) und ein generisches Modellgebiet im Unterkreideton des Apt (NORD) berücksichtigt. Die Wirtsgesteinsformation des Opalinuston ist typisch für Süddeutschland. Unterkreidetone sind typisch für Norddeutschland. Die Einlagerungssohle des generischen Endlagers Süd sollte in 790 m Teufe liegen. Für die Modellregion Nord wurde eine Teufe von 335 m angenommen. (Jobmann et al., 2007)

Für die Bohrlochlagerung wird ein kreisrunder Streckenquerschnitt mit abgeflachter Sohle angenommen (Hufeisenförmiger Querschnitt). Die lichte Höhe beträgt 7,3 m. Als Ausbau wurde ein einschaliger Betonausbau als Vollausbau angenommen. Der Beton sollte als Spritzbeton eingebracht werden. An der Sohle war eine Ausbaumächtigkeit von 50 cm vorgesehen. Über die verbleibende Kontur wird eine Ausbaumächtigkeit von 30 cm angenommen. Für den Beton ist eine Betonqualität B 50 mit einer 28-Tage-Festigkeit von 50 MPa und einem Elastizitätsmodul $E_{28 \text{ Tage}} = 40,5 \text{ GPa}$ berücksichtigt. Dies entspricht einem Beton C40/50 nach DIN EN 206-1.

„Die elastoplastischen Berechnungen zu den Strecken der Bohrlochlagerung weisen eine Überbeanspruchung des gewählten Ausbaus für das Modellgebiet Süd-1 aus.“ Aus den genannten Ergebnissen wird in Jobmann et al. (2007) geschlussfolgert, dass eine zusätzliche Armierung des Ausbaus notwendig ist. *„Eine nicht zu vernachlässigende Belastung entsteht durch die zeitabhängige Spannungsumlagerung im Gebirge (Kriechen). Der Abbau von Deviatorspannungen im Gebirge (verursacht durch die Auffahrung) führt zu einer zusätzlichen, zeitabhängigen Ausbaubelastung. In vereinfachten Modellansätzen wurde durch das Kriechen eine Verdreifachung der Druckspannungen gegenüber dem Zustand nach der Auffahrung ausgewiesen.“* (Jobmann et al., 2007).

Für das Einlagerungskonzept der Streckenlagerung wurde ein kreisrunder Streckenquerschnitt angenommen (Innendurchmesser 5,4 m). Der Ausbau der Strecken sollte mit Tübbing erfolgen. Die Mächtigkeit der Tübbing war auf 30 cm mit einer Betonqualität B50 (C40/50 nach DIN EN 206-1), festgelegt. Die Auffahrung sollte mit einer Tunnelbohrmaschine erfolgen. Nach dem Einbau der Tübbing war die Hinterfüllung mit einer Betonsuspension vorgesehen.

„Aufgrund der geringen Teufenlage ist im Modell Nord-1 kaum eine Plastifizierung zu erkennen. Im Modell Süd-1 dagegen versagen Bereiche um die Tunnelkontur im Sohlbereich bis 1,5 m und im Firstbereich bis ca. 2,5 m. Die Gebirgsverschiebungen können infolge des zeitigen Stellens eines steifen Ausbaus geringgehalten werden. Im Modell Nord-1 betragen die maximalen Verschiebungen ca. 1 cm; im Modell Süd-1 bis ca. 3 cm. Der Großteil dieser Konvergenzen wird dabei von der relativ weichen Hinterfüllung aufgenommen. Die größeren Bewegungen in der Tunnelschale treten im Sohlbereich auf, da aufgrund der Auffahrung mittels TBM während der Auffahrung größere Gebirgskonvergenzen im Firstbereich zugelassen werden und damit an dieser Stelle geringere Spannungen auf den Ausbau übertragen werden.“ (Jobmann et al., 2007).

Bei der maschinellen Auffahrung mit einer Tunnelbohrmaschine "... entstehen geringere Belastungen für den 30 cm Tübbing-Ausbau als für den Ausbau im Bohrlochlagerungskonzept. Gründe dafür sind die andere Auffahrungsmethode, der geringere Querschnitt und die gleichmäßigere Belastung infolge des ideal kreisförmigen Querschnitts. Die Berechnungen wurden elastoplastisch mit thermischer Kopplung durchgeführt. Die größten Unterschiede ergeben sich aus den unterschiedlichen Teufen der beiden betrachteten Modellgebiete (Nord-1 und Süd-1). Im Modell-gebiet Süd-1 werden bereits nach der Auffahrung vereinzelt Druckspannungen bis 60 MPa ausgewiesen, im Modellgebiet Nord-1 dagegen nur 14 MPa. Innerhalb eines Zeitraums von 5 Jahren kommen thermisch induziert zusätzlich ca. 10-12 MPa an Druckspannung im Ausbau beider Modellgebiete hinzu. Trotz einer sehr gleichmäßigen Belastung des Ausbaus aufgrund der erhöhten Plastizität des Tonsteins in der Umgebung der Auffahrung wird für jeden Zeitpunkt eine Überbeanspruchung der gewählten Betonschale im Modellgebiet Süd-1 ausgewiesen. Die Betonschale im Modellgebiet Nord-1 weist zu keinem Zeitpunkt eine Überbeanspruchung auf.“ (Jobmann et al., 2007).

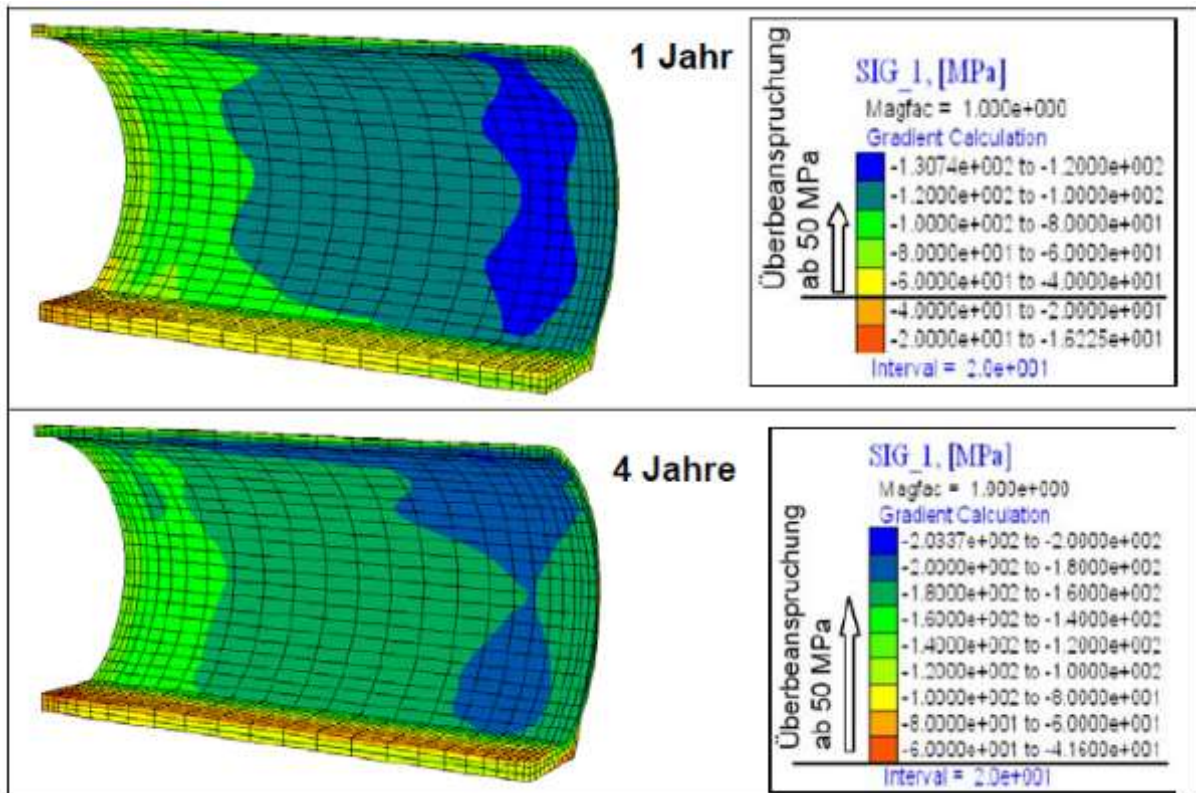


Abbildung 2-51: Kriechberechnungen: Maximale Spannung im Ausbau nach 1 und 4 Jahren, HOU/LUX-T-Stoffmodell, Tunnelschale im Tonstein, ca. 800 m Teufe (Jobmann et al., 2007)

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus Jobmann et al. (2007) wurde mit dem Vorhaben ERATO (Pöhler et al., 2010) eine umfängliche Untersuchung der Endlagerkonzepte im Tonstein durchgeführt. Das Vorhaben berücksichtigte ebenfalls die Einlagerungsvarianten der horizontalen Streckenlagerung und vertikalen Bohrlochlagerung. Für beide Einlagerungskonzepte wurden neben dem Grubengebäude auch notwendige Streckenquerschnitte definiert. Die erforderlichen Streckenquerschnitte ergeben sich im Wesentlichen aus den Abmessungen der eingesetzten Maschinen. Für beide Einlagerungsvarianten konnten charakteristische Streckenquerschnitte identifiziert werden, siehe Tabelle 2-2 und Abbildung 2-52.

Tabelle 2-2: Streckenquerschnitte nach (Pöhler et al., 2010)

Streckentyp	Lichter Querschnitt [m ²]	Lichte Breite [m]	Lichte Höhe [m]
Streckenlagerung			
Haufwerktransportstrecke	30	7	5
Gebindetransportstrecke	40	8	6
Querschlag	40	8	6
Abwetterstrecke	15	5	4
Einlagerungsstrecke	14	5	4
Bohrlochlagerung			
Haufwerktransportstrecke	32	8	6
Gebindetransportstrecke	52	9	7
Abwetterstrecke	15	5	4
Querschlag	52	9	7
Einlagerungsstrecken	50 (42)	9	7(6)

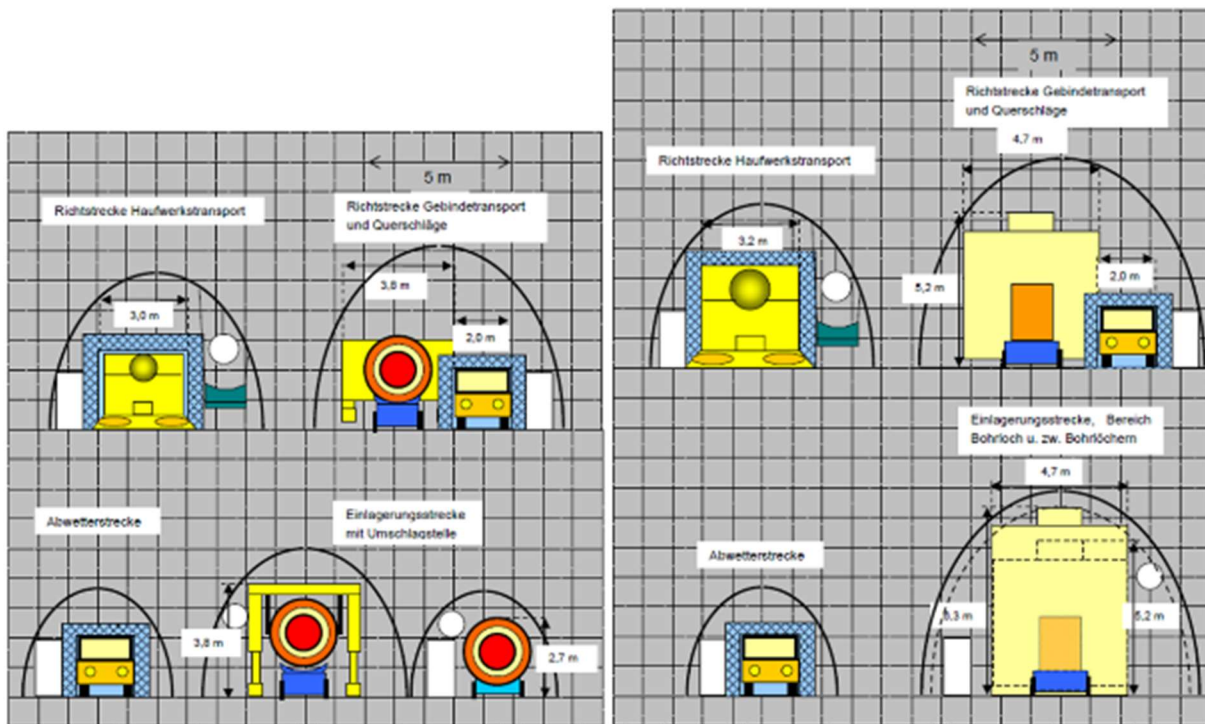


Abbildung 2-52: Erforderliche lichte Streckenquerschnitte für die Einlagerungsvarianten Streckenlagerung (links) und Bohrlochlagerung (rechts) nach (Pöhler et al., 2010)

Als Streckenausbau wurden in Abhängigkeit der Lebensdauer der Strecken unterschiedliche Ausbaukonzepte berücksichtigt. Für kurzlebige Einlagerungsstrecken sollte eine Kombination aus Anker- und Spritzbeton zum Einsatz kommen. Eine Armierung des Spritzbetons wurde zunächst nicht berücksichtigt. Die erforderlichen Spritzbetonmchtigkeiten und Ankerlängen/-dichten wurden für die verschiedenen Querschnitte bestimmt, siehe Abbildung 2-54. Für lang-

lebige Infrastrukturstrecken wie beispielsweise die Gebindetransportstrecken sollte ein Verbundausbau aus Anker-Spritzbeton und nachlaufend eingebrachten Gleitbogenausbau mit Betonhinterfüllung eingebracht werden (Pöhler et al., 2010).

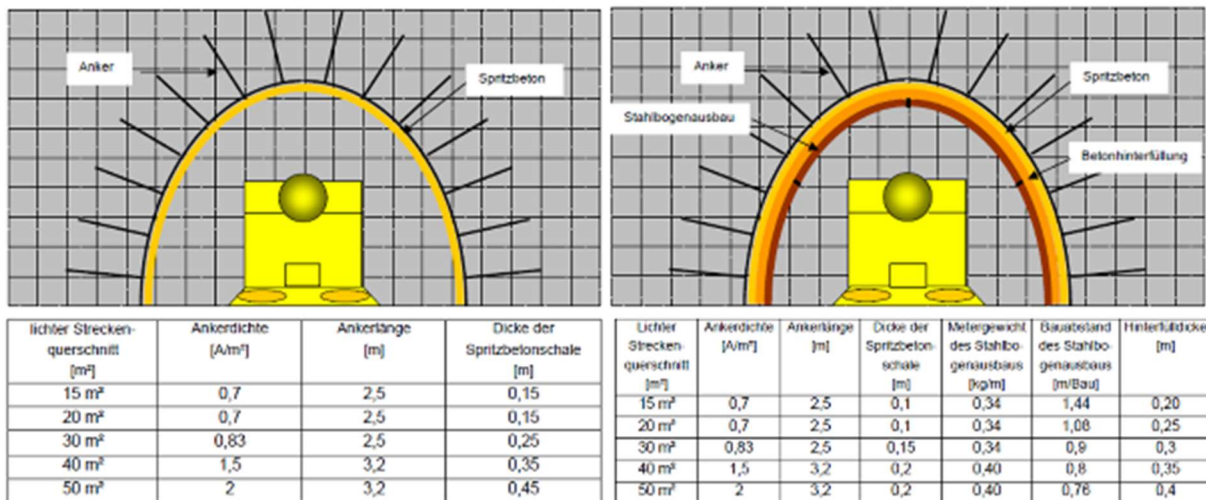


Abbildung 2-53: Schematische Darstellung der Ausbaukonzepte und Übersicht zu den wesentlichen Kennzahlen in Abhängigkeit des Streckenquerschnitts für kurzlebige (links) und langlebige Strecken (rechts) (Pöhler et al., 2010)

Das Ausbaukonzept nach Pöhler et al. (2010) orientiert sich stark an den betrieblichen Erfordernissen und nutzt die jahrzehntelange praktische Erfahrung des deutschen Steinkohlebergbaus. Diese Erfahrungen wurden ebenso zur Konzeption und vorläufigen Dimensionierung des Streckenausbaus herangezogen. Die in Abbildung 2-53 aufgeführten Kenngrößen des Verbund- und Kombiausbaus wurden mit Hilfe des einschlägigen Regelwerks aus der deutschen Steinkohle (z.B. DSK-Bewertungsmatrix zur Klassifikation des Gebirges) bestimmt. Das Ausbaukonzept im Vorhaben ERATO (Pöhler et al., 2010) unterscheidet sich damit deutlich vom Ausbaukonzept im zuvor beschriebenen Vorhaben GENESIS (Jobmann et al., 2007). Ausgehend vom Betonausbau in Ort- und Fertigbauweise wurde das Ausbaukonzept hin zu einem Kombiausbau mit hohem Stahlanteil weiterentwickelt.

Zusätzlich zu den betrieblichen Erfordernissen wurden im Vorhaben ANSICHT (Jobmann et al., 2017a) langzeitsicherheitsrelevante Aspekte der Endlagerung radioaktiver Abfälle untersucht. Aus der Vielzahl wirkender thermischer, mechanischer, hydraulischer, chemischer und auch biologischer Einwirkung ist im Zusammenhang mit dem Streckenausbau die Gasbildung infolge von Korrosionsprozessen hervorzuheben. *„In einem Endlager für radioaktive Abfälle können bei Anwesenheit von Wasser und gasbildenden Stoffen durch unterschiedliche Prozesse daraus Gase, darunter vor allem Wasserstoff, gebildet werden. Die zu betrachtenden gasbildenden Prozesse sind neben der Radiolyse vor allem chemische und mikrobielle Reaktionen.“* (Jobmann et al., 2016)

In einem Endlager mit eisenhaltigen Komponenten ist die anaerobe Metallkorrosion im Allgemeinen der wichtigste gasbildende Prozess in Bezug auf die gebildete Gasmenge. Anaerobe Bedingungen sind im Endlager bereits nach vergleichsweise kurzer Zeit zu erwarten, vgl. (Nagra, 2002b). Die vollständige Sättigung des Grubengebäudes ist bereits nach wenigen

Hundert Jahren zu erwarten. Zeitgleich führen chemisch/biologische Einwirkungen im aeroben Milieu zu einem Sauerstoffverbrauch. Bei der anaeroben Korrosion des Eisens bildet sich unter Verbrauch von Wasser und Bildung von Wasserstoff zunächst Eisen(II)oxid, das anschließend in Magnetit umgewandelt wird. Bei der Korrosion von einem Kilogramm Eisen werden dabei bis zu 0,535 Normalkubikmeter Wasserstoff gebildet. Die gebildeten Gasmengen können zu einem Gasdruckaufbau im Endlager führen, was letztlich die Barrierewirkung bzw. der natürlichen und geotechnischen Barrieren schwächen oder schädigen kann (Jobmann et al., 2016).

Im FuE-Vorhaben ANSICHT (Jobmann et al., 2017) wurde mit dem Ziel den Stahlanteil im Endlager soweit möglich zu reduzieren, eine Weiterentwicklung des Ausbaukonzeptes beschrieben. Vom zuvor favorisierten Kombiausbau mit Gleitbögen wurde für alle Strecken ein betonbasierter Ausbau berücksichtigt. Langlebige Strecken sollen mit einem mehrschaligen Betonausbau in Spritzbeton- und Ortbetonbauweise ausgestattet werden. Kurzlebige Strecken, wie beispielsweise Einlagerungsstrecken, können auch mit einem einschaligen Anker-Spritzbeton-Verbundausbau gesichert werden.

Im Vorhaben ANSICHT wurden, wie auch in den vorangegangenen Arbeiten, zwei grundlegende Endlagerkonzepte unterschieden. Die vertikale Bohrlochlagerung am generischen Referenzstandort NORD und die horizontale Streckenlagerung am generischen Referenzstandort Süd. Die Streckenquerschnitte der verschiedenen Grubenbaue orientieren sich weiterhin an den Erfordernissen der eingesetzten Maschinen. Die erforderlichen Querschnitte orientieren sich an Pöhler et al. (2010). Für beide Einlagerungskonzepte werden Gebindetransportstrecken mit 40 m², Querschläge mit 40 m², Haufwerkstransportstrecken mit 30 m² und Abwetterstrecken mit 15 m² berücksichtigt. Für die Einlagerungsvariante der vertikalen Bohrlochlagerung werden weiterhin Bohrlochüberfahrungsstrecken mit 42 m² zwischen und 50 m² über den Bohrlöchern berücksichtigt. Für die horizontale Streckenlagerung wird der Querschnitt der Einlagerungsstrecken mit 23 m² benannt. Die Einlagerungsstrecken sollen eine lichte Höhe von 4,8 m und eine lichte Breite von 6,4 m besitzen. Eine Neukonzeption der Streckenprofile fand nicht statt. Ebenso wurde auf weiterführende Stabilitätsuntersuchungen der favorisierten Ausbaukonzepte verzichtet (Jobmann et al., 2017).

Im Vorhaben ERNESTA (Herold et al., 2018) wurden zur Durchführung von Klimavorausberechnungen Streckenprofile für die unterschiedlichen Streckentypen entworfen, siehe Abbildung 2-54 und Abbildung 2-55. Als Ausbau wurde eine geschlossene Betonschale berücksichtigt, um entsprechende Aussagen über die strömungsmechanischen Eigenschaften der Grubenbaue treffen zu können.

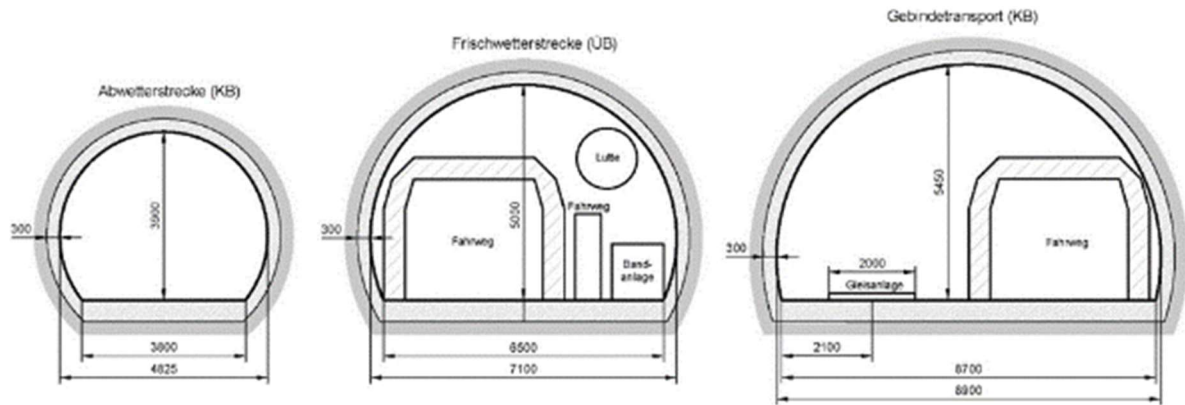


Abbildung 2-54: Streckenquerschnitte der Infrastrukturstrecken/Hauptstrecken für beide Einlagerungskonzepte (Herold et al., 2018)

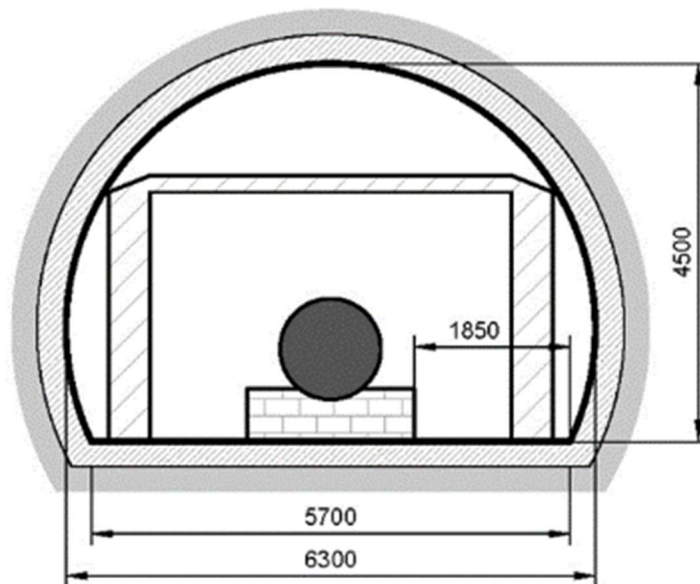


Abbildung 2-55: Streckenquerschnitt der Einlagerungsstrecke für POLLUX®-3-Behälter in horizontalen Strecken (Herold et al., 2018)

3 Standortmodelle und Endlagerkonzepte im Tongestein inkl. Ausbaukonzepte

Als ersten Teilschritt der seit 2017 laufenden Standortsuche für ein zukünftiges Endlager für hochradioaktive Abfälle in Deutschland veröffentlichte die Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH einen Zwischenbericht, in dem insgesamt 90 Teilgebiete ausgewiesen werden, die „...günstige geologische Voraussetzungen für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle erwarten lassen“ (BGE, 2020). Darin enthalten sind auch neun Teilgebiete innerhalb von Tongesteinsformationen, siehe Abbildung 3-1. Diese werden wiederum nach prätertiären und tertiären Tongesteinen unterschieden.

Prätertiäre Tongesteine umfassen Formationen des mittleren und unteren Jura sowie der Ober- und Unterkreide. Letztere liegen in Norddeutschland. Bei den Tongesteinen des Jura ist besonders der Opalinuston in Süddeutschland hervorzuheben. Prätertiäre Tongesteine wurden auch in vorangegangenen Vorhaben als potenzielle Wirtsgesteine berücksichtigt. Im Rahmen des Vorhabens ANSICHT (Jobmann et al., 2017) wurden zwei generische Standortmodelle entwickelt, die ebenso die Formationen der Kreide im Norden und des Jura im Süden unterschieden. Diese beiden Modelle sollen auch für das vorliegende Vorhaben AGEnT als Referenz dienen. Eine zusammenfassende Beschreibung der beiden Referenzmodelle inkl. der in Jobmann et al. (2017) entwickelten Endlagerkonzepte ist in den nachfolgenden Abschnitten zu finden.

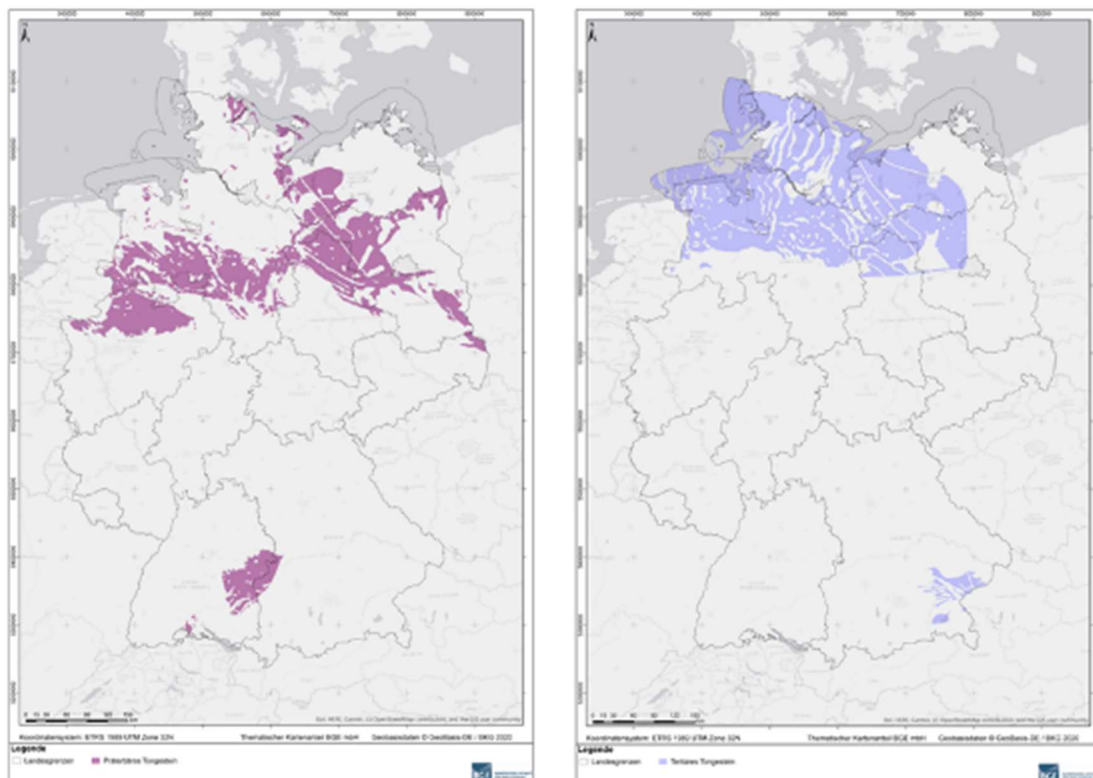


Abbildung 3-1: Ausgewiesene Teilgebiete gemäß §13 StandAG nach Wirtsgesteinen, links: prätertiäre Tongesteine, rechts: tertiäre Tongesteine (BGE, 2020)

3.1 Referenzmodell NORD

3.1.1 Geologie

Das generische Standortmodell Nord repräsentiert eine geologische Situation, wie sie im Norddeutschen Becken angetroffen werden kann. Ausgehend vom Zechstein, an der Basis des Modells sind weitere Schichten des Trias, des Jura, der Kreide und des Quartärs anzutreffen, siehe Abbildung 3-2 und Abbildung 3-3. Als potenzielle Wirtsgesteinsformationen sind die Unterkreideformationen Barremium und Hauterivium benannt. Die gesamten Unterkreideformationen stellen maritime Ablagerungen dar, die vor 99 bis 142 Mio. Jahren gebildet worden. Die Gesamtmächtigkeit der Unterkreide kann bis zu 1300 m betragen (Reinhold et al., 2013).

Die beiden stratigraphischen Einheiten Barremium und Hauterivium können jeweils in einen oberen und unteren Teil untergliedert werden. Lithologisch handelt es sich beim oberen Teil des Barremiums um Ton- und Tonmergelsteine. Im unteren Teil sind laminierte bituminöse Blättertone anzutreffen. Dieser untere Teil umfasst ca. ein Drittel der Gesamtmächtigkeit. Im Standortmodell ist das Barremium in einer Teufe zwischen 250 und 700 m (unter GOK) anzutreffen (Reinhold et al., 2013).

Das Hauterivium kann im Ganzen als Wechselfolge von Ton- und Mergelstein beschrieben werden. Die Schichtmächtigkeit liegt zwischen 200 und 300 m. Im Standortmodell ist das Hauterivium in einer Teufe zwischen 500 und 1.100 m (unter GOK) anzutreffen (Reinhold et al., 2013).

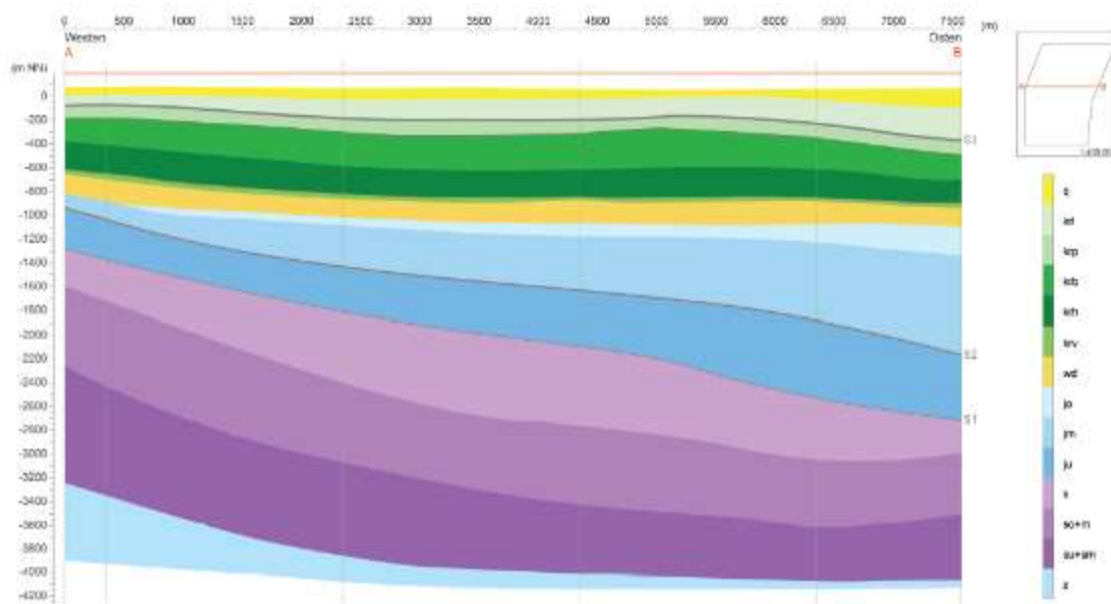


Abbildung 3-2: Geologischer Schnitt im generischen Endlagerstandortmodell NORD nach (Reinhold et al., 2013), Richtung Ost-West

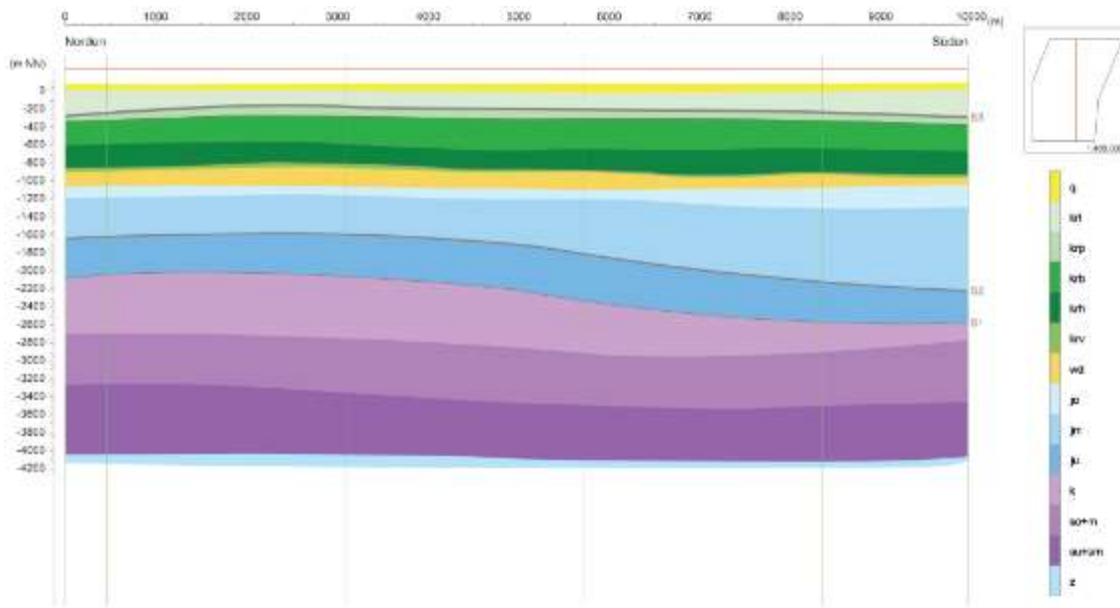


Abbildung 3-3: Geologischer Schnitt im generischen Endlagerstandortmodell NORD (Reinhold et al., 2013), Richtung Nord-Süd

Die Gesteinsparameter und Eigenschaften des potenziellen Wirtsgesteins im Referenzmodell sind in Nowak & Maßmann (2013) sowie in Anlage 1 zu finden. Abschnitt 7 enthält zusätzliche Vergleiche zu anderen bekannten Formationen und Beschreibungen des Trennflächengefüges.

3.1.2 Lösungen im Standortmodell NORD

Die potenziell geeigneten Tongesteinsformationen erstrecken sich über weite Teile Norddeutschlands. Über diese Gebiete sind sehr unterschiedliche hydrogeologische Bedingungen zu erwarten. Zum einen treten Süßwasseraquifere im Deckgebirge auf. Zum anderen sind Salzwasseraquifere in den tieferen Schichten zu erwarten. Allgemein werden Wässer mit Salzgehalten von mehr als 10 g/L als Salzwasser bezeichnet. Die Salinität wird im Wesentlichen durch Chlorid-, Hydrogencarbonat-, Sulfat-, Natrium-, Calcium- und Magnesiumionen bestimmt. Salzhaltigen Lösungen treten auch als Porenwasser in den potenziellen Wirtsgesteinsformationen auf (Reinhold et al., 2013).

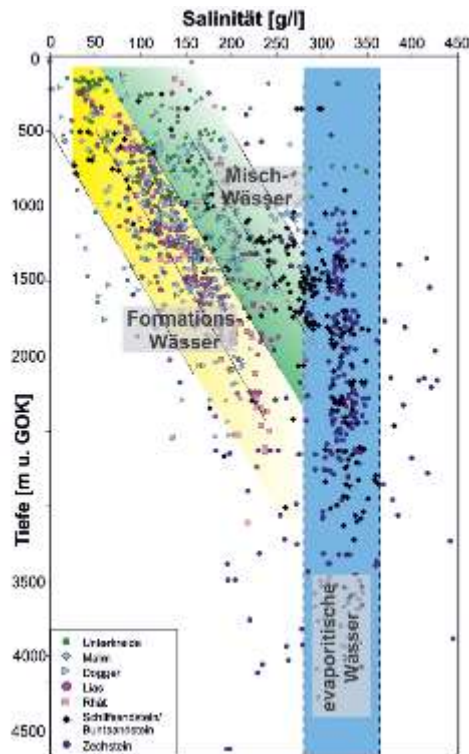


Abbildung 3-4: Salinität der Tiefenwässer im Norddeutschen Becken (Wolfgramm et al., 2011)

Salzgehalt und damit auch Dichte und Kompressibilität sind über die Tiefe veränderlich. Im potenziellen Wirtsgestein wird nach Reinhold et al. (2013) ein Salinitätsgradient von 10 g/L bis 13 g/L je 100 m Tiefe angenommen. Der Salzgehalt der Lösung würde über die Tiefe in einem Bereich von 125 g/L bis 175 g/L variieren (Nowak & Maßmann, 2013).

Für den Endlagerhorizont wird ein Salzgehalt von 150 g/L bei einer Dichte von ca. 1.095 kg/m³ angegeben. Entsprechend gängiger Näherungsformeln kann die Kompressibilität mit $3,2 \cdot 10^{-4}$ MPa beschrieben werden. In ähnlicher Weise kann die Viskosität bestimmt werden. Ausgehend von 1,28 mPa bei 25°C fällt die Viskosität bei steigender Temperatur. Bei 80°C ist eine Viskosität von 0,48 mPa zu erwarten (Nowak & Maßmann, 2013).

Mit Blick auf die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen einen Angriff durch die zutretenden Wässer ist auch der pH-Wert entscheidend. Die unterschiedlichen Zementphasen haben unterschiedliche Löslichkeiten. Generell gilt aber das Zementstein im neutralen bis sauren Milieu löslich ist (GRS, 2012). Die pH-Werte im Norddeutschen Becken schwanken zwischen pH 3 und pH 9, wobei die meisten Messwerte im Bereich zwischen pH 5 und pH 7,5 liegen.

Das Porenwasser des Modellgebiets Nord wird als vergleichbar zu dem Porenwasser der Schachanlage Konrad angenommen, deren Erstreckung überwiegend im stratigraphischen Oberjura liegt. Tabelle 3-1 zeigt Analysen der Porenwässer der oben genannten Modelllösungen. Auffällig ist der hohe Gehalt an Hauptionen im Konradwasser, während das Porenwasser des Opalinustons lediglich einen vergleichsweise hohen Sulfatgehalt aufweist. Es ist nicht zu erwarten, dass es sich bei dem Kohlenstoffgehalt um kalklösende Kohlensäure im großen Maßstab handelt, da die Gesteine aus Schacht Konrad carbonathaltig sind.

Tabelle 3-1: Parameter für Konrad 25 °C, nach Brassler & Brewitz (2002)

Parameter	Wert [mol/kg _{H2}]	Wert [kg/l]
Natrium	3,659	77.722
Kalium	0,006	212
Calcium	0,241	8.939
Magnesium	0,123	2.761
Chlorid*	4,375	135.556
Sulfat	0,009	832
Kohlenstoff**	2,6 10 ⁻⁵	-
pH**	7,9 (7,2)	-
Dichte (25 °C) [kg/m ³]	1155	
Dynamische Viskosität (25 °C) [mPa·S]	2,0	
Gleichgewichtsmineralphasen	Calcit	
Datenbasis	THEREDA 2012 (THEREDA_PIT_PHRC_R-03)	

3.1.3 Endlagerkonzept Bohrlochlagerung im Tongestein

Das Einlagerungskonzept der vertikalen Bohrlochlagerung wurde durch Pöhler et al. (2010) erstmals auf das Wirtsgestein Tonstein übertragen und durch Lommerzheim & Jobmann (2015) an die Gegebenheiten des generischen Standortmodells NORD angepasst. Das Grubengebäude liegt in ca. 770 m Teufe.

Das von Pöhler et al. (2010) entwickelte Endlagerlayout ist durch eine zentrale Doppelschachtanlage mit der Oberfläche verbunden. Im schachtnahen Bereich werden Infrastrukturräume errichtet. Vom zentralen Grubenteil werden separate Einlagerungsflügel mit je vier Reihen Einlagerungsfeldern erschlossen, siehe Abbildung 3-5. Die Einlagerungsbereiche sind nach Brennelementen (Kurzbezeichnung BE) und wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen aus der Wiederaufarbeitung (Kurzbezeichnung HAW) getrennt. Jede Reihe Einlagerungsfelder ist durch eine Gebindetransport-, eine Frischwetter- und eine Abwetterstrecke erschlossen. Querschläge verbinden alle drei Hauptstrecken. Die Hauptstrecken und Querschläge werden vor dem Einlagerungsbeginn vollständig aufgefahren. Zwischen zwei Querschlägen, parallel zu den Hauptstrecken, liegen die durchschlägigen Bohrlochüberfahrungsstrecken. Die zwischen zwei Querschlägen liegenden Bohrlochüberfahrungsstrecken bilden ein Einlagerungsfeld. Die einzelnen Bohrlochüberfahrungsstrecken sind ca. 400 m lang. Beginnend im schachtfernen Grubenteil, werden die Bohrlochüberfahrungsstrecken vorlaufend zum Einlagerungsprozess und Feld weise aufgefahren. Innerhalb eines Einlagerungsfeldes können alle Bohrlochüberfahrungsstrecken gleichzeitig offenstehen.

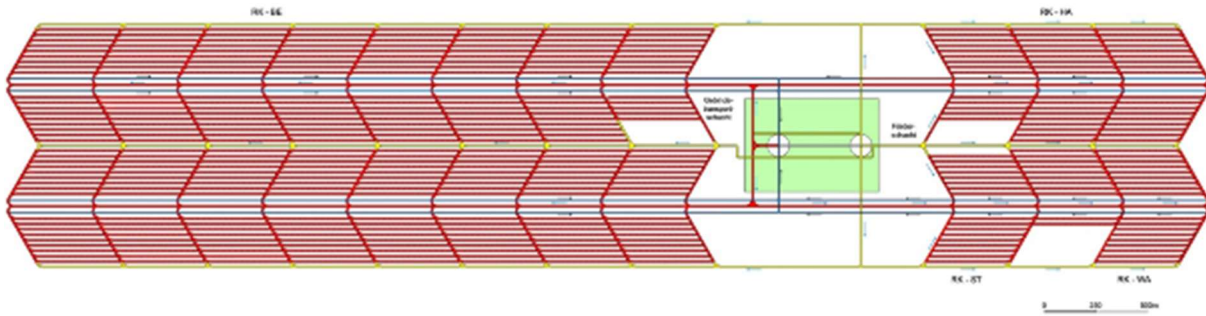


Abbildung 3-5: Konzept des Grubengebäudes für die Einlagerung ausgedienter Brennelemente und wärmeentwickelnde radioaktive Abfällen aus der Wiederaufarbeitung durch Bohrlochlagerung (Lommerzheim & Jobmann, 2015)

Die Einlagerung beginnt in den Bohrlochüberfahrungsstrecken des am weitesten vom Schacht entfernten Querschnitts. Die letzte Einlagerung wird in einer Bohrlochüberfahrungsstrecke des Querschlags, der den Schächten am nächsten ist, stattfinden. In den Bohrlochüberfahrungsstrecken werden die Bohrlöcher in regelmäßigen Abständen vertikal abgeteuft. Jedes Bohrloch reicht von der Sohle aus 27 m in die Tiefe. In jedem Bohrloch ist die Einlagerung von drei BSK Kokillen vorgesehen. Nach derzeitigem Wissensstand begrenzen die thermomechanischen Eigenschaften von Tongesteinen die Auslegungstemperatur des Endlagers auf 100°C bis 150°C (Jobmann et al., 2017). Aus der thermischen Auslegung mit einer Auslegungstemperatur von 150°C ergibt sich ein Abstand der Bohrlöcher entlang der Streckenachsen von ca. 23 m und ein Abstand der Bohrlochüberfahrungsstrecken von 20 m.

Zur Gewährleistung der betrieblichen Sicherheit sind alle Strecken mit einem Ausbau versehen. Entsprechend dem Verfüll- und Verschlusskonzept sollen alle Strecken nach erfolgter Einlagerung versetzt werden. An den Einmündungen der Querschläge in die Hauptstrecken sollen weiterhin einfache Streckenverschlüsse und innerhalb der Hauptstrecken doppelte Streckenverschlüsse errichtet werden. Der Aufbau beider Verschlüsse ist grundsätzlich gleich. Ein einfacher Verschluss besteht aus einem Bentonitdichtelement, das von zwei Betonwiderlagern eingefasst ist. Die doppelten Verschlüsse werden um ein weiteres Dichtelement und ein Widerlager ergänzt.

Das generische Grubengebäude erstreckt sich über eine Länge von 5,8 km und ist ca. 1,2 km breit. Dies entspricht einem Flächenbedarf von ca. 6,8 km². In Summe sind ca. 220 km Strecke aufzufahren. Das Hohlraumvolumen der Strecken wird auf ca. 8,1 Mio. m³ geschätzt. Für Bohrlochkeller und Bohrloch ergeben sich weitere 0,88 Mio. m³ Hohlraum. Tabelle 3-2 fasst die Querschnitte, Längen und Hohlraumvolumina der einzelnen Streckentypen zusammen. Die Schächte und der Infrastrukturbereich sind nicht berücksichtigt.

Tabelle 3-2: Streckenlängen und Hohlraumvolumen Bohrlochlagerung

Streckentyp	Querschnitt ^a [m ²]	Gesamtlänge [m]	Hohlraumvolumen [m ³]
Gebindetransportstrecke	40	11.000	440.000
Bergbaustrecke	30	16.500	495.000
Abwetterstrecke	15	22.000	330.000
Querschläge	40	18.200 ^b	728.000
Bohrlochüberfahrungsstr.	40	152.400 ^c	6.096.000
Bohrlochkeller ^d			380.000
Bohrlöcher ^e	2,7	144.720	500.000

^a - freier Querschnitt nach Herold et al. (2018), ohne Ausbau

^b - 52 Querschnitte a 350 m Länge

^c - 381 Bohrlochüberfahrungsstrecken a 400 m Länge

^d - 6.030 Bohrlochkeller a 3x7x3 m

^e - 6.030 Bohrlöcher mit Verschluss

Im Bereich der Sohle wird jedes Bohrloch um einen Bohrlochkeller von 3 m Breite, 7 m Länge und 3 m Tiefe erweitert. Der zusätzliche Freiraum des Bohrlochkellers erlaubt die Drehung des Transferbehälters durch die Einlagerungsvorrichtung (ELV) bei gleichbleibender Geometrie der Bohrlochüberfahrungsstrecke. Im Zuge der Bohrerstellung wird eine äußere, perforierte Verrohrung zur Gewährleistung der Bohrlochstabilität eingebracht. Zur Verzögerung möglicher Fluidzutritte aus dem Gebirge zu den Behältern wird im Bohrloch ein Buffer in Form vorkompakter Bentonitscheiben und -ringe eingebaut. Um die Kokillen zum Zweck der Rückholung vor einem Einspannen durch den Gebirgsdruck zu schützen, werden sie durch einen zweiten, lösungsdichten Innenliner vom Buffer abgeschirmt. Der Innenliner reicht während der Einlagerung von der Sohle des Bohrlochkellers bis zur Bentonitscheibe im Tiefsten des Bohrloches. Der Innenraum wird als Sperrbereich ausgewiesen und ist durch die Bohrschleuse stets vom restlichen Grubengebäude getrennt. Während der Einlagerung der Kokillen findet eine wechselweise Verfüllung mit Sandversatz statt. Abbildung 3-6 zeigt den schematischen Querschnitt eines Einlagerungsbohrlochs.

Die beladenen BSK-Kokillen haben eine Masse von ca. 5.200 kg. Die Geometrie der BSK-Kokillen ist gleich der Kokillenform für die vertikale Bohrlochlagerung im Salz, siehe Abbildung 3-7 Die Länge beträgt ca. 5 m, mit einem Durchmesser von ca. 0,5 m. Die Geometrie der BSK wird durch die Länge der DWR-Brennstäbe und vom Durchmesser der CSD-B/-C/-V bestimmt. Anders als im Salz, sind die Kokillen im Tongestein nur mit den Brennstäben von zwei DWR-Brennelementen (respektive sechs SWR- oder fünf WWER-Brennelementen) bzw. CSD-B/-C/-V Kokillen beladen. Die Brennelementstrukturteile können ebenfalls in die BSK gepackt werden.

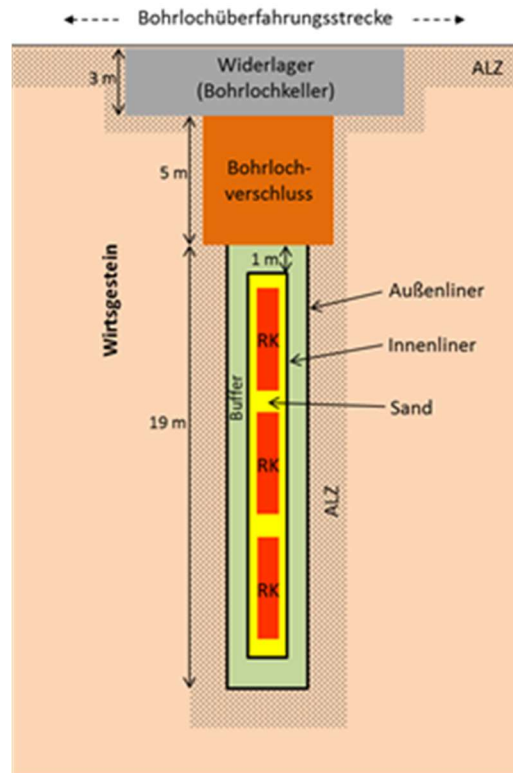


Abbildung 3-6: Schematische Darstellung des Einlagerungsortes der Bohrlochlagerung (Lommerzheim & Jobmann, 2015)

In (GRS, 2012) wurde das Design der BSK an die veränderten Auslegungsanforderungen angepasst. Die veränderte Kokillenform wurde in (GRS, 2012) als BSK-R benannt. Im Rahmen dieses Vorhabens wird auf eine Unterscheidung zwischen zylindrischer Kokille (BSK) und konischer Kokille (BSK-R) verzichtet. Die Kokillen werden immer als BSK bezeichnet.

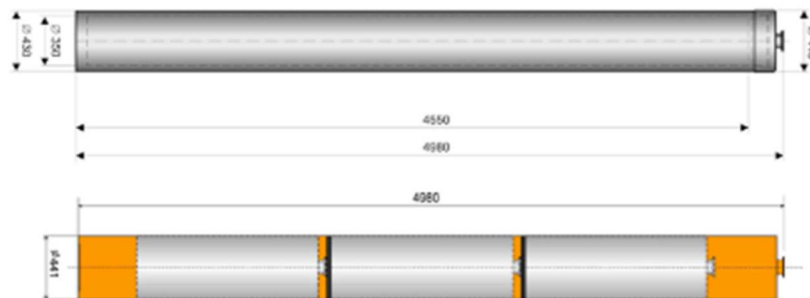


Abbildung 3-7: BSK-3 (oben) und Triple Pack für HAW-Kokillen (unten) (GRS, 2012)

3.2 Referenzmodell SÜD

3.2.1 Geologie

Das Standortmodell Süd ist in unterschiedliche Stockwerke gegliedert. An der Basis des Modells steht das kristalline Grundgebirge an. Darüber lagert ein Deckgebirge aus gering deformierten und nicht metamorph überprägten Sedimenten. Im Detail sind die Schichtfolgen Muschelkalk, Keuper, Unter- Mittel und Oberjura sowie Tertiär anzutreffen. Die potenzielle Wirtsgesteinsformation des Opalinustons ist Teil des Mitteljuras. Die Gesamtmächtigkeit des Mitteljuras liegt zwischen 180 und 200 m. Davon entfallen ca. 120 m auf den Opalinuston. Im Hangenden und Liegenden ist der Opalinuston in Feinsandsteine eingebettet. Der Opalinuston ist ein gut verfestigter, glimmerführender, siltiger Tonstein mit einer sandigen und kalkigen Fazies. Der Opalinuston ist auch für das Schweizer Tiefenlager als Wirtsgestein vorgesehen (Reinhold et al., 2016).

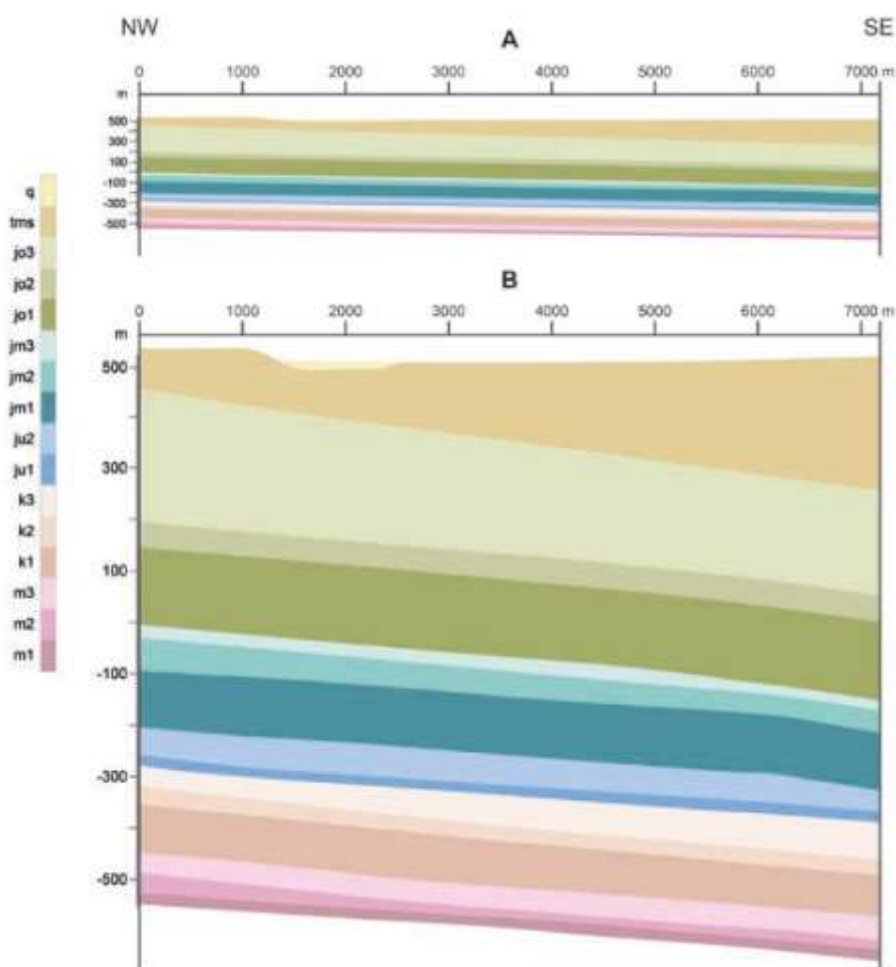


Abbildung 3-8: Geologischer Schnitt durch das Endlagerstandortmodell SÜD, Richtung NW-SE, B = 5-fach überhöht (Jahn et al., 2016)

Die Gesteinsparameter und Eigenschaften des potenziellen Wirtsgesteins im Referenzmodell sind in Maßmann (2016) sowie in Anlage 1 zu finden. Abschnitt 7 enthält zusätzliche Vergleiche zu anderen bekannten Formationen und Beschreibungen des Trennflächengefüges.

3.2.2 Lösungen im Standortmodell SÜD

Die Salinität der Porenlösung im Opalinuston ist deutlich geringer als am Standortmodell Nord. Nach Maßmann (2016) und Mäder (2009) sind Salzgehalte zwischen 7 und 22 g/L zu erwarten. Als Mittelwert wird ein Salzgehalt von 15 g/L genannt. Die Dichte der Porenlösung mit 15 g/L liegt bei ca. 1.010 kg/m^3 (25°C) bzw. ca. 1.005 bei 40°C. Daten liegen aus dem Untertage-labor Mont Terri sowie diversen Bohrungen der Nagra vor.

Im Rahmen des Sachplans geologische Tiefenlagerung - Etappe 2 - wird von der Nagra für alle Teilgebiete eine Referenzlösung berücksichtigt. Die chemische Zusammensetzung basiert auf Pearson (2002). Die Referenzporenlösung ist durch einen hohen Chlorid- (ca. 5,6 g/kg_{H₂O}) und Natriumanteil (ca. 3,9 g/ kg_{H₂O}) gekennzeichnet. Der pH-Wert der Lösung beträgt ca. 7. Tabelle 3-3 fasst die chemische Zusammensetzung der Referenzlösung nach Pearson (2002) und Mäder (2009) zusammen. Die chemische Lösungszusammensetzung für das Untertage-labor Mont Terri ist in Bossart & Thury (2008) zu finden.

Tabelle 3-3: Zusammensetzung der Referenzporenlösung des schweizer Opalinustons nach Pearson (2002) und Mäder (2009)

Parameter	Units	Value Ref. PW	Value (Pearson 2002)	Comment
Temperature	°C	25	25	
pH		7.203	7.238	
pε		-2.781	-2.830	Siderite-pyrite equilibrium
Na (total)	mmol/kg _{H2O}	164.4	168.6	
K (total)	mmol/kg _{H2O}	2.604	5.645	
Ca (total)	mmol/kg _{H2O}	12.51	10.47	
Mg (total)	mmol/kg _{H2O}	9.625	7.477	
Sr (total)	mmol/kg _{H2O}	0.2106	0.3035	
Fe ^{II} (total)	mmol/kg _{H2O}	0.0524	0.043	
Fe ^{III} (total)	mmol/kg _{H2O}	3.31·10 ⁻⁹		
Si (total)	mmol/kg _{H2O}	0.1779	0.1778	
Cl (total)	mmol/kg _{H2O}	160.0	160.0	
S ^{VI} (total)	mmol/kg _{H2O}	24.72	24.00	
S ^{II} (total)	mmol/kg _{H2O}	12.4·10 ⁻⁹	14.1·10 ⁻⁹	
C ^{IV} (total)	mmol/kg _{H2O}	2.506	2.700	
SO ₄ /Cl	mol/mol	0.155	0.15	
Alkalinity	meq/kg _{H2O}	2.308	2.504	Total alkalinity
HCO ₃ (species)	mmol/kg _{H2O}	2.043		
P(CO ₂)	Bar	10 ^{-2.20}	10 ^{-2.20}	
Water activity		0.994		
Ionic strength	Molal	0.2299		
SI(celestite)		0.00	0.15	
SI(gypsum)		-0.28	-0.38	
SI(strontianite)		-0.98	-0.73	
Accessible porosity	% of water-loss porosity	50	50	
CEC	meq/kg(rock)	102		Clayey facies

Calculations performed with Phreeqc (version 2.15.07) and Nagra-PSI data base Version 01/01. The solutions are saturated with respect to calcite, dolomite (ordered), quartz, siderite and pyrite. Detailed speciation and solution parameters are given in Appendix 1. Saturation with respect to fluorite would add 0.153 mmol/kg fluoride to the reference pore water, but this is not included in the calculations.

3.2.3 Endlagerkonzept Streckenlagerung im Tongestein

Das Einlagerungskonzept der horizontalen Streckenlagerung wurde in Jobmann & Lommerzheim (2015) für die Konzeption eines Endlagers innerhalb der Referenzmodell SÜD genutzt. Das Wirtsgestein in der Referenzregion SÜD ist der Opalinus-Ton, der Mächtigkeiten von 100 m bis 130 m aufweist Reinhold et al. (2016). Die Einlagerungssohle befindet sich ca. 670 m unter GOK. Das Endlagerkonzept sieht als Zugang zum Grubengebäude zwei ca. 700 m tiefe Schächte vor: einen Schacht für den Gebindettransport und als ausziehenden Wetterschacht sowie einen Schacht für die konventionelle Förderung und als einziehenden Wetterschacht. Das Grubengebäude besteht aus einem schachtnahen Infrastrukturbereich und zwei Einlagerungsbereichen (einen für ausgediente Brennelemente und einen für Wiederaufbereitungsabfälle), die durch Richtstrecken mit den Schächten verbunden sind. Der Zugang von den Richtstrecken zu den Einlagerungsfeldern erfolgt über Querschläge, siehe Abbildung 3-9. Die Einlagerungsstrecken zweigen von den Querschlägen ab, sind als Blindstrecken aufgeführt und haben eine Streckenlänge von 400 m Jobmann & Lommerzheim (2015).

Die Einlagerung der POLLUX[®]-Behälter für ausgediente Brennelemente erfolgt in 48 Einlagerungsfeldern mit je 9 Einlagerungsstrecken und 1 Feld mit 7 Strecken im Westflügel des Endlagers. In 13 Einlagerungsfeldern mit je 9 Einlagerungsstrecken (sowie 1 Feld mit 4 Strecken und 1 Feld mit 3 Strecken werden im Ostflügel des Endlagers Wiederaufbereitungsabfälle endgelagert. Im Westflügel wird zusätzlich eine Einlagerungskammer mit MOSAIK[®]-Behältern befüllt, die Brennelement-Strukturteile aus der Brennelement-Konditionierung enthalten (Jobmann & Lommerzheim (2015).

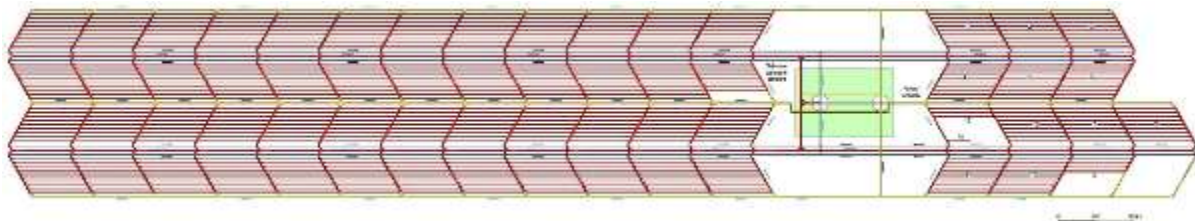


Abbildung 3-9: Ausschnitt des Grubengebäudes für die Streckenlagerung von POLLUX[®]-3 Behältern (Jobmann & Lommerzheim, 2015)

Die Auffahrung der Einlagerungsstrecken erfolgt rückbauartig, beginnend in den schachtfernen Einlagerungsfeldern. Die Auffahrungen erfolgen außerdem immer im Überwachungsbereich und vorseilend zur Einlagerung, die im Kontrollbereich stattfindet. Der Übergang zwischen beiden Strahlenschutzbereichen liegt im Querschlag, siehe Abbildung 3-10. Dabei wird keine wetterdichte Trennung vorgenommen. Der Wetterstrom wird stets vom Überwachungsbereich in den Kontrollbereich gelenkt. Die Anzahl der offenen Strecken je Einlagerungsfeld ist damit zeitlich variabel. Für die Bewertung der geomechanischen Situation innerhalb eines Einlagerungsfeldes sollte daher davon ausgegangen werden, dass alle neun Einlagerungsstrecken gleichzeitig offenstehen.

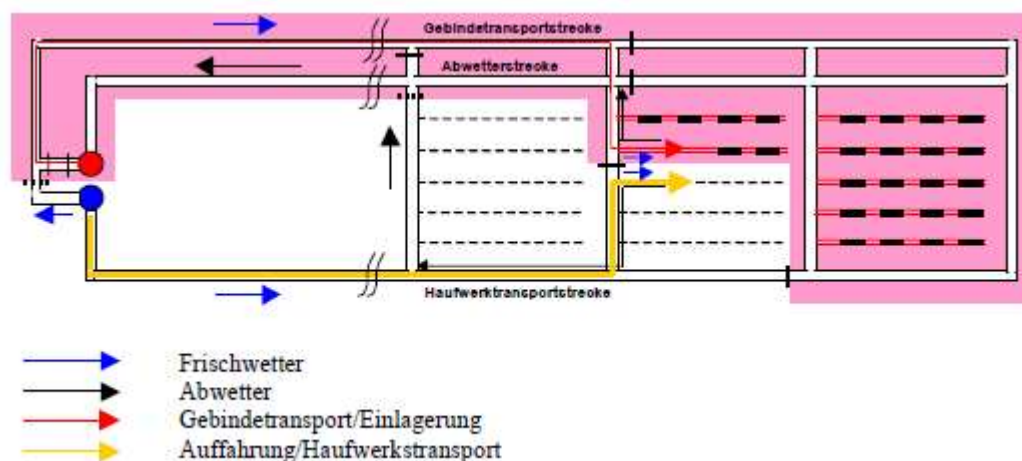


Abbildung 3-10: Schematische Darstellung des Bewetterungskonzeptes für die Streckenlagerung während der Einlagerung, Kontrollbereich pink markiert (Pöhler et al., 2010)

In den Einlagerungsstrecken werden die Behälter entsprechend einer hexagonalen Anordnung versetzt positioniert, so dass die Strecken abwechselnd 17 und 16 POLLUX®-Behälter enthalten. Für die Einlagerungsstrecken wird auf Basis der Behältergeometrie und vergleichbaren Einlagerungskonzepten aus Pöhler et al. (2010) ein freier Streckenquerschnitt von ca. 23 m² angenommen. Der Ausbruchsquerschnitt der Einlagerungsstrecken wird in Abhängigkeit des erforderlichen Ausbaus auf bis zu 28 m² geschätzt. Das Querschnittsprofil wurde noch nicht näher definiert. Neben der Einlagerungstechnik wird auch der benötigte Streckenausbau einen wesentlichen Einfluss auf die Gestaltung des Streckenquerschnitts haben.

Mittels indikativer thermischer Berechnungen wurde für die wärmeentwickelnden Abfälle ein Behälterabstand von 23 m bei einem Streckenmittenabstand von 20 m ermittelt, siehe Abbildung 3-11. Es erfolgte bisher keine Optimierung des Endlagerdesigns hinsichtlich der Packungsdichte aller Behälter, der Streckenabstände, der Beladung der Behälter und damit ihrer Wärmeleistung sowie optimaler Zwischenlagerzeiten einzelner Behältertypen (Jobmann & Lommerzheim, 2015).

Das generische Grubengebäude erstreckt sich über eine Länge von 7,7 km und ist ca. 1,2 km breit. Dies entspricht einem Flächenbedarf von ca. 9,2 km². In Summe sind ca. 290 km Strecken aufzufahren. Das Hohlraumvolumen der Strecken wird auf ca. 7.3 Mio. m³ geschätzt. Tabelle 3-2 fasst die Querschnitte, Längen und Hohlraumvolumina der einzelnen Streckentypen zusammen. Die Schächte und der Infrastrukturbereich sind nicht berücksichtigt.

Tabelle 3-4: Streckenlängen und Hohlraumvolumen Streckenlagerung

Streckentyp	Querschnitt ^a [m ²]	Gesamtlänge [m]	Hohlraumvolumen [m ³]
Gebindetransportstrecke	40	14.600	584.000
Bergbaustrecke	30	22.100	663.000
Abwetterstrecke	15	29.200	438.000
Querschläge	40	24.500 ^b	980.000
Einlagerungsstrecke	23	201.000 ^c	4.623.000

^a - freier Querschnitt nach Herold et al. (2018), ohne Ausbau

^b - 70 Querschnitte a 350 m Länge

^c - 536 Einlagerungsstrecken a 375 m Länge

Alle POLLUX[®]-Behälter werden auf einem Sockel aus vorgefertigtem, kompaktiertem Ton abgelegt. Die Einlagerung erfolgt gleisgebunden. Der verbleibende freie Streckenquerschnitt wird im Anschluss an die Einlagerung mit einem Granulat aus aufbereitetem Tongestein aus der Auffahrung versetzt. Einlagerung und Versatz erfolgen dabei stets im Wechsel.

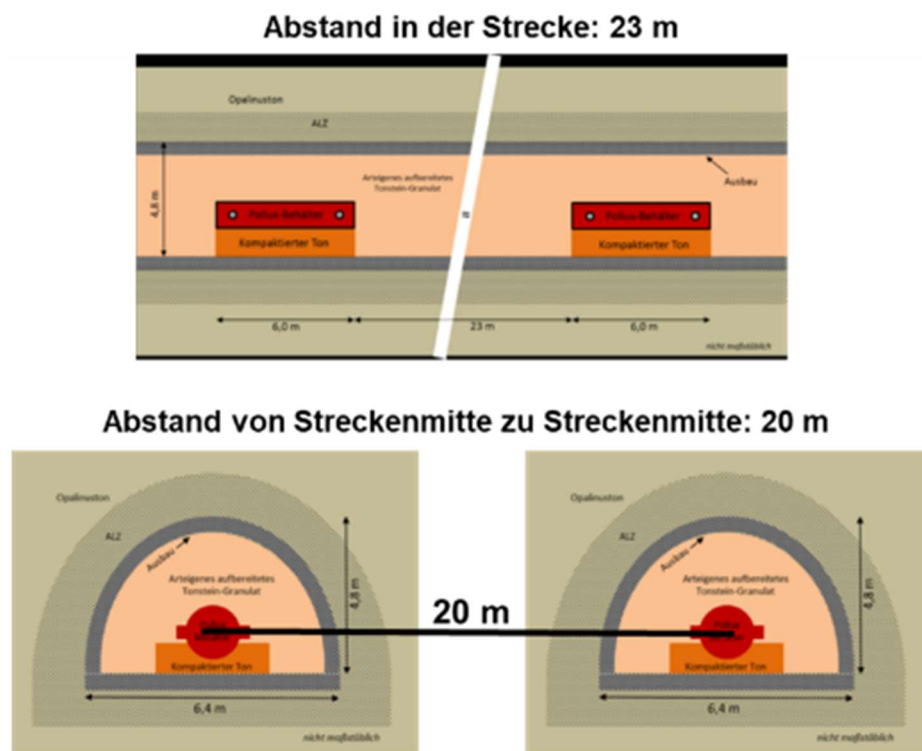


Abbildung 3-11: Schematische Darstellung des Streckenlagerungskonzeptes für Wiederaufarbeitungsabfälle und ausgediente Brennelemente. Rechts: Längsschnitt durch eine Einlagerungsstrecke. Links: Querschnitt durch eine Einlagerungsstrecke, nicht maßstäblich (Jobmann & Lommerzheim, 2015)

Die vollständig versetzten Einlagerungsstrecken werden nicht gesondert verschlossen. Erst in den Zugangstrecken/Querschlägen werden zwischen den Hauptstrecken und den Einlagerungsstrecken sogenannte Migrationssperren errichtet. Die Querschläge werden, wie auch die Einlagerungs- und Hauptstrecken, mit einem arteigenen, aufbereitetem Tongesteinsgranulat versetzt. Zum Infrastrukturbereich hin werden zusätzliche Streckenverschlüsse errichtet.

Das Behälterkonzept des POLLUX[®]-3-Behälter wurde von Pöhler et al. (2010) entwickelt und entspricht einem verkleinerten POLLUX[®]-10 Behälter. Der Aufbau ist grundsätzlich gleich. Unterschiede bestehen in den Abmessungen und Massen. Der POLLUX[®] 3-Behälter besteht aus einem Innen- und einem Außenbehälter. Der Innenbehälter hat eine Wandstärke von 160 mm und wird durch einen geschraubten Primärdeckel und einen geschweißten Sekundärdeckel dicht verschlossen. Der äußere Abschirmbehälter hat eine Wandstärke von ca. 270 mm und wird mit einem verschraubten Außendeckel verschlossen. Im Mantel sind in radial verteilten Bohrungen Stäbe aus Polyethylen zur Neutronenmoderation eingesetzt. Der Außendurchmesser des Behälters wird mit 1.200 mm und die Länge mit 5.460 mm angenommen (Abbildung 3-12). Die Masse beträgt etwa 38 t.

Der Innenraum des POLLUX[®] 3-Behälter für ausgediente Brennelemente ist in 5 Kammern unterteilt, in die je eine Brennstabbüchse mit den gezogenen Brennstäben der Brennelemente eingesetzt wird. Der POLLUX[®] 3-Behälter kann die Brennstäbe von bis zu 3 DWR-BE (entsprechend 9 SWR-BE oder 7,5 WWER-BE) aufnehmen. Der Innenraum des Behälters kann auch hochaktive Abfälle aus der Wiederaufarbeitung (CSD-V) aufnehmen. Für schwach wärmeentwickelnde bzw. schwach- und mittelradioaktive Abfälle aus der Wiederaufarbeitung (CSD-C, CSD-B) sowie Strukturteile aus der Brennelement-Konditionierung werden andere Behältertypen für die Endlagerung vorgesehen.

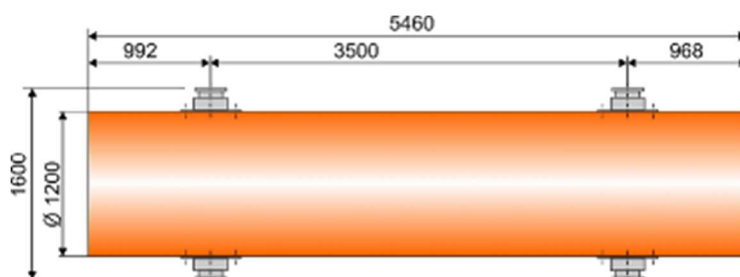


Abbildung 3-12: Abmessungen POLLUX[®]-3-Behälter (Pöhler et al., 2010)

4 Anforderungen an ein Ausbausystem

4.1 Regulatorische Vorgaben

4.1.1 Atomrechtliche Anforderungen

Die (atom-)rechtlichen Rahmenbedingungen zur Endlagerung werden durch das Standortauswahlgesetz (StandAG, 2017), Atomgesetz (AtG, 2020), das Strahlenschutzgesetz (StrlSchG, 2017) und die Strahlenschutzverordnung (StrlSchV, 2018) sowie Endlagersicherheitsanforderungsverordnung (EndlSiAnfV, 2020) vorgegeben.

Gesetz zur Suche und Auswahl eines Standortes für ein Endlager für hochradioaktive Abfälle (Standortauswahlgesetz - StandAG) regelt das Standortauswahlverfahren für ein zukünftiges Endlager für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente. "An dem auszuwählenden Standort soll die Endlagerung in tiefen geologischen Formationen in einem für diese Zwecke errichteten Endlagerbergwerk mit dem Ziel des endgültigen Verschlusses erfolgen. Die Möglichkeit einer Rückholbarkeit für die Dauer der Betriebsphase des Endlagers und die Möglichkeit einer Bergung für 500 Jahre nach dem geplanten Verschluss des Endlagers sind vorzusehen." (StandAG, 2017)

Für die Standortauswahl gibt das Gesetz Ausschlusskriterien, Mindestanforderungen und Abwägungskriterien vor.

Mindestanforderung: die Oberfläche eines einschlusswirksamen Gebirgsbereichs muss mindestens 300 Meter unter der Geländeoberfläche liegen. In Gebieten, in denen im Nachweiszeitraum mit exogenen Prozessen wie insbesondere eiszeitlich bedingter intensiver Erosion zu rechnen ist, deren direkte oder indirekte Auswirkungen zur Beeinträchtigung der Integrität eines einschlusswirksamen Gebirgsbereichs führen können, muss die Oberfläche des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs tiefer als die zu erwartende größte Tiefe der Auswirkungen liegen; soll ein einschlusswirksamer Gebirgsbereich im Gesteinstyp Tonstein ausgewiesen werden, so muss zu erwarten sein, dass das Deckgebirge auch nach dem Eintreten der genannten exogenen Prozesse ausreichend mächtig ist, um eine Beeinträchtigung der Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs durch Dekompaktion ausschließen zu können. (§ 23 (5) StandAG, 2017)

Bei den Abwägungskriterien (§ 24) ist besonders Absatz 4 hervorzuheben. Die Absicherung des Isolationsvermögens soll anhand der Kriterien zu gebirgsmechanischen Voraussetzungen und zur geringen Neigung zur Bildung von Fluidwegsamkeiten beurteilt werden. In der erläuternden Anlage (Anlage 5) wird als Kriterium zur Bewertung der günstigen gebirgsmechanischen Eigenschaften die Neigung zur Ausbildung mechanisch induzierter Sekundärpermeabilitäten im einschlusswirksamen Gebirgsbereich genannt. Die Sekundärpermeabilitäten sollen außerhalb einer konturnahen entfestigten Auflockerungszone um die Endlager Hohlräume möglichst gering sein. Als Indikatoren dafür werden genannt:

1. das Gebirge kann als geomechanisches Haupttragelement die Beanspruchung aus Auffahrung und **Betrieb ohne planmäßigen tragenden Ausbau**, abgesehen von einer Kontursicherung, bei verträglichen Deformationen aufnehmen

2. um Endlager Hohlräume sind keine mechanisch bedingten Sekundärpermeabilitäten außerhalb einer unvermeidbaren konturnah entfestigten Auflockerungszone zu erwarten

Sicherheitsanforderungen sind die Anforderungen, denen die Errichtung, der Betrieb und die Stilllegung einer nach § 9b Absatz 1a des Atomgesetzes genehmigungsbedürftigen Anlage zur Gewährleistung der nach dem Stand von Wissenschaft und Technik erforderlichen Vorsorge gegen Schäden genügen müssen und die damit das bei der Endlagerung zu erreichende Schutzniveau festlegen. (§ 26 (1) StandAG, 2017)

Das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit wird ermächtigt, durch Rechtsverordnung auf Grundlage der Sicherheitsprinzipien nach Absatz 2 Sicherheitsanforderungen für die Endlagerung festzulegen. (§ 26 (3) StandAG, 2017)

Mit der Endlagersicherheitsanforderungsverordnung (EndLSiAnfV) werden wesentliche Auslegungsanforderungen festgelegt, die den Betrieb eines zukünftigen Endlagers für hochradioaktive Abfälle bestimmen. Die wichtigsten Auslegungsanforderungen sind:

- Die Verletzung des Gebirges im Endlagerbereich, insbesondere des vorgesehenen einschlusswirksamen Gebirgsbereiches mit Schächten, Auffahrungen oder Bohrungen ist auf das für die sichere Errichtung, den sicheren Betrieb und die sichere Stilllegung des Endlagers unvermeidliche Ausmaß zu beschränken. (§ 11 Abs.4)
- Für alle vorgesehenen technischen Komponenten des Endlagers sind die Bedingungen für einen sicheren Betrieb zu dokumentieren, zu begründen und bei der Auslegung des Endlagers zu berücksichtigen. (§ 11 Abs.5)
- Der für die Einlagerung von radioaktiven Abfällen genutzte Bereich des Endlagerbergwerkes ist auf das notwendige Maß zu beschränken. Dieser Bereich ist jeweils zugänglich aufzufahren, zu beladen, zu verfüllen und gemäß dem Verschlusskonzept gegen das restliche Endlagerbergwerk zu verschließen. (§ 18 Abs.2)
- Die Handhabung von Endlagergebinden ist von den bergmännischen Arbeiten im Endlagerbergwerk und sonstigen baulichen Arbeiten auf dem Gelände des Endlagers zu trennen. (§18 Abs. 3)
- Endlagergebinde, die in das Endlager eingelagert wurden, müssen bis zum Beginn der Stilllegung des Endlagers rückholbar sein. (§13 Abs 1)
- Maßnahmen, die der Gewährleistung der Rückholbarkeit dienen, dürfen die Langzeitsicherheit des Endlagers nicht erheblich und nicht mehr als unvermeidlich beeinträchtigen. (§13 Abs. 3)

Im Atomgesetz ist geregelt, wie mit radioaktiven Reststoffen und Abfallgebinden zu verfahren ist. Gemäß § 9a Absatz 1 AtG sind radioaktive Reststoffe sowie ausgebaute oder abgebaute radioaktive Anlagenteile schadlos zu verwerten oder als radioaktive Abfälle geordnet zu beseitigen (direkte Endlagerung). Im Absatz 3 ist geregelt, dass der Bund Anlagen zur Sicherstellung und zur Endlagerung radioaktiver Abfälle zu errichten hat.

Im Strahlenschutzgesetz sind neben den Dosisgrenzwerten auch die Strahlenschutzgrundsätze geregelt. Zu den Strahlenschutzgrundsätzen zählen neben der Rechtfertigung und ihrer Prüfung auch die Vermeidung unnötiger Exposition, die Dosisreduzierung und die Dosisbegrenzung. In der StrlSchV ist geregelt, wie die Regelungen im StrlSchG umgesetzt werden.

Gemäß § 8 StrlSchG sind unnötige Strahlenexpositionen oder Kontaminationen von Mensch und Umwelt zu vermeiden und jede Strahlenexposition oder Kontamination von Mensch und Umwelt ist unter Beachtung des Standes von Wissenschaft und Technik und unter Berücksichtigung aller Umstände des Einzelfalls auch unterhalb der Grenzwerte so gering wie möglich zu halten. Gemäß § 9 StrlSchG sind die Grenzwerte für die effektiven Dosen im Kalenderjahr nicht zu überschreiten. Der Grenzwert der effektiven Dosis von Einzelpersonen der Bevölkerung ist gemäß § 80 StrlSchG 1 mSv/a. Der Grenzwert der effektiven Dosis für beruflich exponierte Personen beträgt gemäß § 78 StrlSchG 20 mSv/a. Die zuständige Behörde kann im Einzelfall auch für ein einzelnes Jahr eine effektive Dosis von 50 mSv zulassen, wobei in fünf aufeinander folgenden Jahren insgesamt 100 mSv nicht überschritten werden dürfen. Der Grenzwert für die Beruflebensdosis beträgt gemäß § 77 StrlSchG 400 mSv.

Im § 52 StrlSchV ist festgelegt, dass bei Tätigkeiten, die z. B. einer Genehmigung nach § 9 AtG bedürfen, Strahlenschutzbereiche eingerichtet werden, wenn bei diesen Tätigkeiten die Exposition von Personen der Grenzwert für Einzelpersonen der Bevölkerung (1 mSv/a) überschritten werden können oder bei diesen Tätigkeiten die nicht festhaftende, flächenspezifische Aktivität von Oberflächen die Werte der Anlage 4 Tabelle 1 Spalte 5 überschreitet. Die Strahlenschutzbereiche sind einzurichten als

- Überwachungsbereich, wenn in betrieblichen Bereichen, die nicht zum Kontrollbereich gehören, Personen im Kalenderjahr eine effektive Dosis von mehr als 1 mSv oder eine Organ-Äquivalentdosis von mehr als 50 mSv für die Hände, die Unterarme, die Füße oder Knöchel oder eine lokale Hautdosis von mehr als 50 mSv erhalten können
- Kontrollbereich, wenn Personen im Kalenderjahr eine effektive Dosis von mehr als 6 mSv oder eine Organ-Äquivalentdosis von mehr als 15 mSv für die Augenlinse oder 150 mSv für die Hände, die Unterarme, die Füße und Knöchel oder eine lokale Hautdosis von mehr als 150 mSv erhalten können, und
- Sperrbereiche, wenn in einem Bereich die Ortsdosisleistung höher als 3 mSv/h sein kann; ein Sperrbereich ist Teil des Kontrollbereichs

Gemäß § 58 StrlSchV sind bewegliche Gegenstände, insbesondere Werkzeuge, Messgeräte, Messvorrichtungen, sonstige Apparate, Anlagenteile oder Kleidungsstücke, die zum Zweck der Handhabung, zum Zweck der Nutzung oder zum Zweck einer sonstigen Verwendung mit dem Ziel einer Wiederverwendung oder Reparatur außerhalb eines Strahlenschutzbereichs aus dem Kontrollbereich herausgebracht werden, daraufhin zu prüfen, ob sie aktiviert oder kontaminiert sind. Wenn in einem Überwachungsbereich eine Kontamination oder Aktivierung nicht ausgeschlossen ist, kann die zuständige Behörde festlegen, dass dies auch auf Überwachungsbereiche anzuwenden ist.

Sollen radioaktive Stoffe aus dem Kontrollbereich als nicht radioaktive Stoffe verwendet, verwertet oder beseitigt werden, sind sie gemäß § 68 StrlSchG freizugeben.

Entsprechend der aktuellen Endlagerkonzepte ist geplant, das Endlager schrittweise aufzufahren und direkt nach der Einlagerung der Behälter die (Einlagerungs-)Strecken und Querschläge zu verfüllen.

Die Einlagerung beginnt am schachtentferntesten Punkt. Der Gebindetransportschacht, Teile des Infrastrukturbereiches, die für den Gebindetransport und die Einlagerung notwendig sind, die Gebindetransportstrecken, Querschläge und die Einlagerungs- bzw. Bohrlochüberfahrungsstrecken gehören zum Kontrollbereich. Die Einlagerungsbohrlöcher bei der Bohrlochlagerung sind Sperrbereich. Der Schacht für den Personen- und Materialtransport, der Rest des Infrastrukturbereiches, sowie die Richtstrecke für den Material- und Haufwerkstransport sowie die Querschläge und Einlagerungs- bzw. Bohrlochüberfahrungsstrecken, die derzeit aufgefahren werden, gehören zum Überwachungsbereich des Endlagers. Mit fortschreitender Einlagerung vergrößert sich der Kontrollbereich. Mit dieser Maßnahme wird § 18 (3) EndlSiAnfV zur Trennung der bergmännischen Arbeiten vom Gebindetransport Sorge getragen, und es werden die Anforderungen aus dem § 52 StrlSchV in Bezug auf die Einrichtung der Strahlenschutzbereiche erfüllt.

Der Übergang von Personen und Material in und aus dem Kontrollbereich ist im Infrastrukturbereich geplant. Hier werden Personen und Materialien gemäß § 58 StrlSchV auf eine Kontaminierung bzw. eine Aktivierung hin geprüft.

Um die Regelungen des § 8 StrlSchG an die Vermeidung unnötiger Strahlenexpositionen für das beruflich strahlenexponierte Personal zu erfüllen, um das zeitaufwendige Herausbringen gemäß § 58 StrlSchV von Werkzeugen, Messgeräten, Messvorrichtungen, o. ä. zu vermeiden und um zeitaufwändige Freigabeverfahren gemäß § 68 StrlSchV zur Freigabe von Materialien aus der Instandsetzung bzw. Wartung des Ausbaus zur weiteren Verwertung oder Entsorgung zu vermeiden, ist der Ausbau im Kontrollbereich über die vorgesehene Nutzungsdauer hinweg wartungsfrei und gebrauchstauglich zu planen. Das bedeutet über den Funktionszeitraum hinweg sollen in diesem Bereich keine Instandsetzungsarbeiten notwendig werden. Im Überwachungsbereich sind Instandsetzungs- und Wartungsarbeiten am Ausbau möglich. Der Ausbau muss in beiden Fällen so ausgeführt sein, dass er die Betriebssicherheit für das Personal über die gesamte Betriebszeit des Endlagers (Auffahrung, Einlagerung und Verschluss) gewährleistet.

4.1.2 Bergrechtliche Randbedingungen

Das Bundesberggesetz (BBergG, 2017) hat unter anderem zum Ziel, die Sicherheit der Betriebe und der Beschäftigten des Bergbaus zu gewährleisten. Das BBergG wird durch Rechtsverordnungen (Bergverordnung) weiter konkretisiert, wie zum Beispiel:

- Bergverordnung für alle bergbaulichen Bereiche (Allgemeine Bundesbergverordnung – ABBergV)
- Bergverordnung zum gesundheitlichen Schutz der Beschäftigten (Gesundheitsschutz-Bergverordnung – GesBergV)
- Bergverordnung zum Schutz der Gesundheit gegen Klimaeinwirkungen (Klimabergverordnung - KlimaBergV)
- Verordnung über die Umweltverträglichkeitsprüfung bergbaulicher Vorhaben (UVP-V Bergbau)

Der Erlass zusätzlicher Verordnungen sowie weiterer Verwaltungsvorschriften unterliegt den jeweiligen Landesbehörden.

Die ABBergV regelt die Sicherheit und den Gesundheitsschutz sowie den Umweltschutz. Gemäß § 2 ABBergV hat der Unternehmer zur Gewährleistung der Sicherheit und zum Schutz der Gesundheit der Beschäftigten die jeweils erforderlichen Maßnahmen des Arbeitsschutzes unter Berücksichtigung der die Arbeit berührenden Umstände zu treffen. *„Die Maßnahmen müssen darauf ausgerichtet sein, dass die Arbeitsstätten so geplant, errichtet, ausgestattet, in Betrieb genommen, betrieben und unterhalten werden, dass die Beschäftigten die ihnen übertragenen Arbeiten ausführen können, ohne ihre eigene Sicherheit und Gesundheit oder die der anderen Beschäftigten zu gefährden.“* Nach § 15 (3) ABBergV sind untertägige Arbeitsstätten so anzulegen, zu nutzen, auszurüsten und instandzuhalten, dass die Gefährdung der Beschäftigten bei der Arbeit und bei der Fahrgang möglichst gering ist. Der Unternehmer hat dafür zu sorgen, dass der ordnungsgemäße Zustand des Ausbaus in allen Arbeitsstätten regelmäßig geprüft und der Ausbau instandgehalten wird.

Die GesBergV schreibt außerdem vor, dass in untertägigen Betriebspunkten, in denen fibrogene (lungengängige) Grubenstäube auftreten können, durch Staubmessungen oder Probenahmen Art und Ausmaß der Belastung der beschäftigten Personen durch fibrogene Grubenstäube zu ermitteln sind. Staubgemische, die neben fibrogenen Grubenstäuben Anteile an anhydrit- oder zementhaltigen Baustoffen enthalten, sind wie fibrogene Grubenstäube zu bewerten, sofern sich dadurch die Gefährdung nicht erhöht. Es besteht die Verpflichtung, durch technische und organisatorische Maßnahmen die Staubbelastung so gering wie möglich zu halten. Somit ist Sorge zu tragen, dass die verwendeten Ausbaumaterialien möglichst keine fibrogenen Stäube bzw. anhydrit- oder zementhaltige Stäube in die Wetter abgeben. Diese Anforderung kann für die Einbautechnologie relevant sein und ggf. Anmischvorgänge vor Ort einschränken.

Nach KlimaBergV (2017) sind für eine Beschäftigung außerhalb des Salzbergbaus obere Klimagrenzwerte einzuhalten. Bei Effektivtemperaturen von mehr als 30°C dürfen außerhalb des Salzbergbaus Personen nicht beschäftigt werden. Ausrichtungs-, Vorrichtungs-, Herrichtungs- und Raubbetriebe dürfen nicht länger als 6 Monate ohne Unterbrechung geführt werden, wenn

die Effektivtemperatur der Wetter vor Ort mehr als 30°C beträgt. Aus den Klimagrenzwerten entstehen keine direkten Anforderungen an das Ausbausystem. Indirekt können aber die maximalen Umgebungstemperaturen während der Betriebszeit abgeleitet werden.

Nach § 2 UVP-V Bergbau hat der Bericht zur Umweltverträglichkeitsprüfung insbesondere Angaben über die Identität aller Stoffe, die eingesetzt, wiederverwendet, entsorgt oder beseitigt werden sollen, über ihre voraussichtliche Menge und über ihren Anteil in Gemischen zu enthalten.

4.1.3 Normen und Richtlinien

Nachgeordnet zu den regulatorischen Vorgaben aus Gesetzen und Verordnungen sind besonders in Bezug auf den Einsatz von Ausbaumaterialien unterschiedliche Normen und Richtlinien zu beachten. Eine Übersicht dazu ist mit dem „Normenverzeichnis Bergbau“ FABERG (2015) gegeben. Besonders hervorzuheben sind daraus die DIN 21530 Ausbau für den Bergbau mit den Teilen 1 bis 5. Die Normenreihe gibt dabei vor allem Anforderungen an Stähle und auf stahlbasierende nachgiebige Ausbausysteme (Gleitbogenausbau).

Für Betonbaustoffe bzw. Ausbausysteme bestehend aus Betonbaustoffen sind die entsprechenden Baustoffnormen zu berücksichtigen, allen voran DIN EN 206 (Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität). Aus der langen Reihe von Normen zu Betonbaustoffen sind besonders hervorzuheben:

- DIN EN 197-1 Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
- DIN EN 450-1 Flugasche für Beton – Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien
- DIN EN 13263-1:2009-07 Silikastaub für Beton – Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien
- DIN EN 934-1 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 1: Gemeinsame Anforderungen
- DIN EN 934-2 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Betonzusatzmittel – Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung
- DIN EN 1008 Zugabewasser für Beton – Festlegung für die Probenahme, Prüfung und Beurteilung der Eignung von Wasser, einschließlich bei der Betonherstellung anfallendem Wasser, als Zugabewasser für Beton
- DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- DIN EN 1991-1-1:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- DIN EN 1991-1-2:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- DIN 4030-1 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte

4.2 Betriebliche Anforderungen

In die Annahmen zur Betriebsdauer des Bergwerkes insgesamt und der Nutzungsdauer für charakteristische Grubenbaue bzw. Teilbereiche wurden in diesem Vorhaben die entsprechenden Erkenntnisse aus dem FuE-Vorhaben ERATO (Pöhler et al., 2010) übernommen. Darüber hinaus wurden die Erkenntnisse und auch die erwarteten Zeiträume für eine mögliche Rückholung der Endlagerbehälter aus dem FuE-Vorhaben ERNESTA (Herold et al., 2018) einbezogen.

4.2.1 Querschnitte

Innerhalb des Grubengebäudes des Endlagers können verschiedene Typen von Grubenbauen charakterisiert werden. Die Charakterisierung erfolgt typischerweise anhand ihrer Hauptfunktion oder Lage. Typische Funktionen sind Infrastrukturbereiche, bergbauliche Aktivitäten, der Gebindettransport, Wetterführung, Erschließung von Einlagerungsfeldern bzw. -bereichen oder Einlagerungsstrecken selbst. In Pöhler et al. (2010) und Jobmann et al. (2017) sind Querschnitte für die wesentlichen Streckentypen für die Einlagerungsvarianten horizontale Streckenlagerung und vertikale Bohrlochlagerung gegeben, siehe Tabelle 4-1. Die Gestaltung der Streckenquerschnitte unterscheidet sich in beiden Vorhaben. Eine endgültige Festlegung fehlt bisher bzw. muss in Abhängigkeit der gestellten Anforderungen erarbeitet werden.

Tabelle 4-1: Streckenquerschnitte nach Pöhler et al. (2010)

Streckentyp	Lichter Querschnitt [m ²]	Lichte Breite [m]	Lichte Höhe [m]
Streckenlagerung			
Haufwerktransportstrecke (Bergbaustrecke)	30	7	5
Gebindettransportstrecke	40	8	6
Querschlag	40	8	6
(Ab-)Wetterstrecke	15	5	4
Einlagerungsstrecke	14	5	4
Bohrlochlagerung			
Haufwerktransportstrecke (Bergbaustrecke)	32	8	6
Gebindettransportstrecke	52	9	7
(Ab-)Wetterstrecke	15	5	4
Querschlag	52	9	7
Bohrlochüberfahrungsstrecke	50 (42)	9	7(6)

Die Querschnitte wurden in beiden Vorhaben anhand der Abmessungen der eingesetzten Maschinen ermittelt. Weiterhin sind parallele Fahrwege, Platz für Wetterleiteinrichtungen sowie Sicherheitsabstände zu berücksichtigen. Tabelle 4-2 fasst die wesentlichen Funktionen der unterschiedlichen Strecken und den erwarteten Platzbedarf zusammen.

Tabelle 4-2: Übersicht der Hauptfunktionen und benötigten Platz innerhalb der Streckentypen

Streckentyp	Funktionen	Abmessungen	Quelle
Gebindetransportstrecke SL	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 2,5 m Breite: 3,2 m	(DBE, 1995) (DBE, 1995)
	Paralleler Fahrweg PKW	Höhe: 4,0 m Breite: 2,5 m	StVO StVO
	Wettertechnik (Lutte/Lüfter/Kühler)	Breite: 1,5 m (Lüfter, maximal) Höhe: 1,8 m (Lüfter, maximal)	Annahme Annahme
Gebindetransportstrecke BL	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 5,19 m Breite: 4,7 m	(Filbert et al., 2010)
	Paralleler Fahrweg PKW	Höhe: 4,0 m Breite: 2,5 m	(Filbert et al., 2010) StVO StVO
Querschlag SL	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 2,5 m Breite: 3,2 m	(DBE, 1995) (DBE, 1995)
	Paralleler Fahrweg PKW	Höhe: 4,0 m Breite: 2,5 m	StVO StVO
	Wettertechnik (Lutte/Lüfter/Kühler)	Breite: 1,5 m (Lüfter, maximal) Höhe: 1,8 m (Lüfter, maximal)	Annahme Annahme
Querschlag BL	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 5,19 m Breite: 4,7 m	(Filbert et al., 2010)
	Paralleler Fahrweg PKW	Höhe: 4,0 m Breite: 2,5 m	(Filbert et al., 2010)
	Wettertechnik (Lutte/Lüfter/Kühler)	Breite: 1,5 m (Lüfter, maximal) Höhe: 1,8 m (Lüfter, maximal)	StVO StVO Annahme Annahme
Einlagerungstrecke SL	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 2,5 m Breite: 3,2 m	(DBE, 1995) (DBE, 1995)
	Wettertechnik (Lutten)	1,4 m Höchstdurchmesser	Annahme
Bohrlochüberfah- rungsstrecke	Transport Einlagerungsvorrichtung	Höhe: 5,19 m Breite: 4,7 m	(Filbert et al., 2010)
	Wettertechnik (Lutten)	1,4 m Höchstdurchmesser	(Filbert et al., 2010) Annahme
Bergbaustrecke SL/BL	Fahrweg Bergbautechnik	Breite: 2,8 m (Lader)	Annahme Annahme

Streckentyp	Funktionen	Abmessungen	Quelle
	Paralleler Fahrweg Personen	Höhe: 3,0 m (Versatzfahrzeug)	DIN18 225
	Bandanlage	Höhe: 2,0 m Breite: 0,875 m	DIN18 225 Annahme
	Wettertechnik (Lutte/Lüfter/Kühler)	Höhe: 1,5,0 m Breite: 1,0 m Breite: 1,5 m (Lüfter, maximal) Höhe: 1,8 m (Lüfter, maximal)	Annahme Annahme
(Ab-)Wetterstrecke SL/BL	Fahrweg PKW	Höhe: 4,0 m Breite: 2,5 m	StVO StVO
	Wettertechnik	k.A.	
Infrastrukturstrecken	divers	k.A.	

Soweit nicht anders in länderspezifischen bergbehördlichen Vorgaben geregelt, werden Sicherheitsabstände zwischen Fahrwegen, zu anderen Einbauten und zu den Stößen hin entsprechend geltender Normen bestimmt. Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang die DIN18 225 – Verkehrswege in Industriebauten. Entsprechend der Norm ist ein vertikaler Sicherheitsabstand von 0,2 m zu berücksichtigen. Der horizontale Sicherheitsabstand soll wenigstens 0,5 m betragen. Ergänzende landesspezifische bergbehördliche Vorgaben sind beispielsweise in Niedersachsen durch die Allgemeine Bergverordnung über Untertagebetriebe - ABVO (ABVO, 1966) gegeben. *„In Strecken mit gleisgebundener Förderung oder mit Stetigförderern muß ein Fußweg mit einem lichten Profil von wenigstens 0,8 m Breite und 1,8 m Höhe vorhanden sein. Wo der Fußweg Stetigförderer kreuzt, sind Über- oder Unterführungen anzulegen. In Strecken mit gleislosem Fahrzeugbetrieb ist ein Fußgängerverkehr nur dann zulässig, wenn 1. die Strecke mindestens 2 m breiter als das größte darin verkehrende Fahrzeug ist oder 2. für den Fußgänger die Möglichkeit besteht, bei Annäherung eines Fahrzeuges aus dem Streckenprofil herauszutreten, oder 3. ausschließlich Fahrzeuge mit einer durch die Bauart bestimmten Höchstgeschwindigkeit von nicht mehr als 6 km/h verkehren.“* § 106 AVBO

4.2.2 Betriebszeit und Funktionsdauer

Eine vorläufige Zeit- und Aufwandsermittlung für die Realisierung eines Endlagers für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente im Tongestein ist in Pöhler et al. (2010) zu finden. Die Abschätzung beinhaltet die wesentlichen zeitführenden Phasen und Tätigkeiten der Erkundung, Errichtung, des Betriebs und der Stilllegung des HAW-Endlagers. Mit Bezug auf den Ausbau der Grubenräume sind die Phasen Errichtung, Betrieb und Stilllegung relevant. Pöhler et al. (2010) gehen davon aus, dass während der Erkundungsphase bereits ein Teil der späteren Hauptstrecken (Gebindetransport-, Bergbau- und Wetterstrecken) errichtet werden. Die restlichen Hauptstrecken werden im Rahmen der Errichtung aufgefahren. Die Errichtung der beiden Einlagerungsflügel für hochaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente soll parallel erfolgen. In beiden Einlagerungsflügeln sollen mehrere Vortriebe aktiv sein. In Abhängigkeit der getroffenen Annahmen wird für alle Gebindetransport-,

Bergbau- und Wetterstrecken sowie Querschläge eine Errichtungsdauer von rund 15 Jahren abgeschätzt (Pöhler et al., 2010)

„Die Dauer der Betriebsphase ergibt sich aus dem durchschnittlichen Einlagerungsfortschritt und dem Mengengerüst der einzulagernden Abfälle. Sowohl für die Einlagerung von BSK 3 als auch HAW-Kokillen, CSD-B und CSD-C wird von einer kampagnenweisen Einlagerung in der Form ausgegangen, dass nach Befüllung eines Bohrlochs zunächst die Arbeitsvorgänge für den Wechsel zum nächsten Bohrloch erfolgen (Umsetzen Bohrlochschleuse, Einlagerungsvorrichtung, Längenanpassung und Verschließen), bevor erneut eingelagert wird.“ (Pöhler et al., 2010).

Für die Errichtung, Gleisbau, Einlagerung, Versatz und Rauben einer Einlagerungsstrecke wird ein zeitlicher Aufwand von ca. 225 Arbeitstagen abgeschätzt. Im Mittel steht eine Einlagerungsstrecke 150 Arbeitstage offen. Bei 250 Arbeitstagen pro Jahr entspricht dies ca. 0,6 Jahren Offenstandszeit (Pöhler et al., 2010).

„Unter den o. g. Voraussetzungen ergibt sich für die Einlagerung der insgesamt 6818 BSK 3 eine Gesamtdauer von 54,5 Jahren. Unter gleichen Voraussetzungen kann die Einlagerung der 3767 HAW-Kokillen bereits nach ca. 21 Jahren und die der CSD-B und CSD-C nach ca. 40 Jahren abgeschlossen sein. Hinzu kommt die Herstellung und Herrichtung der ersten BSK 3-Einlagerungsstrecke und des ersten Bohrloches (Dauer ca. 1,5 Jahre) sowie das Rauben der Gleise und Versetzen der letzten BSK 3-Einlagerungsstrecke nach beendeter Einlagerung (Dauer ca. 0,5 Jahre). Insgesamt ergibt sich für die Betriebsphase damit eine Gesamtdauer von 56,5 Jahren.“ (Pöhler et al., 2010)

„Die Dauer der Stilllegungsphase wird bestimmt durch die Zeitaufwände für den Rückbau und das Versetzen restlicher Grubenbaue einschließlich Grubennebenräumen, die Errichtung von Verschlussbauwerken (geotechnischen Barrieren) in Strecken, die Verfüllung der Schächte und den Rückbau der Tagesanlagen und die Rekultivierung der Tagesoberfläche.“ (Pöhler et al., 2010)

Für die Funktionsdauer des Streckenausbaus ist nur der Zeitaufwand für Rückbau und Versatz der Strecken relevant. Während der Betriebszeit erfolgt die Einlagerung rückbauartig. Bereits befüllte Einlagerungsstrecken und -felder werden parallel zur Einlagerung versetzt und abgeworfen bzw. verschlossen. *„Nach dem Versetzen der letzten BSK 3-Einlagerungsstrecke (Betriebsphase) sind im Rahmen der Stilllegung beim letzten Einlagerungsfeld noch die zugehörigen Richtstreckenabschnitte (Haufwerktransport, Gebindettransport, Abwetter) und die beiden letzten Querschläge [...] zu berücksichtigen [...]“* (Pöhler et al., 2010). Für den Rückbau und Versatz dieser Grubenteile wird eine Dauer von 3 Jahren abgeschätzt. Die Zeitschätzung nach (Pöhler et al., 2010) geht von einem 2-Schicht-Betrieb aus.

Tabelle 4-3: Streckentypen und erwartete Funktionsdauern nach (Pöhler et al., 2010)

Streckentyp	Funktionsdauer [a]		
	Mindestens	Mittel	Maximal
Gebindetransportstrecken	18	46	75
Bergbaustrecken	9	46	75
Wetterstrecken	9	46	75
Querschläge	9	41	71
Einlagerungstrecken	0,5	0,7	1
Bohrlochüberfahrungsstrecken	1,9	2,3	2,7

4.2.3 Rückholbarkeit

Die nachfolgenden Ausführungen fassen das Verständnis zur Rückholbarkeit aus dem FuE-Vorhaben ERNESTA (Herold et al., 2018) sowie die bevorzugte Strategie zum Umgang mit dem Ausbau zusammen und stellen diese der seit Herbst 2020 geltenden Endlagersicherheitsanforderungsverordnung (EndlSiAnfV) gegenüber.

Mit § 13 (1) EndlSiAnfV die Rückholbarkeit bereits eingelagerter Abfallgebände geregelt:

„Endlagergebände, die in das Endlager eingelagert wurden, müssen bis zum Beginn der Stilllegung des Endlagers rückholbar sein.“

Für die Überführung der Anforderung einer Rückholbarkeit in konkrete technische Konzepte müssen außerdem weitere Anforderungen berücksichtigt werden: So dürfen *„Maßnahmen, die der Gewährleistung der Rückholbarkeit dienen, [...] die Langzeitsicherheit des Endlagers nicht erheblich und nicht mehr als unvermeidlich beeinträchtigen.“* (§ 13 (3) EndlSiAnfV) Die Rückholung ist außerdem so zu planen *„..., dass der dafür voraussichtlich erforderliche technische und zeitliche Aufwand den der Einlagerung nicht unverhältnismäßig übersteigt.“* (§ 13 (2) EndlSiAnfV) Für die zu errichtenden Grubenbaue und Durchörterungen des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs gilt ein Minimierungsgebot. Das heißt, *„die Verletzung des Gebirges im Endlagerbereich, insbesondere des vorgesehenen einschlusswirksamen Gebirgsbereiches mit Schächten, Auffahrungen oder Bohrungen ist auf das für die sichere Errichtung, den sicheren Betrieb und die sichere Stilllegung des Endlagers unvermeidliche Ausmaß zu beschränken.“* (§ 11 (4) EndlSiAnfV)

Aus den Definitionen und ergänzenden Vorgaben wird deutlich, dass die Rückholbarkeit während der Betriebszeit nicht allein die Einlagerungsphase umfasst. Auch der Zeitraum des Versatzes der Einlagerungsbereiche und die Verfüllung aller Strecken müssen in die Überlegungen zur Rückholbarkeit einbezogen werden. In Abbildung 4-1 erfolgt die Zuordnung der Rückholbarkeit zu den typischen Entwicklungsstufen eines Endlagers. Mit dieser Zuordnung wird auch der Begriff der Bergung aufgegriffen. Bergung als weitere Sonderform der Reversibilität umfasst die Entnahme der Behälter aus dem bereits verschlossenen Endlager und ist nach §14 (1) EndlSiAnfV auf 500 Jahre nach dem Verschluss begrenzt. Alle weiteren zukünftigen Entwicklungen sind von Überlegungen zur Reversibilität ausgenommen. (Herold et al., 2018)



Abbildung 4-1: Typische Entwicklungsstufen eines Endlagers und Zuordnung der Rückholbarkeit und Bergung (NEA, 2011) und (Herold et al., 2018)

Die Betriebsphase eines Endlagers für wärmeentwickelnde hochradioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente wird in Deutschland auf mehrere Jahrzehnte abgeschätzt. In den bekannten deutschen Endlagerkonzeptionen finden die genannten Entwicklungsstufen – Einlagerung, Versatz, Verschluss – entsprechend des Einlagerungsfortschrittes parallel statt. Die Behälter werden zügig nach der Einlagerung versetzt. Die passive Sicherheit des Endlagers wird schrittweise erhöht. Die Behälter befinden sich damit nicht mehr in der aktiven Kontrolle durch den Menschen. Dieses Vorgehen ist konform zu den Sicherheitsanforderungen des BMU. Eine schrittweise Umsetzung der Arbeitsschritte ist denkbar, würde aber im Widerspruch zu §18 (2) EndlSiAnfV stehen, wonach „der für die Einlagerung von radioaktiven Abfällen genutzte Bereich des Endlagerbergwerkes [...] auf das notwendige Maß zu beschränken“ ist. „Dieser Bereich ist jeweils zügig aufzufahren, zu beladen, zu verfüllen und gemäß dem Verschlusskonzept gegen das restliche Endlagerbergwerk zu verschließen.“ (§ 18 (2) EndlSiAnfV)

Für die Gewährleistung einer Rückholbarkeit der Behälter müssen somit Strategien entwickelt werden, die alle drei Arbeitsschritte abdecken. Eine Rückholbarkeit ist nicht allein durch eine Offenhaltung der Einlagerungsbereiche gegeben. Die Rückholbarkeit der Behälter muss deren Entnahme aus dem Gebirgsverbund erlauben. Mit der Rückholung werden Abfallbehälter aus dem passiven Sicherheitssystem des Endlagers entnommen und zurück in die menschliche Obhut überführt.

Aus den zugrundeliegenden Anforderungen an die Rückholbarkeit wurden von Bollingerfehr et al. (2014) und Herold et al. (2018) ein als "Re-Mining"-Strategie bezeichnetes Vorgehen als geeigneter Lösungsansatz für die technische Umsetzung der Rückholung beschrieben. Diese Strategie beinhaltet die Einlagerung der Behälter, deren zeitnahen Versatz und den Verschluss der Grubenteile entsprechend des Einlagerungsfortschrittes. Für eine Erleichterung der Rückholung können konzeptionelle und technische Anpassungen am Einlagerungskonzept erfolgen. Es ist auch möglich Anpassungen zur Gewährleistung günstiger Bedingungen im erwarteten Rückholungszeitraum vorzunehmen. Wird während der laufenden Betriebszeit die Entscheidung zur Rückholung getroffen, erfolgt die Wiederauffahrung der bereits verfüllten Grubenteile und damit die Schaffung eines neuen Zugangs zu den Endlagerbehältern. Diese werden in geeigneter Weise freigelegt und mit entsprechender Technik aufgenommen. Der

Transport in den Strecken und nach über Tage kann mit bestehenden Systemen erfolgen. Die Rückholungstätigkeit als *"der aktive Vorgang der Entnahme von Abfallbehältern aus dem Endlager"* (NEA, 2011) endet somit nach dem Transport nach über Tage.

Die bevorzugte Re-Mining-Strategie bedingt für die Rückholung der Endlagerbehälter bei der Bohrloch- und Streckenlagerung eine Neuauffahrung aller benötigten Strecken und schließt auch den Umgang mit dem Ausbau aus der Betriebszeit bzw. dem Einlagerungsbetrieb ein. Eine Entnahme des Ausbaus vor dem Versatz würde zwar den Zielkonflikt zur Langzeitsicherheit entschärfen, ist aber mit hohen Risiken der Betriebssicherheit verbunden. Der Ausbau wird während der Errichtung des Endlagers eingebracht und verbleibt auch nach Ende der Nutzungsdauer im Gebirge. Damit beeinflusst der Ausbau auch die Neuauffahrung aller Strecken während der Rückholung. Zusätzlich kann der Ausbau einen Einfluss auf die Langzeitsicherheit bzw. die Entwicklung des Endlagersystems nach Versatz und Verschluss haben. Die Aspekte der betrieblichen Sicherheit, der Langzeitsicherheit und der Rückholbarkeit führen zu einem Zielkonflikt, gekennzeichnet durch teils gegensätzliche Anforderungen an das Ausbausystem. Die betriebliche Sicherheit erfordert einen zuverlässig funktionsfähigen Ausbau mit einer Lebensdauer über die gesamte Betriebszeit. Dies gilt vor allem für den Ausbau im Kontrollbereich. Dort sind zusätzliche Instandsetzungsarbeiten während der Betriebszeit zu vermeiden. Das Rauben des Ausbaus vor dem Verschluss birgt erhebliche betriebliche Risiken und ist nicht vorgesehen. Für die Langzeitsicherheit und auch die Rückholbarkeit ist ein verbleibender Ausbau aber eher hinderlich.

In den Betrachtungen nach Herold et al. (2018) bildet die späteste mögliche Rückholung das Referenzszenario. Zu diesem Zeitpunkt sind alle Strecken des Grubengebäudes bereits vollständig versetzt und durch Streckenverschlüsse verschlossen. Mit der Neuauffahrung zur Durchführung der Rückholung soll auch das frühere Grubengebäude wieder genutzt werden. Dies schließt eine Nutzung des vorhandenen Streckenausbaus mit ein. Eine zusätzliche Durchörterung des Einlagerungshorizonts wird insbesondere bei der zwangsläufigen Annäherung an das alte Grubengebäude als gebirgsmechanisch ausgesprochen nachteilig angesehen und ist deshalb nach Möglichkeit zu vermeiden. Eine Entnahme des Ausbaus vor dem Versatz würde zwar den Zielkonflikt zur Langzeitsicherheit entschärfen, ist aber mit hohen Risiken der Betriebssicherheit verbunden und wird daher nicht weiter betrachtet. Die Entnahme sollte nur auf die unbedingt notwendigen Streckenteile (z.B.: Dichtungsstandorte) begrenzt sein.

Für die Konzeption der Neuauffahrung sind somit die Eigenschaften des Versatzkörpers, des Ausbaus und des Wirtsgesteins zu beachten. Alle drei Materialien weisen deutlich unterschiedliche mechanische Eigenschaften auf. Dies ist bei der Auswahl einer geeigneten Vortriebs-technik zu beachten. Bei Neuauffahrung des Grubengebäudes wird im Wesentlichen der weiche Bentonit- oder der Tonstein-Granulat-Buffer entfernt und parallel dazu die Stabilität des Hohlraums geprüft bzw. wiederhergestellt. Im Umgang mit dem vorhandenen Streckenausbau sind drei grundsätzliche Strategien denkbar:

- A) Ausbaudimensionierung für Einlagerung und Ertüchtigung bei Neuauffahrung
- B) Rauben des alten und Errichtung eines neuen Ausbaus bei Neuauffahrung
- C) Ausbaudimensionierung für die maximale Betriebszeit (Einlagerung und Rückholung)

Von den genannten Strategien zum Umgang mit dem Ausbau wird Strategie A – Ausbaudimensionierung für Einlagerung und Ertüchtigung bei Neuauffahrung – als Vorzugsvariante für alle Grubenbaue gewählt.

Im Referenzszenario der Rückholung (späteste Rückholung) ist für die langlebigen Grubenbaue das Ende der geplanten Nutzungsdauer somit mit dem Beginn der Rückholung erreicht. Unter der Annahme, dass die Rückholung eine ähnliche zeitliche Dauer im Vergleich zur Einlagerung in Anspruch nimmt, muss der Ausbau in diesem Fall für die weitere Nutzungsdauer der Rückholung ertüchtigt werden. Dies entfällt nur für andere Rückholungsszenarien mit einem früheren Rückholungsbeginn. Solange die Betriebszeit "Einlagerung" plus die Betriebszeit "Rückholung" kleiner als die ursprünglich geplante Gesamtbetriebszeit der Einlagerung ist, deckt der Auslegungszeitraum des Ausbaus langlebiger Grubenräume den Rückholungsbetrieb ab. Die Nutzungsdauer kurzlebiger Grubenbaue ist mit Rückholungsbeginn teils deutlich überschritten. Kurzlebige Grubenteile sind mit Rückholungsbeginn schon lange versetzt und verschlossen. Die verbleibende Tragfähigkeit der einzelnen Grubenteile ist nicht bekannt. Im Rahmen der Strategie A muss deshalb parallel zur Wiederauffahrung der Zustand des gesamten Ausbaus überprüft und dieser ggf. instandgesetzt werden. Die Neuauffahrung beschränkt sich in diesem Fall im Wesentlichen auf die Versatzentnahme. In diesem Zusammenhang umfasst der Begriff Instandsetzung gemäß DIN 31051, 3.1.4 Maßnahmen zur Wiederherstellung des ursprünglichen bzw. eigentlichen Zustands (Sollzustand). Dies bedeutet, der Ausbau erfüllt nach der Instandsetzung alle betrieblichen Anforderungen. Der erforderliche Instandsetzungsaufwand muss parallel zur Versatzentnahme geprüft und umgesetzt werden. Die Instandsetzungsarbeiten können begrenzt, auch die Entnahme geschädigter Bereiche des Ausbaus umfassen. Dies ist bei der Auswahl der Vortriebstechnik zu berücksichtigen und kann zu deutlich variierenden Vortriebsleistungen führen. Mit der Ertüchtigung des Ausbaus kann eine Verringerung des offenen Streckenquerschnitts einhergehen, die wiederum zu einer Beeinträchtigung der Fahrwege für die benötigten Maschinen führen kann. Dies ist in jedem Fall zu vermeiden.

4.3 Geochemische und langzeitrelevante Aspekte

4.3.1 Wechselwirkungen mit Bentonit

Die Auswahl von Tongesteinen als mögliches Wirtsgestein für ein Endlager für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente geht auch auf die günstigen Eigenschaften der Tonminerale zurück. Tonminerale sind Verwitterungsprodukte. Tonminerale können eine Quellfähigkeit besitzen und vermögen, Ionen oder Moleküle zu binden (Sorbtionsfähigkeit). Die Quellfähigkeit der Tonminerale beruht auf der Austauschbarkeit von Kationen. An diesen Zwischenschichtkationen können sich andere Ionen oder polare Moleküle, wie Wasser, anlagern. Die Einlagerung dieser größeren, polaren Moleküle führt zu einer Volumenvergrößerung, dem Quellen. Der Kationenaustausch durch die Einlagerung von Wasser in den Zwischenschichten wird auch als kristallines Quellen bezeichnet. Zusätzlich können sich auch Wassermoleküle kolloidal um die Tonminerale anlagern. Dieser Vorgang wird als osmotisches Quellen bezeichnet (Seher & Bracke, 2012).

„In einem Endlager im Tonstein werden zementhaltige Materialien sowohl für Verschlusssysteme und Behälter- bzw. Verfüllmaterialien verwendet, als auch zur Streckensicherung eingesetzt. Die Formationswässer aus dem Tonstein werden nach dem Verschluss des Endlagers den eingebrachten Zement aufsättigen. Der Kontakt mit Formationswässern führt zu einer Korrosion der Zementphasen. Diese alterierte Lösung kann wiederum mit dem Tonstein wechselwirken. Die geochemischen Bedingungen der Formationswässer der Tonsteine werden neben der Zusammensetzung durch die Parameter pH, Eh, O₂, pCO₂ und Ionenstärke beschrieben. Je nach geochemischen Bedingungen kann es zu mineralogischen Umwandlungen der Tonminerale kommen.

Die Veränderung des Tonsteins wird beeinflusst von der Rate und dem Mechanismus der Auflösungsprozesse, der Veränderung der Porosität und Permeabilität im Tonstein, der zeitlichen Entwicklung der Zusammensetzung des Zementporenwassers, der Kristallinität und der Art der sekundären Minerale, dem CO₂-Partialdruck im Tonstein.“ (Seher & Bracke, 2012),

Kommen gewöhnliche Zemente zum Einsatz (OPC) entstehen aus den Wechselwirkungen zwischen Zementstein und zutretenden Lösungen sekundäre, alkalische Lösungen. Diese können den Tonstein und Bentonit (z. B.: als Verschlussmaterial eingesetzt) beeinflussen. Aus der Mineralumwandlung heraus entstehen vor allem Zeolithe. Torres et al. (2013) fassen diese Wechselwirkungen wie folgt zusammen:

- Hochalkalischer Zement baut sich schneller ab als niedrigalkalischer Zement. Bei letzterem verschlechtert sich der Abbau durch Zerstörung des C-A-H-Gels
- Gelöste Elemente und Wasser wandern in den ersten Stunden vom frischen (noch nicht verfestigtem) Beton zum Bentonit
- Der Zementstein wird entwässert und seine Hohlräume werden breiter; das Wasser wandert aus dem Bentonit in die dichte Zementmatri.
- Der dichte Zementstein wird rissig
- pH=12,6 scheint der Schwellenwert für signifikante Veränderungen der Smektitkomponenten zu sein
- Ca wandert vom Zement zum Ton und verursacht Ionenaustausch und Veränderung der Mikrostruktur des Tons durch Koagulation weicherer Teile

Aus den genannten Erkenntnissen heraus wird geschlussfolgert, dass der Einsatz sogenannten low pH-Betons oder LPC (low-pH-concrete, vgl. DIN EN 206) die negativen Auswirkungen auf den Bentonit begrenzt. Low pH bedeutet in diesem Fall, den pH-Wert der Porenlösung deutlich unter pH 13 und möglichst um einen pH-Wert von pH 11 oder kleiner einzustellen. Beim Einsatz von gewöhnlichen Portlandzement (OPC) entstehen typischerweise Porenlösungen mit einem pH-Wert 13,5. Eine einheitliche Definition zum LPC existiert nicht. Um geringe pH-Werte zu erreichen, müssen - ausgehend von gewöhnlichem Zement (OPC) - verschiedene Komponenten ausgetauscht werden. Es sind Zemente mit geringem Alkaligehalt einzusetzen, und der Anteil an Portlandit ist zu begrenzen/reduzieren. Portlandit bildet die Hauptquelle für OH-Ionen. Erreicht wird dies durch die Beigabe puzzolansicher Zusätze, wie polykondensierte, amorphe Kieselsäure; SiO₂-reiche Mineralzuschläge (Metakaolin) oder CaO-arme Ofenschlacken und Flugaschen (Cau Dit Coumes et al., 2006), (Codina et al., 2008) „(Fu et al., 2002) (Alonso et al., 2007).

4.3.2 Gasbildung und Gasdruckentwicklung durch Metallkorrosion

In einem Endlager für radioaktive Abfälle können bei Anwesenheit von Wasser durch unterschiedliche Prozesse Gase, darunter vor allem Wasserstoff, gebildet werden. Die erzeugten Gasmengen sind dabei im Allgemeinen erheblich und führen zu einem Gasdruckaufbau im Endlager. Dieser Gasdruck kann zu einer Schädigung der geotechnischen und geologischen Barrieren führen und damit die Funktionsfähigkeit bzw. Einschlussfähigkeit stören. Die zu betrachtenden gasbildenden Prozesse sind neben der Radiolyse vor allem chemische und mikrobielle Reaktionen. In Anwesenheit von Stahl ist die anaerobe Korrosion von Eisen der wichtigste gasbildende Prozess (Jobmann et al., 2016), (Diomidis et al., 2016)

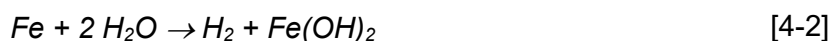
Die wichtigsten Einflussgrößen der Korrosion von Metallen in wässrigen Lösungen sind:

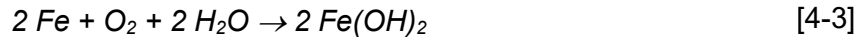
- Sauerstoffgehalt (aerob/anaerob)
- pH-Wert
- gelöstes Chlorid/Salzgehalt
- Temperatur
- Verfügbare Oberfläche

Stähle sind Eisen-Kohlenstoff-Legierungen, die weitere Bestandteile, vor allem Metalle enthalten können, um die Materialeigenschaften in Bezug auf die Einsatzbedingungen zu optimieren. Für die Fragestellung ist es ausreichend, das Verhalten von Eisen zu beschreiben. Metallisches Eisen (Fe) ist außerhalb des sogenannten Immunitätsbereiches nicht stabil, es oxidiert. Sofern ein Elektrolyt vorhanden ist, wie Wasser, werden Elektronen abgegeben:

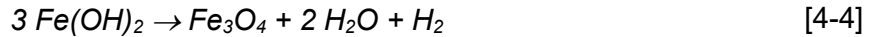


Die Elektronen müssen von einem Bestandteil des Elektrolyten gebunden werden. Zu unterscheiden sind die zwei Fälle, ob zusätzlich Sauerstoff vorhanden ist (aerobe Bedingungen) oder der Elektrolyt sauerstofffrei ist (anaerobe Bedingungen). Für die Reaktion von Eisen in Gegenwart von Wasser gilt damit im neutralen Milieu:

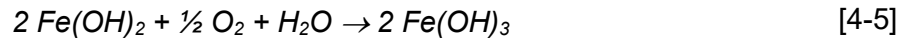




In Abhängigkeit des chemischen Milieus können die Eisenhydroxide auf der Metalloberfläche eine Schutzschicht bilden oder es kann eine fortschreitende Metalloxidation auftreten. Die Entstehung oder Erzeugung einer Schutzschicht wird als Passivierung oder genauer als Deckschichtpassivierung bezeichnet. Für das anaerobe Milieu gilt in vereinfachter Form die Gl. 4.4, wobei jedoch die Bildung von Magnetit (Fe_3O_4) erst unverzögert oberhalb von etwa 80 °C auftritt. (Amelung et al., 2004)



Nach Beck & Burkert (2011) können sich unter aeroben Bedingungen eine Vielzahl von Verbindungen bilden, da neben der Oxidation Hydratbildungen und Dehydratisierungen auftreten:



Sofern keine Passivierung der Oberfläche stattfindet und die Reaktionen fortschreiten, findet eine Korrosion statt. Pourbaix-Diagramme geben die thermodynamische Beständigkeit eines Metalls und die seiner Reaktionsprodukte und damit die Bereiche der Passivität, Immunität und Korrosion in Abhängigkeit vom pH-Wert und vom Potential gegenüber der Wasserstoffnormalelektrode wieder, vgl. Abbildung 4-2.

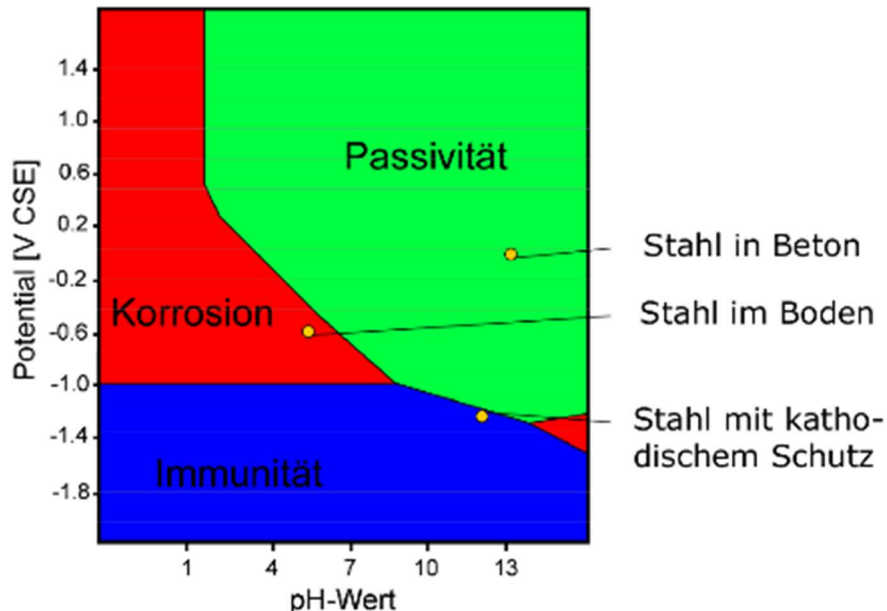


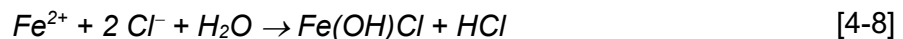
Abbildung 4-2: Pourbaix-Diagramm (Potentialdifferenz vs. pH-Wert) des Systems Eisen/Wasser bei einer Eisenionen-Konzentration von 10^{-6} mol/L mit den Bereichen der Immunität (blau), Deckschichtpassivität (grün) und Korrosion (rot) (Pourbaix, 1974)

Pourbaix-Diagramme setzen jedoch die Gegenwart eines Elektrolyten voraus und ihre Nutzung erfordern die Kenntnis der Eh-pH-Bedingungen dieses Elektrolyten. Fehlt der Elektrolyt, so kann der Stahl nicht reagieren (z.B. Gräf & Thielen, 1995). Zudem erlauben die Pourbaix-Diagramme keine Aussagen zur Geschwindigkeit der Reaktionen. Baustofftechnologisch wird jedoch davon ausgegangen, dass Korrosion nur dann auftreten kann, wenn die Passivierung verloren geht und wenn ausreichend Wasser (Elektrolyt) und Sauerstoff den Stahl erreichen (z.B. Gräf & Thielen, 1995). Teleander & Westermann (1993) geben Korrosionsraten von Stahl bei Umgebungstemperatur (25 °C) unter anaeroben wässrigen Bedingungen in Abhängigkeit vom pH-Wert zur Orientierung an, die in der Tabelle 4-4 zusammengestellt sind. Bei Abwesenheit von Sauerstoff (anaerobe Bedingungen) und einem pH-Wert des Baustoffs, der eine Passivierung der Stahloberfläche ermöglicht, ist die Korrosion der Bewehrung von Beton äußerst gering und vernachlässigbar.

Tabelle 4-4: Korrosionsraten von Stahl (Teleander & Westermann, 1993)

pH-Wert	7	10 - 11	12	13
Korrosionsrate [$\mu\text{m/a}$]	1	0,01 – 0,1	0,001 – 0,01	< 0,001

Von Bedeutung für die Stabilität von Bewehrungsstahl ist zudem das Auftreten von Chloriden. Chlorid-Salze verändern die elektrische Leitfähigkeit und nehmen aktiv an den Reaktionen teil. So können beispielsweise Chlorid- mit Eisenionen nach Gl. 4-8 reagieren, wobei Salzsäure (HCl) entsteht (vgl. Beck & Burkert, 2011):



Sofern die Salzsäure nicht neutralisiert wird, zum Beispiel im Falle des Auftretens von Carbonaten, kann Wasserstoff entstehen. Bezüglich des quantitativen Einflusses der Chloride ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich mehrere Einflüsse überlagern. So nimmt bei zahlreichen Salzlösungen die elektrische Leitfähigkeit mit ansteigender Konzentration zu, um bei ansteigender Konzentration nach einem Maximum wieder abzufallen. Nach Tsang & Apps (2005) ist die Korrosionsrate von Stahl in Salzlösungen direkt proportional mit der Sauerstoffkonzentration der Lösung, siehe Abbildung 4-3. Erst unterhalb einer Sauerstoff-Konzentration von 0,05 ppm dominieren weitere Einflussfaktoren die Reaktionen. In diesem Zusammenhang ist von besonderer Relevanz, dass die Fähigkeit von Salzlösungen Sauerstoff zu binden stark mit steigender Salzkonzentration sinkt, vgl. Abbildung 4-4.

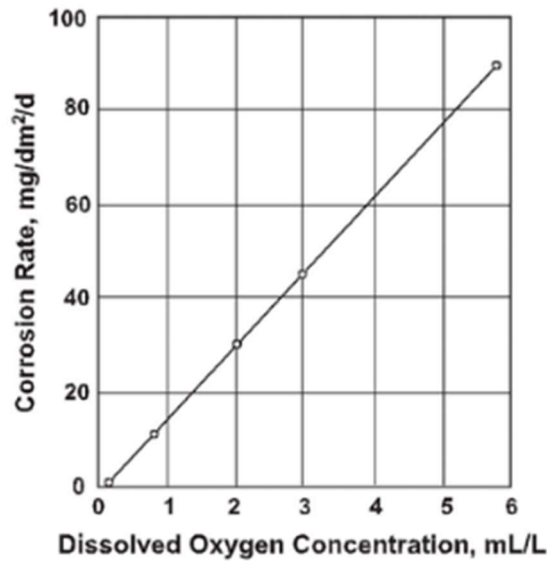


Abbildung 4-3: Einfluss der Sauerstoffkonzentration auf die Korrosion von Eisen (Tsang & Apps, 2005)

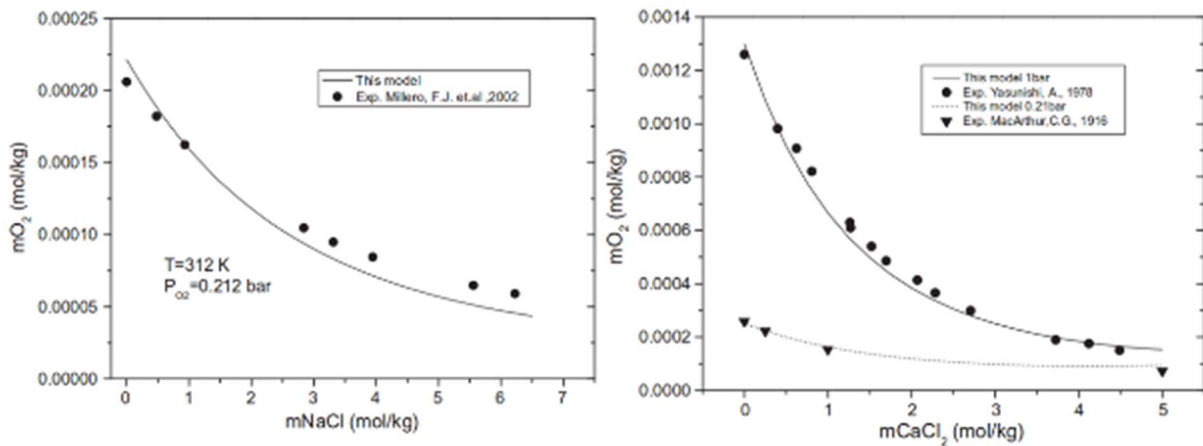


Abbildung 4-4: links: Löslichkeit von O₂ in Abhängigkeit der Konzentration von NaCl-Lösungen bei einer Temperatur von 312 K (39 °C) nach Geng & Duan (2010), rechts: Löslichkeit von O₂ in CaCl₂-Lösungen in Abhängigkeit der Temperatur (Geng & Duan, 2010)

Die Überlagerung der einzelnen Einflussfaktoren führt dazu, dass bei niedrigen Salzkonzentrationen die Korrosionsraten zunächst ansteigen bzw. höhere pH-Werte der Porenlösung erforderlich sind, um eine signifikante Korrosion zu verhindern (Breit, 1997). Nach einem Maximum, dass bei NaCl-Lösungen bei 3 wt.-% liegt nehmen die Korrosionsraten dann wieder ab. 3,0 Ma.-% NaCl entsprechen 18,56 g Cl⁻/Liter oder 0,5235 mol Cl⁻/Liter.

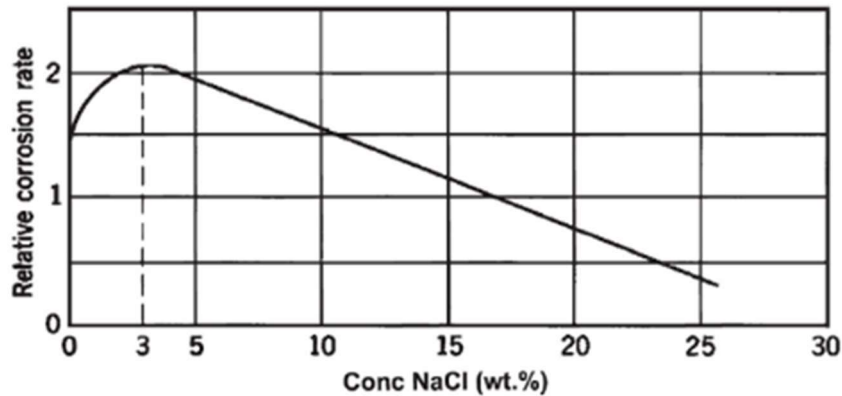


Abbildung 4-5: Korrosionsrate von Stahl in sauerstoffgesättigter NaCl-Lösung bei 21,1 °C nach Uhlig & Revie (1985), vgl. (Pollitt, 1926)

Diomidis et al. (2016) vergleichen die zu erwartenden Korrosionsraten an unterschiedlichen Metallen. Im Vergleich zu Eisen weisen beispielsweise Aluminium und Zink deutlich höhere Korrosionsraten auf und würde so zumindest theoretisch zu einer schnellen Gasbildung führen. Da diese Metalle aber nur in sehr geringen Mengen im Endlager zu erwarten sind (z.B. als Bestandteil der Abfälle), wird auch ihr Einfluss auf die Gasbildung als vernachlässigbar eingeschätzt. Eisen und Stahl wird dagegen als Teil der Behälter, als Einbauten in Einlagerungszellen oder als Teil des Ausbausystems in signifikanten Mengen im Endlager vorhanden sein und bildet damit auch eine Hauptquelle der zu erwartenden Gasbildung während der Nachverschlussphase.

"Bei der anaeroben Korrosion des Eisens bildet sich unter Verbrauch von Wasser und Bildung von Wasserstoff zunächst Eisen(II)oxid, das anschließend in Magnetit umgewandelt wird (Müller et al. 1992). Bei der Korrosion von einem Kilogramm Eisen werden dabei bis zu 0,535 Normalkubikmeter Wasserstoff gebildet. Die Korrosion verschiedener Behältermaterialien in Lösungen unterschiedlicher Ionenstärke wurde in zahlreichen nationalen und internationalen Forschungsvorhaben untersucht. Bei der Verwendung von Neutronenmoderatoren aus Polyethylen im Behälter kann es zu einer zusätzlichen Gasproduktion durch die mikrobielle Umwandlung des Polyethylens kommen. Dabei können je nach Umwandlungsprozess Kohlendioxid, Wasserstoff, Methan, Stickstoff und Schwefelwasserstoff gebildet werden. Der mikrobielle Umwandlungsprozess von Polyethylen ist allerdings im Allgemeinen sehr viel langsamer, als die Korrosion von Eisen." (Jobmann et al., 2016)

(GRS, 1996) fasst Forschungsergebnisse und Laboruntersuchungen zusammen. Nach (GRS, 1996) ist festzustellen:

- Die Korrosionsraten von Edelstahl und Zircaloy liegen im untersuchten Temperaturbereich für alle Korrosionsmedien unterhalb der Nachweisgrenze des gaschromatischen Messverfahrens von 0,3 ~m/a
- Für einfache Baustähle wurden höhere Gasbildungsraten ermittelt
- Es ist davon auszugehen, da die Korrosionsgeschwindigkeiten durch die Bildung passivierender oder korrosionshemmender Deckschichten mit der Zeit abnehmen, dass Extrapolationen über die Messzeiträume hinaus unzulässig sind

Die experimentellen Untersuchungen am Forschungszentrum Jülich berücksichtigten saline Umgebungsbedingungen. Nachzulesen in (GRS, 1996) ab Seite 84 bzw. A-63. Untersucht wurden Gusseisen, Baustahl und Edelstahl. Für die Entwicklung eines Ausbaukonzeptes sind vor allem die Ergebnisse zum Baustahl interessant sein, da dieser als potentieller Werkstoff im Ausbau in Frage kommt.

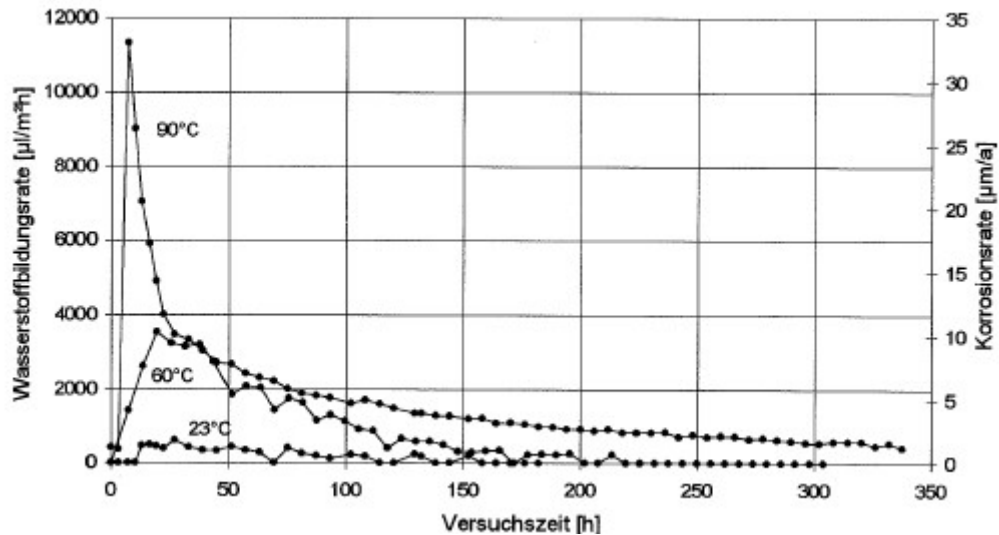


Abbildung 4-6: Wasserstoffbildungsrate von Werkstoff 1.0038 (Baustahl) in ges. NaCl-Lösung (GRS, 1996)

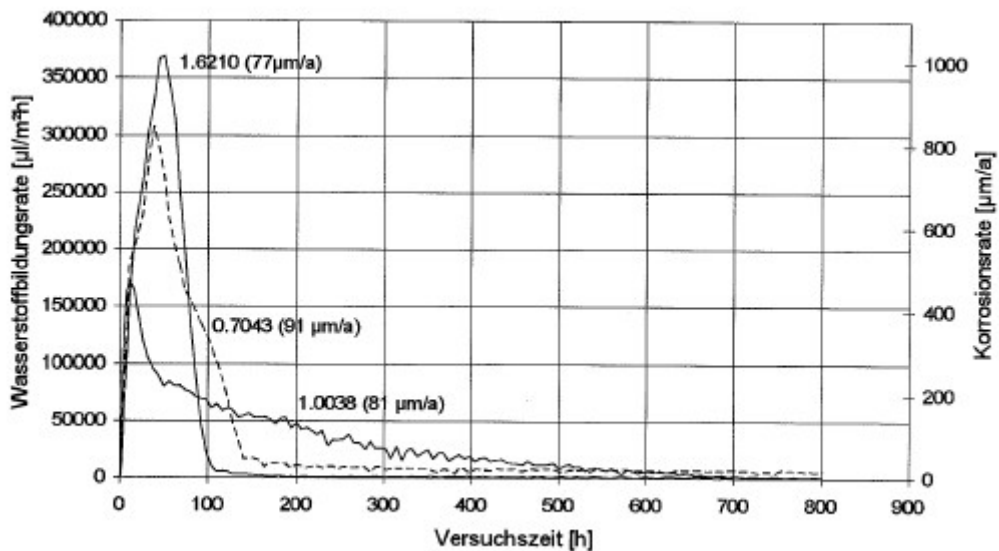


Abbildung 4-7: Wasserstoffbildungsrate der Werkstoffe 0.7043, 1.0038 (Baustahl) und 1.6210 in Q-Lauge (GRS, 1996)

Nach Schenk (1983) ist eine Wasserstoffbildung an Eisen im Lager grundsätzlich schon bei Anwesenheit von reinem Wasser möglich. Korrosionsexperimente unlegierter Stähle in CO₂-haltigem Wasser weisen einen Eisenabtrag von ca. 11 g/m² aus. Schenk (1986) untersuchte Eisenkorrosionsraten und einhergehende Wasserstoffbildungsrate für Stahlguss (GS-40). In

den Experimenten wurden sehr kleine Korrosionsraten von $1 \mu\text{m/a}$ bzw. kleiner $0,1 \mu\text{m/a}$ beobachtet. Die Experimente wurden mit Referenzlösungen für den in der Schweiz favorisierten Opalinuston durchgeführt. Die Wasserstoffbildung für die beiden Referenzlösungen erreichte ein stationäres Minimum zwischen $0,6$ und $0,95 \text{ ml(H}_2\text{)}/\text{m}^2\cdot\text{h}$ und Korrosionsraten zwischen $1,7$ und $2,7 \mu\text{m/a}$. Umrechnet auf 1 kg Eisen entspricht das $0,4 \text{ m}^3$ bis $0,6 \text{ m}^3 \text{ H}_2$, was mit den aus (Jobmann et al., 2016) genannten Werten vergleichbar ist.

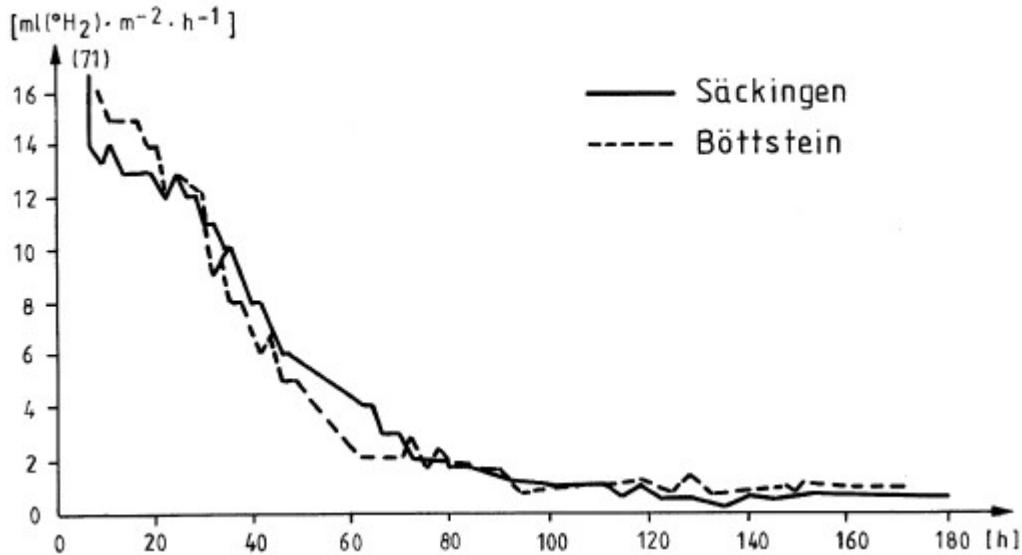


Abbildung 4-8: Zeitlicher Verlauf der H_2 -Bildung in Wasser aus Säckingen und Böttstein bei 80°C Schenk (1986)

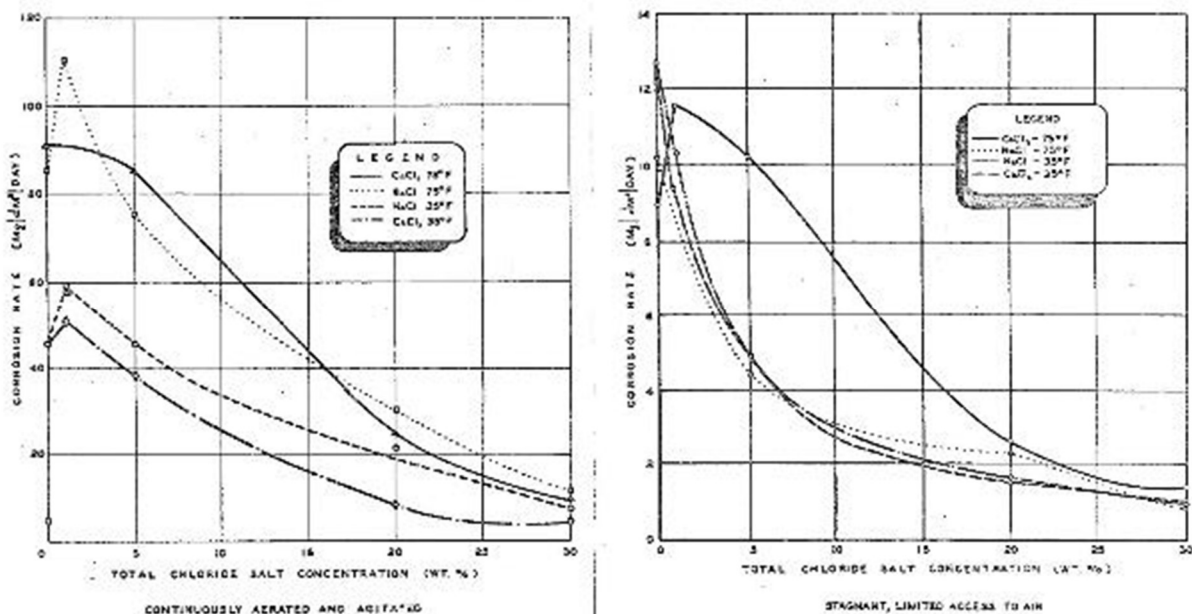


Abbildung 4-9: Korrosionsraten von Stahl in Salzlösungen unterschiedlicher Zusammensetzung und Konzentration (Sisler & Peterson, 1949)

Mit dem Ziel nachzuweisen, dass Reaktionen der Inhaltsstoffe eindringender Lösungen mit dem Baustoff und der Bewehrung die Funktionsfähigkeit des Ausbaus über einen Zeitraum von 40 Jahren nicht einschränken, erfolgten auch auf der Schachanlage Konrad In-situ-Untersuchungen des Ausbaus und Laboruntersuchungen an Bohrkernen. Die Resultate dieser Untersuchungen wurden auf der Basis des Kenntnisstandes der Baustofftechnologie ausgewertet. Des Weiteren erfolgten geochemische Modellierungen. Die Arbeiten und Befunde sind bisher nicht veröffentlicht und werden an dieser Stelle kurz zusammengefasst. Zusätzlich werden Grundlagen zu den potentiell möglichen Reaktionen der Lösungen mit der Bewehrung dargestellt.

Im Rahmen der Untersuchungen auf der Schachanlage Konrad wurden Spritzbeton-Ausbauten beprobt, die vor 20 bis 27 Jahren erstellt wurden. Diese Spritzbetone wurden mit Portlandzement, einer Mischung quarzitischer und karbonatischer Gesteinskörnung sowie Wasser und Zusatzmitteln (Erstarrungsbeschleuniger) hergestellt. Bewehrungsstahl, Betonstahl oder Armierungseisen dient als Bewehrung (Verstärkung) von Stahlbetonbauteilen und wird nach dem Einbau in die Schalung mit Beton vergossen. Die erforderlichen Eigenschaften sind beispielsweise in der DIN 488-1 (früher DIN 1045-1) oder in der Europäischen Norm EN 10080 geregelt. Eine wichtige Eigenschaft des Betonstahls ist dessen Verbund mit dem umgebenden Beton. Zur Verbesserung des Verbunds werden Rippen aufgerollt oder aufgewalzt. Die Rippen haben eine maximale Höhe von 4,5 % und einen Abstand von 60 % des Stabdurchmessers. Durch die Rippen wird eine lokale Verzahnung zwischen dem Beton und dem Stahl erreicht, was eine optimale Kraftübertragung über eine kurze Verbundlänge ermöglicht. Verfahren zum Korrosionsschutz wurden nicht angewendet.

Nach den Untersuchungen sinkt die Korrosion von Stahl, wenn

- die Mengen an Elektrolytlösung abnimmt
- bei hochkonzentrierten Elektrolytlösungen der Salzgehalt ansteigt
- der Sauerstoffgehalt der in Kontakt tretenden Lösung sinkt

Zudem ist für den Korrosionswiderstand von Bewehrung von Vorteil, wenn der Stahl vollständig von Beton umschlossen wird, der einen hohen pH-Wert gewährleistet. Eine Voraussetzung ist hierfür, dass eine Carbonatisierung noch nicht die Bereiche der Bewehrung erreicht hat.

Die aus dem Gebirge der Schachanlage Konrad austretenden Lösungen haben sehr hohe Salzgehalte und enthalten keinen Sauerstoff. Zudem zeigten die Untersuchungen des Spritzbetonausbaus in der Schachanlage Konrad und die hieraus entnommenen Bohrkern, dass die Bewehrung von nicht carbonatisiertem Spritzbeton umschlossen wird. Demnach ist bei einem Kontakt dieser Lösungen keine relevante Korrosion des Bewehrungsstahls zu erwarten. Streckenseitig kann Luft und damit Sauerstoff in den Porenraum des Spritzbetons eindringen. In Folge der niedrigen Luftfeuchtigkeit verdunstet aber das Wasser aus der Porenlösung des Spritzbetons bzw. die in den Spritzbeton eingedrungene Salzlösung. Dieser Prozess führt dazu, dass die Porenräume mit Salzen verstopfen und die Menge des für die Korrosion erforderlichen Elektrolyten abnimmt. Beim Evaporieren von Wasser steigt zudem die Konzentration der Lösung weiter an, die somit noch weniger Sauerstoff lösen kann.

Diese Beurteilung auf der Basis der Baustoff- und Werkstoffkunde entspricht den Befunden der Untersuchungen an den Bauwerken und Bohrkernen, die belegen, dass die Bewehrung

unter Tage in einem sehr guten Zustand ist. An den frisch entnommenen Bohrkernen konnte keine nennenswerte Bewehrungskorrosion festgestellt werden. Demzufolge kann auf der Basis der Daten die Prognose getroffen werden, dass die Funktionsfähigkeit der Bewehrung auch über mehr als 40 Jahre gewährleistet ist.

Die anaerobe Korrosion von Eisen und Stahl stellt eine Hauptquelle für die Gasbildung während der Nachverschlussphase dar. Da die anaerobe Korrosion und damit Gasbildung innerhalb des Endlagersystems nicht zu vermeiden ist, muss zur Kontrolle der Gasbildung und Gasdruckentwicklung der Anteil an Eisen bzw. Stahl im Endlager reduziert werden. Für die zu entwickelnden Ausbaukonzepte wird deshalb gefordert, die Eisen- bzw. Stahlteile soweit wie möglich zu reduzieren.

4.3.3 Mikrobielle Zersetzung und „Lebewesen“ im Endlager

Die mikrobielle Zersetzung ist neben der Metallkorrosion die zweite wichtige Gasbildungsquelle. Organika sind vor allem aufgrund der Gasbildung durch bakterielle Degradation und durch entsprechende Radionuklide für den Langzeitsicherheitsnachweis relevant. Die wichtigste langzeitstabile organische Verbindung ist Methan mit den entsprechenden Radionukliden C-14 und Tritium (H-3 oder T) (Stark et al., 2014).

Für ein Endlager mit anaeroben Bedingungen werden im Allgemeinen folgende Prozesse erwartet (Brake & Müller, 2005):

- Fermentation von Glukose, Fruktose, Zitronensäure, Laktat
- Nitratreduktion
- Sulfatreduktion
- Methanbildung aus Methylaminen, Kohlendioxid und Wasserstoff

Die mikrobielle Aktivität wird von der Anwesenheit einer Nahrungsquelle und den Umgebungsbedingungen bestimmt. In einem HAW-Endlager im Tongestein treten extreme Umgebungsbedingungen auf. Es wird erwartet, dass Mikroorganismen im Allgemeinen nicht im Tongestein selbst zu finden sind. Die Porenräume innerhalb des Tonstein sind in der Regel zu klein um für die Organismen als Transportpfad zu dienen. Innerhalb des Porenwassers und entsprechenden Wegsamkeiten sind dagegen Mikroorganismen zu erwarten.

Zur Anwesenheit von Mikroorganismen in einem Endlager und einer biogenen Gasproduktion existieren vereinzelte Untersuchungen bzw. Studien zumeist mit dem Fokus auf einzelne Wirtsgesteine. Zusammenfassungen sind in Jobmann et al. (2016) und Diomidis et al. (2016) zu finden. Untersuchungen zur Schachtanlage Konrad wurden von Schlegel et al. (1990) durchgeführt. Zusätzlich zu spezifischen Arbeiten für ein Endlager können auch Erkenntnisse aus anderen Ingenieurwissenschaften/-disziplinen genutzt werden. Ein Feld ist beispielsweise die Geothermie. Tiefenwässer stellen im Allgemeinen extreme Biotope dar. Im Untergrund treffen mehrere außergewöhnliche Standortfaktoren zusammen (Köhler et al., 1997):

- Temperaturen von ca. 40 °C bis > 90 °C
- Salzgehalte zwischen 8 % und 30 %
- Drücke von etwa 10 MPa bis 25 MPa

- anaerobe Bedingungen

„Auf Grund des hohen Anpassungsvermögens, insbesondere der sogenannten extremophilen Mikroorganismen (halophile, thermophile, barophile), ist unter dem Einfluß wachstumsfördernder Faktoren eine Massenentwicklung der in einem Tiefenwasser bzw. Aquifer vorhandenen Mikroorganismen möglich.“ (Köhler et al., 1997)

Nach (Köhler et al., 1997) sind aus zahlreichen mikrobiellen Analysen aus zwei geothermischen Tiefenbohrungen in Mecklenburg-Vorpommern bekannt:

- Grampositive Bakterien, vor allem Sporenbildner der Gattungen Bacillus (B. licheniformis) und Clostridium
- Gramnegative Bakterien, darunter Angehörige der halophilen Gattung Halomonas
- Desulfurizierer, d. h. sulfatreduzierende Bakterien (z. B. Desulfovibrio)
- Methanogene Bakterien, sind in der Lage, aus H₂ und CO₂ unter anaeroben Bedingungen CH₄ zu bilden
- Zeitweise konnten auch filamentöse Pilze (z. B. Aspergillus, Penicillium) sowie Hefen (Rhodotorula und sogen. Schwarzhefen) vor allem unter weniger extremen Bedingungen nachgewiesen werden

„Durch das bei der Reduktion von Sulfat entstehende H₂S werden Metallsulfide ausgefällt. Die Umsetzung kann auch mit Kalziumsulfat (Gips, Anhydrit) des Speichergesteins erfolgen. Die infolge Sulfatreduzierung verursachte Alkalisierung des Mediums führt u. a. zur Fällung von Kalzit. Auch die durch Desulfurizierer verursachte anaerobe Korrosion an Eisenteilen (z. B. an der Bohrlochverrohrung) kann zu erheblichen Schäden führen.“ (Köhler et al., 1997).

Schlegel et al. (1990) führen eine Untersuchung zur mikrobiellen Aktivität unter Umweltbedingungen, wie sie im zukünftigen Endlager Schacht Konrad erwartet werden durch. Unter den Bedingungen, wie sie in den versetzten Einlagerungskammern zu erwarten sind, konnten nur wenige der untersuchten Bakterienarten wachsen. Die Umgebungsbedingungen zwischen Betriebs- und Nachbetriebsphase unterscheiden sich durch leicht erhöhte Temperaturen in Folge der Gebirgstemperatur und fehlender Wärmeabfuhr über die Wetter. Die fehlende Bewetterung führt auch zu anaeroben Verhältnissen. Da Formationswässer ebenso nicht mehr abgeführt werden, wird mit zunehmendem Alter der Strecken ein steigender Anteil von Wasser mit extrem hohem Salzgehalt (19 % NaCl) angenommen. Der hohe Salzgehalt stellt in der Nachbetriebsphase den entscheidenden wachstumslimitierenden Faktor für Mikroorganismen dar. Nach Schlegel et al. (1990) sind die Mikroorganismen zum überwiegenden Teil Salz-sensibel. Extreme Salztoleranz zeigen nur Vertreter der Gattung Desulfovibrio, 4 unbenannte Spezies mit einer NaCl-Toleranz von 8-10 %, und nur eine Spezies (t bis 19 %), die den Salzgehalt des Formationswassers toleriert. Stoffwechselphysiologisch sind diese Spezies völlig unzureichend beschrieben. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass Mikroorganismen während der Betriebsphase in großer Vielfalt im Grubengebäude wachsen können -allerdings nur an anaeroben Mikrostandorten-, während für die Nachbetriebsphase nur ein Desulfovibrio-Stamm bekannt ist, der die 19 % NaCl des Formationswassers toleriert.

Neben der Alteration organischer Bestandteile ist damit auch die Reduktion von Eisen bzw. Stahl eine relevante Nahrungsquelle für Mikroorganismen. Analog zur bereits beschriebenen

anaeroben Korrosion von Eisen, wird auch zur Begrenzung der Mikrobiellen Aktivität bzw. der aus ihr resultierenden Gas- und Gasdruckentwicklung eine Minimierung der Eisen- bzw. Stahlanteile und auch der Menge an organischen Bestandteilen im Ausbausystem gefordert.

5 Ausbaumaterialien für ein Endlager im Tongestein

Für ein Endlager im Tongestein ist nicht jeder Werkstoff für einen Ausbau geeignet, da es zu Wechselwirkungen mit dem Tongestein kommen kann. Insbesondere hochalkalische Baustoffe, wie etwa zementgebundener Beton aber auch Eisenmetalle können unter ungünstigen Voraussetzungen das geochemische Milieu beeinträchtigen. Auf die Besonderheiten von Wechselwirkungen wurde bereits in Abschnitt 4.3 näher eingegangen.

Als potenziell geeignete Werkstoffe für bergmännischen Ausbau sind möglichst pH-neutrale Baustoffe bzw. deren Bestandteile sowie eisenfreie bzw. eisenarme metallische Werkstoffe zu nennen. Neben der Betrachtung von Wechselwirkungen sind weitere Aspekte bei der Auswahl von Ausbau, wie etwa das Brandverhalten (Vermeidung von hohen Brandlasten), zu berücksichtigen. Vereinfacht dargestellt, sollten Ausbaumaterialien für ein Endlager im Tongestein weder das geochemische Milieu negativ beeinflussen noch brennbar sein aber dennoch den ausbautechnischen Zweck erfüllen sowie handhabbar sein. Aus diesen Anforderungen ergeben sich erhebliche Einschränkungen bei der Materialauswahl.

Zementgebundener herkömmlicher Beton hat einen pH-Wert zwischen etwa 12,5 und 13,5. In Verbindung mit Feuchtigkeit kann sich im Bereich der Kontaktfuge von Betonausbau mit hohem pH-Wert und dem anstehenden Tongestein eine unerwünschte Wechselwirkung ergeben. Um dies zu vermeiden, ist die Verwendung von Beton mit niedrigem pH-Wert, sogenannter LPC bzw. Beton ohne Zement als Bindemittel denkbar. Der Zement als Bindemittel im Beton kann grundsätzlich durch andere Bindemittel wie etwa Calciumsulfat (Gips, Anhydrit, etc.) oder Polymer-Kunststoff ersetzt werden.

5.1 Definition Beton

Beton wird durch Mischen von Zement, Gesteinskörnung und Wasser hergestellt und kann auch inerte und reaktive Zusatzstoffe, Zusatzmittel und Fasern enthalten.

Grundlage des Erhärtens von Beton ist die Reaktion von Zement mit Wasser, wobei der einfachste Typ Portlandzement (CEM I) ist und neben Portlandzementklinker Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) oder Anhydrit (CaSO_4) enthält. Aufgabe der Sulfate ist auf der Oberfläche von Aluminaten des Zementklinkers Ettringit zu bilden, so dass die Hydratation der Aluminate behindert wird. Auf diese Weise wird ein vorzeitiges Erstarren der Mischung verhindert und die erforderliche Verarbeitungszeit gewährleistet. Produkte der Hydratation von Portlandzement sind nach Hewlett et al. (2019) und Locher (2000):

- Portlandit (Calciumhydroxid, CH)
- Calciumsilikathydrate (CSH-Phasen)
- Calciumaluminat etc.
- Tetracalciumaluminat(ferrat)hydrat ($\text{C}_4(\text{A},\text{F})\text{H}_{13}$)
- Calciumaluminattrisulfathydrat (Ettringit = AFt)
- Calciumaluminatmonosulfathydrat (AFm)

Bei der Reaktion des Portlandzementklinkers werden Hydroxidionen freigesetzt, wie KOH, NaOH und $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Dies erschließt die Möglichkeit des Einsatzes von Zusatzstoffen, die im alkalischen Milieu Hydratationsprodukte bilden und damit zur Erhärtung beitragen. Es werden Puzzolane und latent-hydraulische Stoffe unterschieden. Puzzolane sind Steinkohlenflugasche und Silikastaub. Die Flugasche entsteht beim Verbrennen von Kohle in Kraftwerken und enthält amorphe Kieselsäure, Quarz und Mullit. Silikastaub ist ein Nebenprodukt bei der Herstellung von Silicium oder von Siliciumlegierungen und besteht fast vollständig aus amorpher Kieselsäure. Latent-hydraulische Stoffe enthalten abweichend zu den Puzzolanen CaO und reagieren daher auch mit Wasser. Technologisch von Relevanz ist Hüttensand, der aus Hochofenschlacke gewonnen wird. Zudem ist natürlicher Trass zu erwähnen.

Die Reaktionen der Puzzolane und latent-hydraulischen Stoffe verbrauchen Hydroxide, so dass der pH-Wert der Baustoffporenlösung sinkt. Abbildung 5-1a zeigt, dass die pH-Wert-Abnahme neben dem Angebot an Hydroxidionen insbesondere vom Gehalt an reaktivem SiO_2 der Zusatzstoffe abhängig ist. Nach Tabelle 5-1 und Abbildung 5-2 sinkt der Na^+ (NaOH) und der K^+ (KOH) der Porenlösung mit zunehmenden Zusatzstoffgehalt und in Abhängigkeit der Zeit.

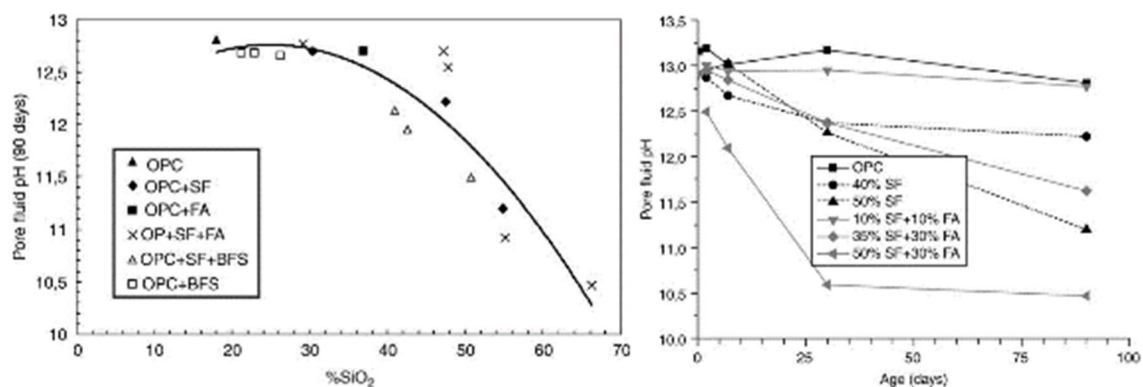


Abbildung 5-1: (a) pH-Wert der Baustoffporenlösung nach 90 Tagen Lagerungszeit abhängig vom Gesamt-SiO₂-Gehalt von Zement und reaktiver Zusatzstoffe, (b) Zeitliche Veränderung des pH-Wert abhängig von der Puzzolanbeimengung, SF = silica fume (Silikastaub), FA = flying ash (Flugasche), BFS = blast furnace slag (Hüttensand) (Ahn & Apte, 2010)

Tabelle 5-1: Zusammensetzung und pH-Wert der Porenlösung von Zementsteinen mit unterschiedlichen Mengenanteilen von CEM-I Zement (Ordinary Portland Cement), Silikastaub (SF) und Flugasche (FA) (Ahn & Apted, 2010)

Mengenanteile reaktiver Bestandteile	pH	Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	SO ₄ ²⁻
OPC (CEM I)	12,9	603,3	2129,5	474,4	12,8
40 % SF	12,2	119,7	321,8	612,1	84,4
50 % SF	11,2	165,1	368,6	650,9	2181
10 % SF + 10 % FA	12,6	118,5	459,4	689,9	31,6
35 % SF + 30 % FA	11,2	175,1	387,9	486,1	1819
50 % SF + 30 % FA	10,5	220,8	219,0	1208,0	3105

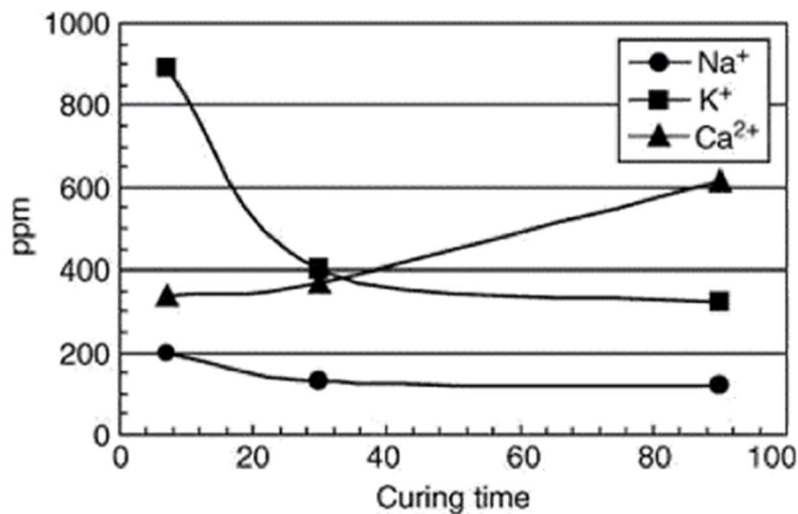


Abbildung 5-2: Zeitliche Entwicklung der Konzentrationen von Na⁺, K⁺ und Ca²⁺-Ionen in einem Zementstein, der mit einer Mischung von 60 % CEM I (Ordinary Portland Cement) und 40 % Silikastaub hergestellt wurde (Ahn & Apted, 2010)

Tabelle 5-2 enthält Angaben zum CaO-, SiO₂- und Al₂O₃-Gehalt von Zusatzstoffen. Die Kapazität mit Hydroxid zu reagieren und diese Ionen zu verbrauchen, steigt in der Reihenfolge Hüttensand, Flugasche und Silikastaub. Demnach haben die Stoffe ein unterschiedliches Vermögen mit der Lösung zu reagieren (Abbildung 5-1b) und den pH-Wert zu senken.

Tabelle 5-2: Calciumoxid-, Siliciumdioxid- und Aluminiumoxidgehalt von Betonzusatzstoffen in %

Bestandteil	Hüttensand	Flugasche	Silikastaub
CaO	30 – 45	0,6 – 8,5	<0,4
SiO ₂	30 – 45	40 – 60	>90
Al ₂ O ₃	5 – 15	23 – 24	1,0 – 1,4

Die Abhängigkeit des pH-Werts vom SiO₂-Anteil belegt, dass CSH-Phasen das hauptsächliche Reaktionsprodukt sind. Ihre Zusammensetzung und damit ihr CaO/SiO₂-Verhältnis (C/S) ist variabel. Der Ersatz von Zementklinker durch reaktive Zusatzstoffe reduziert neben dem pH-

Wert des CaO/SiO_2 -Verhältnisses des Zementsteins und damit das C/S-Verhältnis der CSH-Phasen (Abbildung 5-3) (Hewlett et al., 2019).

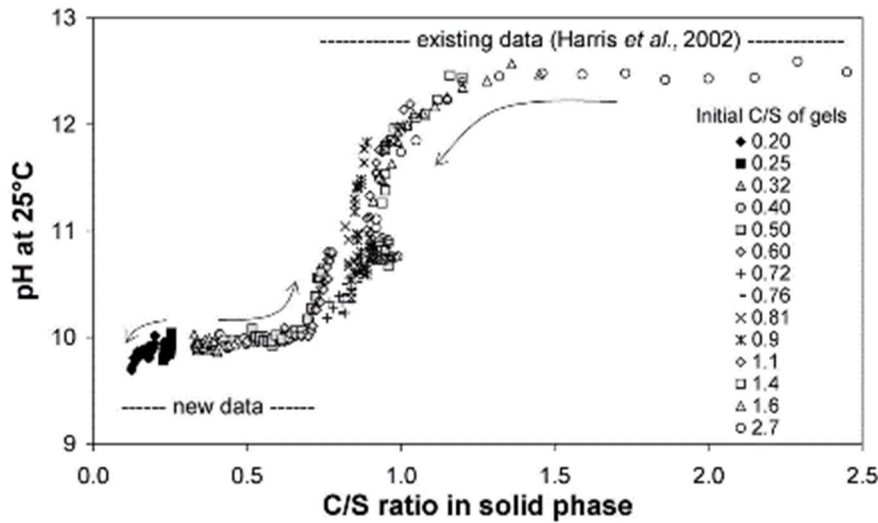


Abbildung 5-3: Beziehung zwischen Calcium/Silicium-Verhältnis und pH-Wert der Baustofflösung (Baston et al., 2012)

Nach Abbildung 5-3 ist eine Absenkung des pH-Werts deutlich unter pH 10 nicht möglich. Dieser Sachverhalt beruht auf der pH-Wert-Abhängigkeit der Löslichkeit amorpher Kieselsäure (Abbildung 5-4). Unterhalb von rund pH 9,5 kann kein amorphes SiO_2 mehr in Lösung gehen und die Reaktionen stoppen.

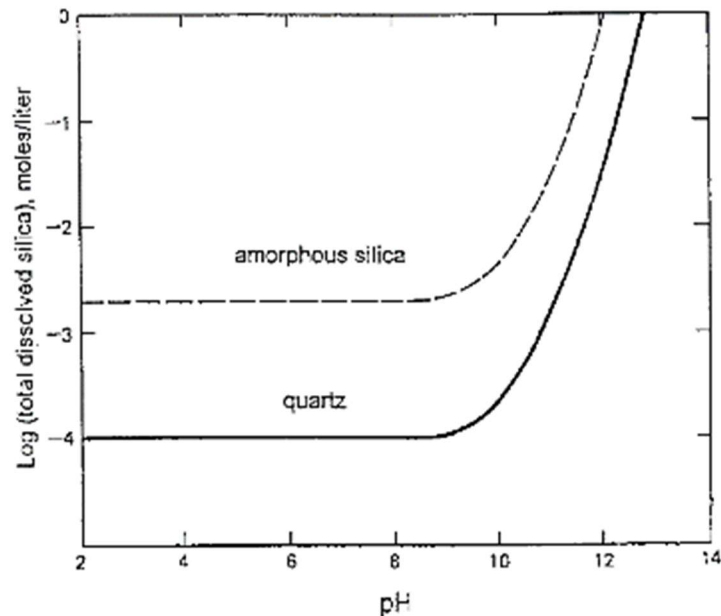


Abbildung 5-4: Löslichkeit von Siliciumdioxid in Abhängigkeit vom pH-Wert (Weast et al., 1986)

In Abhängigkeit des Mengenverhältnisses von Zement und reaktiver Zusatzstoffe bilden sich Mineralphasen, die unterschiedliche Gehalte an OH-Gruppen enthalten, diese wiederum variieren die pH-Werte der Lösungen, die im Porensystem des Zementsteins verbleiben. Aus

diesem Grund können hoch- und niedrig-pH-Betone unterschieden werden, die hier als HPC (high-pH-concrete, vgl. DIN EN 206) und LPC (low-pH-concrete) bezeichnet werden.

Als HPC wird in dieser Studie ein Beton definiert, der gemäß DIN EN 206 hergestellt wird und damit die üblichen Anwendungsrichtlinien der Baustoffindustrie berücksichtigt. Für Betone gibt es in Abhängigkeit der Umgebungsbedingungen Grenzwerte für

- den Mindestzementgehalt
- den maximalen Wasser-Zement-Wert
- den Mehlkorngelalt
- Vorgaben für die Auswahl des Zementtyps und an die Korngrößenverteilung der Gesteinskörnung

Diese Vorgaben sollen die erforderliche Dauerhaftigkeit des Baustoffs sicherstellen und dafür sorgen, dass der Baustoff über die Funktionszeit des Bauwerks einen pH-Wert aufweist, der die Stahlbewehrung passiviert. Dies erfordert eine Begrenzung der Puzzolane. Höhere Gehalte an Hüttensand sind aufgrund ihres CaO-Gehalts zulässig. Die reaktiven Zusatzstoffe dürfen nur im begrenzten Ausmaß auf den Wasser-Zement-Wert angerechnet werden. Charakteristisch für die HPC sind

- im frisch erhärteten Zustand ein pH-Wert > 12
- ein C/S-Verhältnis der Calciumsilikathydrate von $> 1,0$

Aufgrund der begrenzten Menge reaktiver Zusatzstoffe ist eine hohe Restkapazität vorhanden mit Puzzolanen zu reagieren.

Charakteristisch für LPC sind dementsprechend

- im Vergleich zu HPC erhöhte Wasser-Zement-Werte
- eine alkalische Porenlösung mit einem pH-Wert ≤ 11 (Alonso et al., 2012)
- das Fehlen von Portlandit (Calciumhydroxid)
- geringe CaO-Gehalte der Hydrationsprodukte (C/S-Verhältnis maximal 0,8) (Savage & Benbow, 2007)

Das hohe Verhältnis von Puzzolanen und latent hydraulischen Stoffen zu Zementklinker führt bei LPC zu einem höheren Verhältnis von hydroxidverbrauchenden zu hydroxiderzeugenden Stoffen. Entsprechend ihres Gehalts an weiteren reaktiven Zusatzstoffen – zusätzlich zu Silika- staub - können die LPC gegliedert werden in Betone mit

- Flugasche (z.B. NUMO LPC (Alonso et al., 2012)),
- calcinierten Tonen/Metakaolin oder
- Hüttensand (z.B. S14 LPC (Krönlof, 2004)).

Der Ersatz von Zementklinker durch reaktive Zusatzstoffe hat eine Abnahme der Erhärtungsgeschwindigkeit zur Folge. So müssen die für die Reaktionen der reaktiven Zusatzstoffe erforderlichen Hydroxidionen erst durch Reaktionen des Portlandzementklinkers gebildet werden. Um eine Mindestgeschwindigkeit der Erhärtung zu gewährleisten, wird meist Silikastaub eingesetzt (z.B. ESDRED LPC (Alonso et al., 2009)), welcher jedoch auch aufgrund seiner Feinheit den Wasseranspruch des Feststoffanteils erhöht. Zur Gewährleistung der Fließfähigkeit ist demnach der Wassergehalt zu erhöhen und/oder sind Fließmittel zu verwenden.

Die Hauptkomponenten des Zementsteins von Betonen sind Silikate und Aluminate des Calciums und enthalten somit CaO , SiO_2 und Al_2O_3 . Abbildung 5-5 zeigt die Anteile für die wichtigsten Ausgangsstoffe von Betonen, sowie für HPC und und LPC. Bei der Herleitung der Felder wurde davon ausgegangen, dass sulfatbeständiger Zement (SR) verwendet wird. Demnach wurden die Felder der HPC als SR Zement bezeichnet.

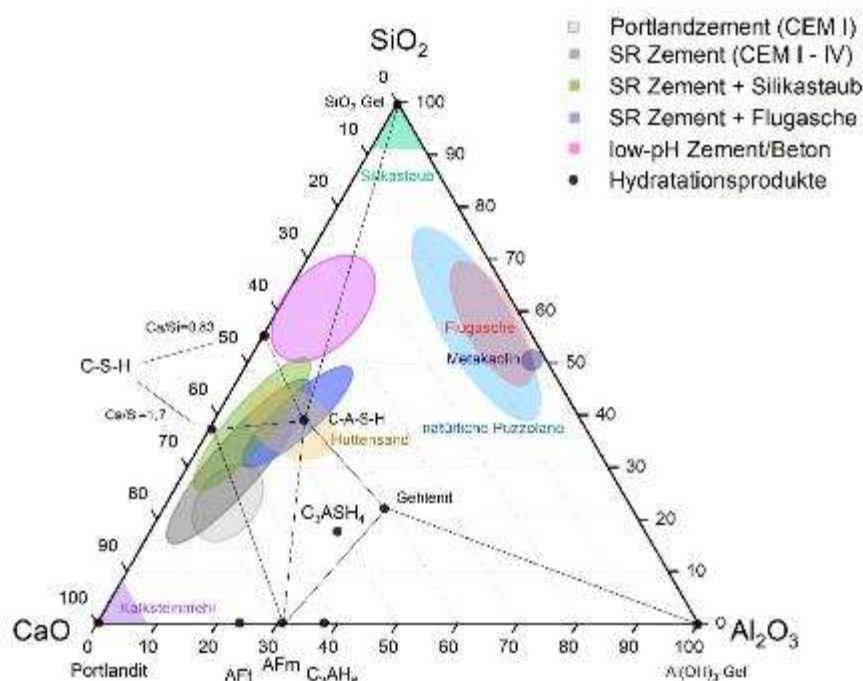


Abbildung 5-5: Ternäres Diagramm $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$ mit zementären Stoffen, Hydratationsprodukten und Zementen, Angaben in m%, geändert nach Trümmer (2020). Die DIN EN 197-1 klassifiziert 5 Typen von Zement: CEM I Portlandzement, CEM II Portlandkompositzement, CEM III Hochofenzement, CEM IV Puzzolanzement und CEM V Kompositzement.

Nach Abbildung 5-5 unterscheiden sich bei vergleichbaren Aluminatgehalten die LPC von den HPC vor allem durch ein höheres SiO_2/CaO -Verhältnis.

Zu berücksichtigen ist beim Einsatz von LPC, dass Puzzolane erst reagieren können, nachdem Hydroxidionen in ausreichender Menge gebildet wurden. Die Folge ist eine Abnahme der Erhärtungsgeschwindigkeit des Baustoffs. Die verzögerte Hydratation ist hinsichtlich der Baustoffnachbehandlung zu berücksichtigen. Es muss über eine ausreichende Zeit Wasser vorhanden sein, damit der Baustoff im erforderlichen Ausmaß reagieren kann. Die reduzierte Er-

härtungsgeschwindigkeit kann auch Auswirkungen auf die Durchführung des Qualitätssicherungsprogramms haben, weil die Durchführung der Baustoffprüfungen erst zu einem späteren Zeitpunkt sinnvoll ist.

5.2 Weiterentwicklung von niedrig-pH-Beton (LPC)

Verschiedene internationale Studien beschäftigten sich in der Vergangenheit mit der Entwicklung von LPC als Baustoff zur untertägigen Anwendung. Hierzu zählt die Anwendung als Versatzbaustoff oder Baustoff für Verschlussbauwerke, Holt et al. (2014). Die im Bericht der SKB aufgeführten Rezepturen von LPC wurden als Basis für eigene Entwicklungen herangezogen. In Abbildung 5-6 sind die Zusammensetzungen der beiden Betonsorten aufgeführt. Die Rezepturen B200 und B300 bestehen grundsätzlich aus denselben Komponenten und unterscheiden sich lediglich im Gewichtsverhältnis der Bestandteile.

Kg/m ³	B200	B 300
CEM I 42.5 MH/SR/LA	120	180
Silica fume (densified)	80	120
Water	165	165
Limestone filler L25	369	269
Sand 0–8 mm	1,037	1,035
Gravel 8–16 mm	558	557
Glenium 51	6.38	7.08
water/cement	1.375	0.917
water/binder	0.825	0.55
water/powder	0.29	0.29

Abbildung 5-6: Basisrezepturen SKB (Vogt et al., 2009)

In einem ersten Schritt bestand die Aufgabe darin, die Rezepturen mit regional verfügbaren Rohstoffen nachzubilden. In weiteren Entwicklungsschritten sollten die Rezepturen in Bezug auf unterschiedliche Festigkeiten und der Verminderung des pH-Wertes optimiert werden. Zusätzlich wurde die Entwicklungsarbeit unter der Maßgabe einer primären Verwendung als Nass-Spritzbeton betrieben, was aufgrund der Körnung der Basisrezepturen von SKB von bis zu 16 mm technisch kaum möglich ist. Verschiedene Untersuchungsgrößen wurden hierbei auf der Grundlage von Erfahrungswerten ausgewählt, wie etwa die Konsistenz und die Beschränkung des Größtkorns der Gesteinskörnung.

Die Zusammensetzung des Betons beeinflusst maßgeblich die Konsistenz des Frischbetons. Grundsätzlich wird diese als Ausbreitmaß geprüft und gemessen. Hierzu wird eine definierte Probenmenge auf einem Ausbreittisch untersucht, wobei der Frischbeton aus der konusartigen Form lediglich ausfließt. Dieses Verfahren wird auch als „Slump-Maß“ bezeichnet (siehe Abbildung 5-7).



Abbildung 5-7: Haegermann-Ausbreittisch mit Frischbetonkuchen

Auf der Basis von Erfahrungswerten wurde eine Zielkonsistenz mit einem Slump-Maß zwischen 18 cm und 22 cm für die jeweiligen Rezepturen eingestellt. Eine Konsistenz in dieser Größenordnung ist als pumpfähig einzustufen. Die Pumpfähigkeit ist entscheidend für die Förderbarkeit von Nass-Spritzbeton.

Als weiterer Parameter wurde das Größtkorn der Gesteinskörnung auf 8 mm begrenzt. Diese Beschränkung dient der besseren Verarbeitbarkeit des Frischbetons beim Spritzen und wird allgemein als günstig in Bezug auf das Ausmaß an Rückprall eingestuft.

Um einen ersten betontechnologischen Eindruck von den Baustoffeigenschaften der SKB-Rezepturen zu erhalten, wurden baustofftechnisch ähnliche Rohstoffe eingesetzt. In der späteren Weiterentwicklung wurden Mikrosilika und Fließmittel der aktuellen Generation beschafft und verwendet. So ist beispielsweise das von SKB eingesetzte Fließmittel vom Typ Glenium 51 der BASF (BASF 2008) nicht mehr auf dem Markt üblich und wurde durch ein weiterentwickeltes Produkt ersetzt.

5.2.1 Grundsätzliche Bereitung, Lagerung und Prüfung von Baustoffmischungen

Auf der Basis der technischen Merkmale der Rohstoffe (Rohdichte, Mengenanteile) wurden die Rezepturen in einer Stoffraumrechnung für einen Kubikmeter Frischbeton ausgearbeitet. In der Stoffraumrechnung sind alle festen und flüssigen Bestandteile sowie der Luftgehalt zu berücksichtigen. Für das Herstellen von Kleinmischungen wurde die Stoffraumrechnung in eine Mischerfüllung von 10 Litern umgerechnet. Zum Anmischen wurde ein REGO-Mischer (Bäckerei-Mischer) mit 30-Liter Mischkübel eingesetzt. Mit diesem Mischertyp ist es grundsätzlich möglich, auch zähfließende Mörtel und Betone anzumischen, die eine größere Mischenergie benötigen.

Durch das einmalige Anmischen einer 10-Liter-Mischung wurde es ermöglicht, die Frischbetonprüfungen und die Proben für die Festigkeitsprüfungen an einer Charge herzustellen. Somit wurde vermieden, mehrere Chargen verwenden zu müssen, was grundsätzlich fehleranfälliger ist als die Verwendung einer homogenen Charge.

Als Frischbeton-Kenngrößen wurden folgende Kennwerte ermittelt:

- Frischbetonrohichte
- Slump-Maß (modifiziert) nach 1 min, 30 min, 60 min
- Luftporengehalt

Der Frischbeton wurde in Dreifach-Prismenformen aus Stahl eingebaut und durch Stochern verdichtet.

Um verschiedene Umgebungsbedingungen zu simulieren, wurde eine Probenserie im Trockenschrank bei ca. 30 °C und eine zweite Probenserie derselben Rezeptur im Klimaschrank bei ca. 30 °C und mindestens 80 % rel. Feuchte gelagert. Anhand der Festigkeitsergebnisse sollte überprüft werden, inwieweit eine „warm-trockene“ Lagerung im Vergleich zu einer „warm-feuchten“ Lagerung Auswirkungen zeigt.

Die „warm-trockene“ Lagerung sollte stellvertretend für eine ausbleibende Nachbehandlung des frisch applizierten Betons untertage stehen und ungünstige baupraktische Randbedingungen simulieren. Mit der „warm-feuchten“ Lagerung sollte eine betontechnologisch günstige Situation nachgebildet werden, welche durch eine ausreichende und langanhaltende Feuchthalung des Betons nachgestellt wurde.

Die im Folgenden dargestellten Festigkeitsergebnisse basieren auf einer „warm-trockenen“ Lagerung bei 30 °C und < 50 % rel. Feuchte, da die Festigkeitskennwerte bei „warm-feuchter“ Lagerung keine nennenswert höheren Ergebnisse ergeben haben.

Am Festbeton wurden die unten aufgelisteten Kennwerte ermittelt:

- Festbetondichte
- Biegezugfestigkeit
- Druckfestigkeit
- Längenänderung

Die Ermittlung aller Festbeton-Kennwerte erfolgte jeweils nach 7 d, 28 d, 56 d und 91 d. Alle Proben einer Rezeptur wurden aus einer Charge Frischbeton hergestellt. Alle standardisierten

baustofftechnologischen Untersuchungen wurden gemäß den gültigen Regelwerken und der Ausführungshinweise ausgeführt (Iken et al., 2012).

5.2.2 Voruntersuchungen

Rezepturenentwicklungen für Baustoffe sind generell ein iterativer Prozess, bei dem man sich schrittweise an das gewünschte Ergebnis heranarbeitet. Zu diesem Zweck wurden zwei Vorserien aus LPC entworfen, die in Anlehnung an die Rezeptur von SKB ausgearbeitet wurden. Die erste Rezeptur (S1) wurde als orientierende Mischung verwendet, um die grundlegenden Baustoffeigenschaften kennenzulernen. Eine zweite Rezeptur (S2) wurde in modifizierter Form erstellt, wobei inaktives Gesteinsmehl durch puzzolanisch (reagierende Steinkohlenflugasche (EFA-Füller) ersetzt wurde.

In den folgenden Tabellen sind die Mischungsentwürfe der Rezepturen S1 und S2 dargestellt.

Tabelle 5-3: Mischungsentwurf Rezeptur S1

Rezeptur S1				
Rohstoff	Hersteller/Lieferant	Menge/m ³	Rohdichte g/cm ³	Volumen l/m ³
CEM I 42,5 N	CEMEX Rüdersdorfer	180,00	3,10	58,1
Mikrosilika	Elkem	120,00	2,16	55,6
Wasser		165,00	1,00	165,0
Kalksteinmehl	Polen	269,00	2,71	99,3
Sand 0 - 2	Euroquarz	776,00	2,65	292,8
Kiessand 2 - 8	Euroquarz	776,00	2,65	292,8
FM	Mapei	7,08	1,10	6,4
Luft				30,0
		2293,08		1000,0

Tabelle 5-4: Mischungsentwurf Rezeptur S2

Rezeptur S2				
Rohstoff	Hersteller/Lieferant	Menge/m ³	Rohdichte g/cm ³	Volumen l/m ³
CEM I 42,5 N	CEMEX Rüdersdorfer	180,00	3,10	58,1
Mikrosilika	Elkem	120,00	2,16	55,6
Wasser		165,00	1,00	165,0
EFA-Füller	BauMineral	227,17	2,29	99,2
Sand 0 - 2	Euroquarz	776,06	2,65	292,9
Kiessand 2 - 8	Euroquarz	776,06	2,65	292,9
FM	Mapei	7,08	1,10	6,4
Luft				30,0
	Summe	2251,37		1000,0

5.2.3 Hauptuntersuchungen

Es wurden zwei weitere Rezepturen bzw. Varianten S3 und S4 entwickelt und eingehend untersucht.

Tabelle 5-5: Mischungsentwurf Rezeptur S3

Rezeptur S3				
Rohstoff	Hersteller/Lieferant	Menge/m ³	Rohdichte g/cm ³	Volumen l/m ³
CEM I 42,5 N	CEMEX Rüdersdorfer	120,00	3,10	38,7
Mikrosilika	BASF	120,00	2,16	55,6
Wasser		160,00	1,00	160,0
EFA-Füller	BauMineral	240,00	2,29	99,2
Sand 0 - 2	Euroquarz	809,70	2,65	305,5
Kiessand 2 - 8	Euroquarz	809,70	2,65	305,5
FM	MasterGlenium	6,00	1,10	5,5
Luft				30,0
	Summe	2265,40		1000,0

Die Rezeptur S3 unterscheidet sich wesentlich von den Voruntersuchungen. Zum einen wurden andere Rohstoffe verwendet (Mikrosilika und Fließmittel). Mikrosilika und Fließmittel wurden von BASF (BASF, 2008) bezogen, um eine längerfristige Liefersicherheit unterstellen zu können, die es auch zukünftig erlaubt, auf die eingesetzten Rohstoffe zugreifen zu können.

Zum anderen wurde der Zementgehalt um 30 % reduziert. Da sich der Wasser/Zementwert von ursprünglich 0,92 (Rezepturen S1 und S2) auf 1,33 erhöht, muss mit deutlichen Abschlägen in der Druckfestigkeit gerechnet werden. Aufgrund der Feinheit insbesondere von Mikrosilika musste der Wassergehalt entsprechend gewählt werden. Eine Reduzierung des Wassergehalts hätte zu einer nicht mehr verarbeitbaren Konsistenz geführt. Eine zusätzliche Erhöhung des Anteils an Fließmittel wurde aufgrund der ohnehin schon hohen Dosierung (5% bezogen auf das Zementgewicht) ausgeschlossen. Im Technischen Merkblatt des Fließmittels sind maximal 3% Zugabe, bezogen auf das Zementgewicht, angegeben.

Vorrangiges Ziel des Mischungsentwurfs S3 war es, den Anteil an Puzzolanen (hier: Mikrosilika und EFA-Füller) möglichst hoch einzustellen und gleichzeitig den Zementanteil zu reduzieren. Puzzolane sind kieselensäurehaltige (SiO₂) Stoffe, die in Verbindung mit Anregern festigkeitsbildend reagieren. Als Anreger dient das bei der Reaktion von Portlandzement und Wasser entstehende Calciumhydroxid (Ca(OH)₂). Je mehr Puzzolane im Beton enthalten sind, umso größer ist die Menge an „Verbrauchern“ von hoch-alkalischem Calciumhydroxid aus der Porenlösung des Zementsteins. Erst bei vollständigem Aufbrauchen des Calciumhydroxids aus der Porenlösung sinkt der pH-Wert.

Der Mischungsentwurf S4 ist durch die Zugabe von 30 kg/m³ an Stahlfasern eine abgewandelte Rezeptur S3.

Die Verarbeitungseigenschaften des Stahlfaserbetons haben sich durch die Stahlfasern nicht nennenswert verschlechtert. Stahlfasern können im Frischbeton blockierende Eigenschaften entwickeln, was durch die Fasergeometrie verursacht wird.

Tabelle 5-6: Mischungsentwurf Rezeptur S4

Rezeptur S4				
Rohstoff	Hersteller/Lieferant	Menge/m ³	Rohdichte g/cm ³	Volumen l/m ³
CEM I 42,5 N	CEMEX Rüdersdorfer	120,00	3,10	38,71
Mikrosilika	BASF	120,00	2,16	55,56
Wasser		160,00	1,00	160,00
EFA-Füller	BauMineral	240,00	2,29	99,20
Stahlfasern 30_06	Dramix Bekaert	30,00	7,85	3,82
Sand 0 - 2	Euroquarz	805,60	2,65	304,00
Kiessand 2 - 8	Euroquarz	805,60	2,65	304,00
FM	MasterGlenium	5,00	1,10	4,55
Luft				30,20
	Summe	2286,20		1000,0

In den nachfolgenden Diagrammen (Abbildung 5-8 bis Abbildung 5-11) sind die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen der Rezepturen S1 bis S4 als Säulendiagramme mit den zugehörigen W/Z-Werten dargestellt. Die Druckfestigkeiten wurden an Prismen nach 7d, 28d, 56d und 91d-Lagerung ermittelt, die im Trockenschrank bei rund 30 °C und weniger als 50% rel. Feuchte gelagert waren.

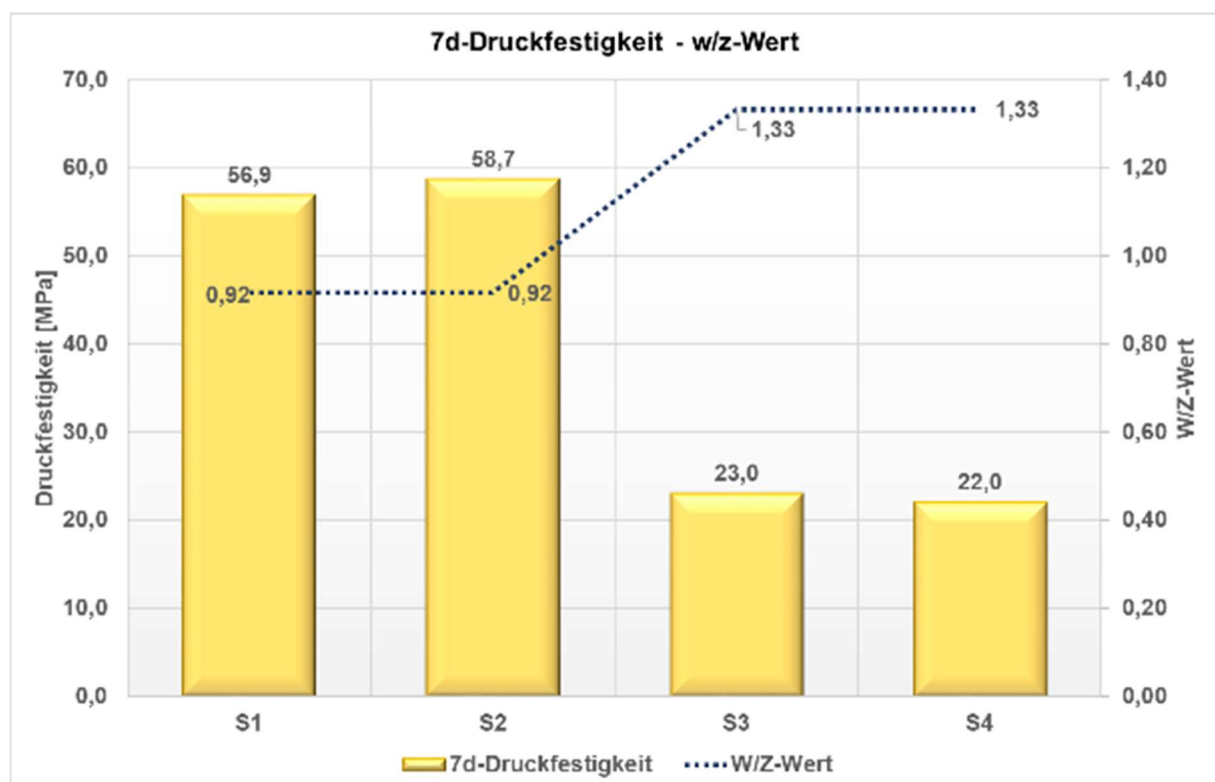


Abbildung 5-8: Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 7 Tagen

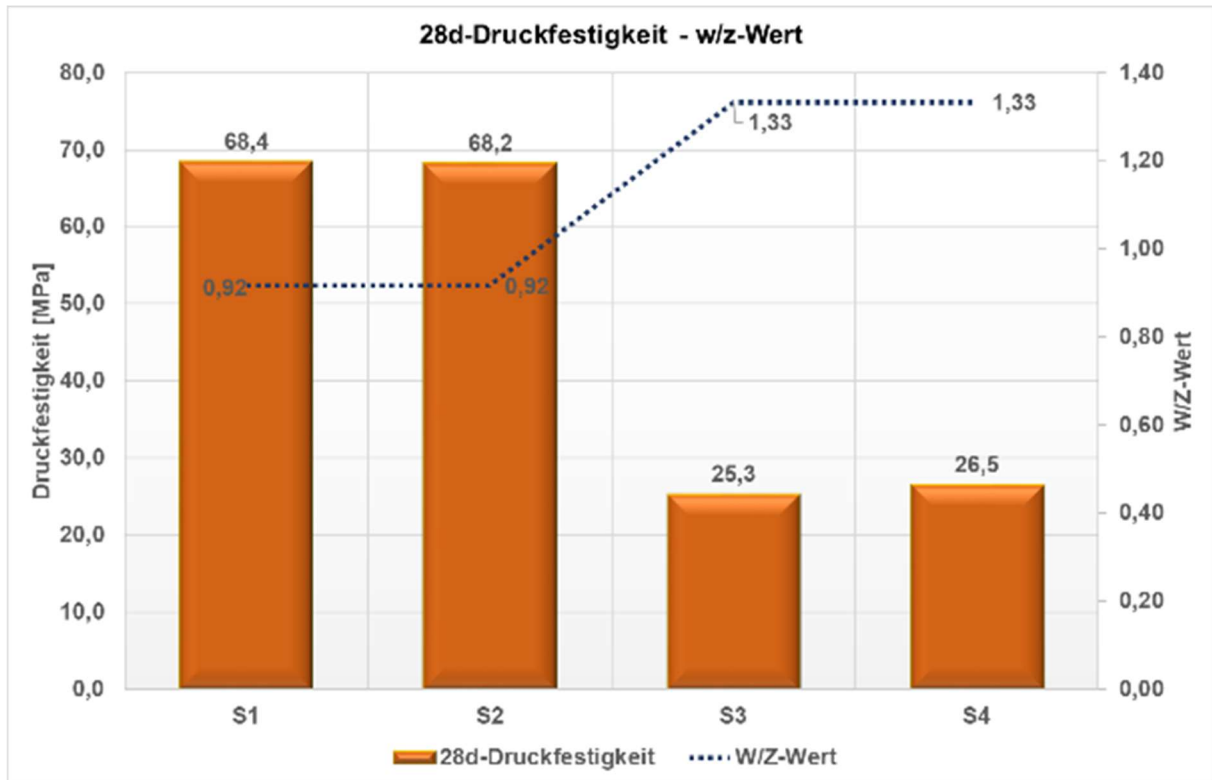


Abbildung 5-9: Druckfestigkeit und w/z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 28 Tagen

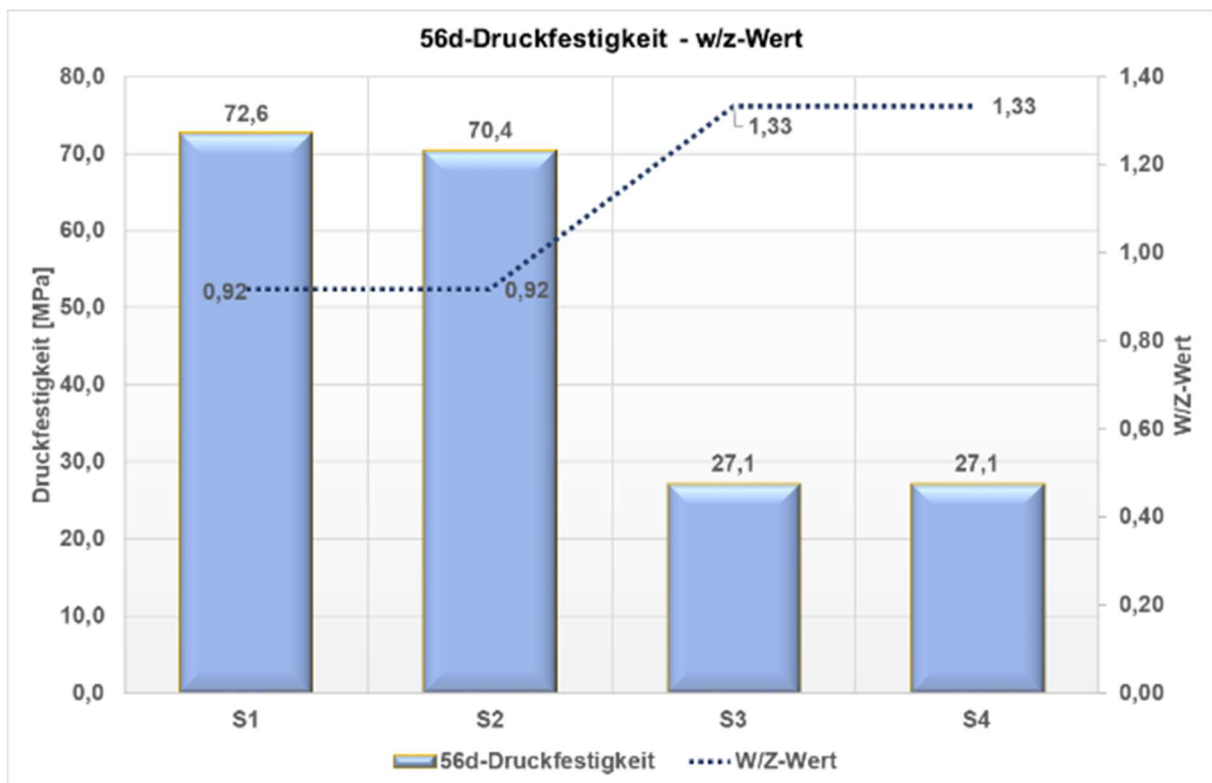


Abbildung 5-10: Druckfestigkeit und w/z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 56 Tagen

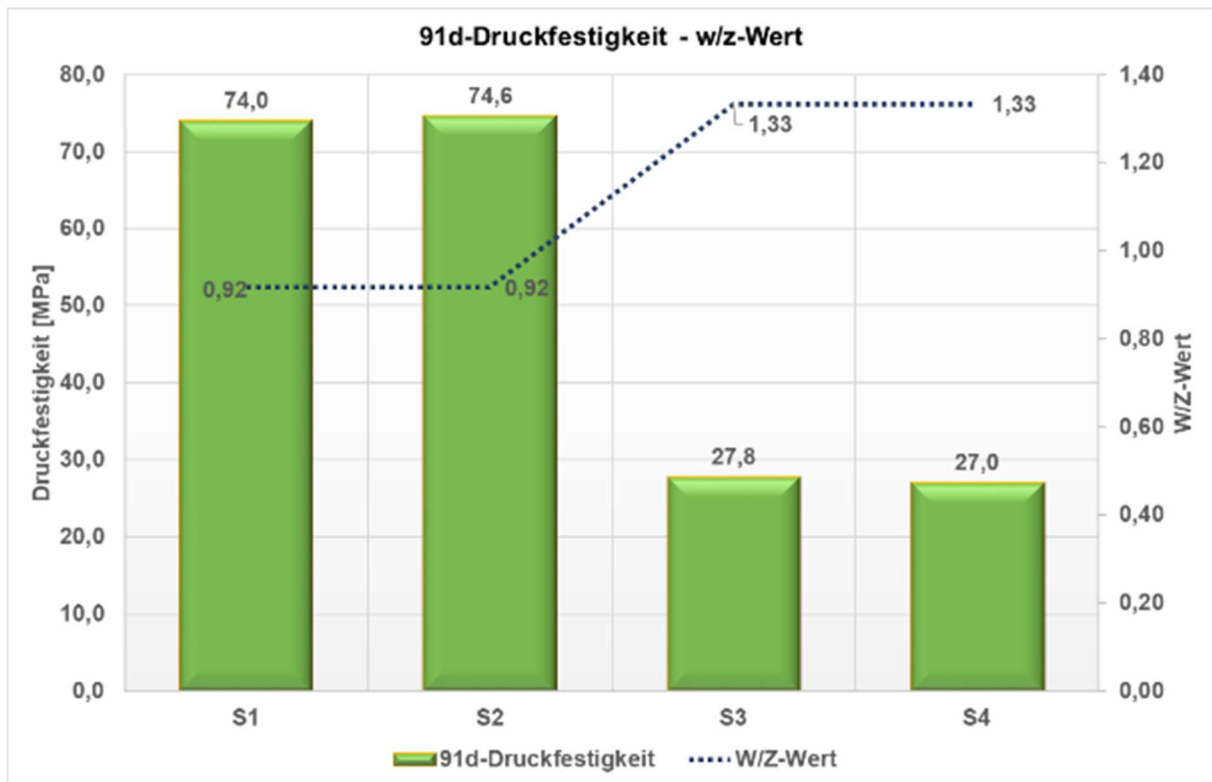


Abbildung 5-11: Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 91Tagen

In Abbildung 5-12 ist die Festigkeitsentwicklung der Rezepturen S1 bis S4 über die Zeit von 7d bis 91d als Säulendiagramm dargestellt. Grundsätzlich ist zu beobachten, dass ein Festigkeitsanstieg zwischen 7d und 91d Lagerungsdauer stattfand. Nach einer Lagerzeit von 91d wurden an allen Rezepturen die höchsten Druckfestigkeiten ermittelt.

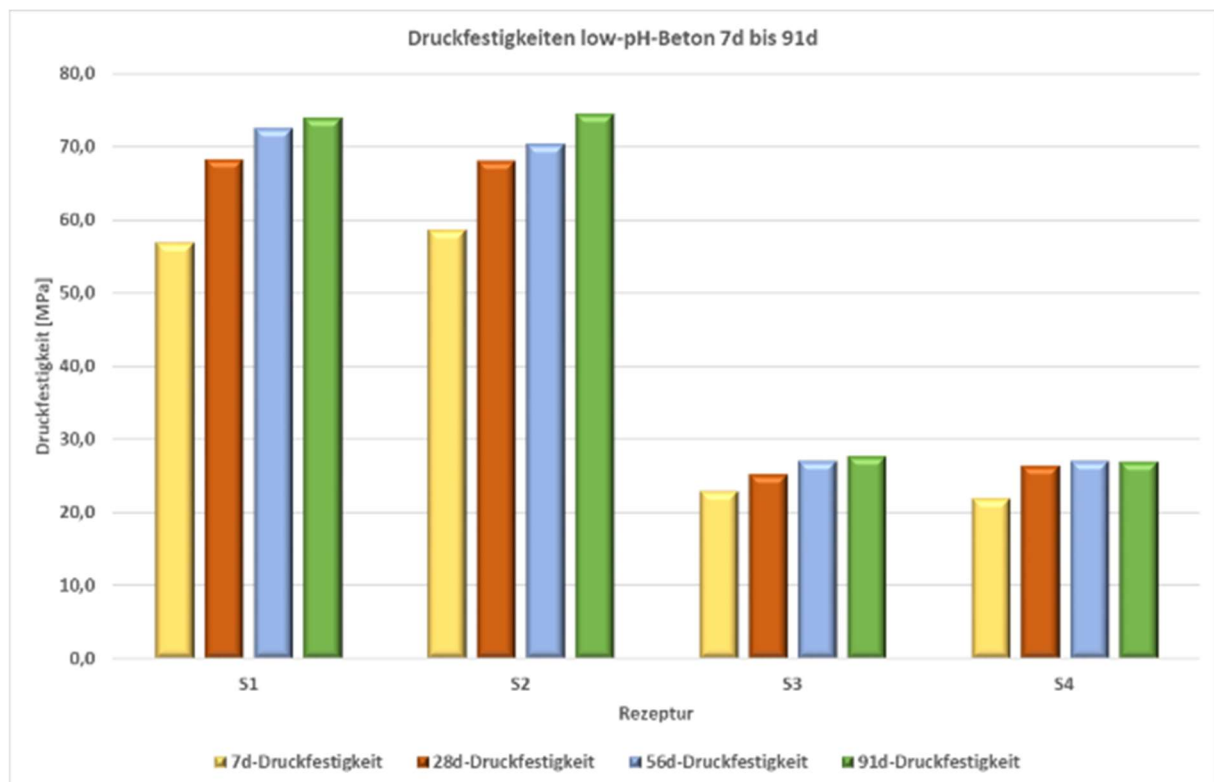


Abbildung 5-12: Druckfestigkeitsentwicklung der Betone S1 bis S4

Die neuentwickelten Baustoffrezepturen S3 und S4 erfüllen die Anforderungen der Festigkeitsklasse C20/25 nach EN 1992. Nach den Ergebnissen geotechnischer Modellierungen (siehe Abschnitt 8 und 9.1) sind Betone dieser Festigkeitsklasse als alleiniges Ausbaumittel für die kurzlebigen Einlagerungsstrecken geeignet.

Die Tests haben gezeigt, dass durch den Einsatz von Stahlfasern (S4) keine Verbesserung der Festigkeitseigenschaften (Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit) im Vergleich zu der gleichartigen Betonmischung ohne Stahlfasern (S3) erreicht werden konnte, siehe Abbildung 5-12. Aus diesem Grund wurde bei den weiteren Entwicklungen zu diesem Zeitpunkt auf den Einsatz von Stahlfasern verzichtet. Es hat sich aber in der Praxis gezeigt, dass Stahlfasern im Beton speziell im Nachbruchbereich die Rissausbreitung verringern und somit zu einer Verbesserung des Ausbausystems beitragen.

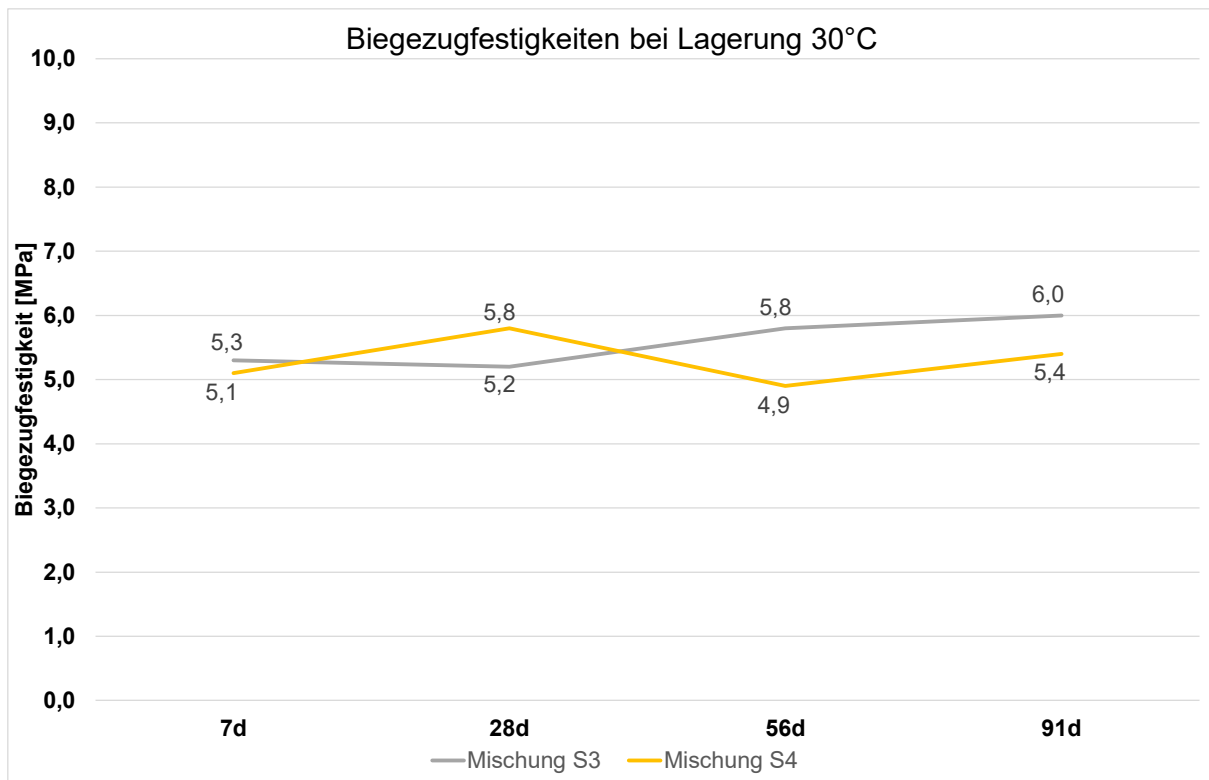


Abbildung 5-13: Biegezugfestigkeiten der Betone S3 bis S4 im Vergleich

Nachdem die Langzeit-Druckfestigkeiten (91d) der Rezepturen S1 bis S4 vorlagen, wurde der Mischungsentwurf S5 ausgearbeitet (siehe Tabelle 5-7). Mit dieser Rezeptur sollten höhere Betonfestigkeiten im Vergleich zu S3/S4 bei ebenfalls niedrigem pH- Wert und einer Körnung, die den Einsatz als Spritzbeton erlaubt, erzielt werden. Hierbei wurde der Zementgehalt auf 160 kg/m³ angehoben und gleichzeitig der Wasseranteil konstant gehalten (entsprechend Rezeptur S3). Durch den reduzierten Wasser/Zement-Wert von 1,0 sollten höhere Festigkeiten als bei der Rezeptur S3 erreicht werden.

Tabelle 5-7: Mischungsentwurf Rezeptur S5

Rezeptur S5				
Rohstoff	Hersteller/Lieferant	Menge/m³	Rohdichte	Volumen
			g/cm³	l/m³
CEM I 42,5 N	CEMEX Rüdersdorfer	160,00	3,10	51,6
Mikrosilika	BASF	120,00	2,16	55,6
Wasser		160,00	1,00	160,0
EFA-Füller	BauMineral	240,00	2,29	99,2
Sand 0 - 2	Euroquarz	792,60	2,65	299,1
Kiessand 2 - 8	Euroquarz	792,60	2,65	299,1
FM	MasterGlenium	6,00	1,10	5,5
Luft				30,0
	Summe	2271,20		1000,0

Die Betonproben wurden dem gesteinsmechanischen Labor der Ruhr-Universität Bochum übergeben, um zusätzlich zur einaxialen Druckfestigkeit weitere Materialeigenschaften zu bestimmen. In einaxialen Druckversuchen wurden die Parameter Elastizitätsmodul E , Querdehnungszahl ν und Druckfestigkeit UCS ermittelt. Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung φ sowie der Kohäsion c wurden mittels triaxialer Druckersuche bestimmt. Die Laborversuche wurden sowohl nach 7 Tagen als auch nach 28 Tagen Aushärtezeit durchgeführt.

Tabelle 5-8: Eigenschaften der des Betons S5

Probe	UCS [MPa]	E [GPa]	ν [-]	c [MPa]	φ [°]
S5-7d	42	20	-	11,5	34,2
S5-28d	58	22	0,25	14,3	39,2

Nach 28 Tagen Aushärtezeit erreicht der Beton S5 eine einaxiale Druckfestigkeit von 58 MPa. Damit erfüllt er die Anforderungen der Betonklasse C50/60 des EN 1992. Mit 22 GPa ist der Elastizitätsmodul des Betons S5 niedriger als der eines üblichen C50/60 Beton. Dies muss kein Nachteil sein, da eine höhere Nachgiebigkeit des Ausbaus beim Auftreten von Kriechbewegungen des Gebirges vorteilhaft sein kann. Die Querdehnungszahl von 0,2 entspricht in etwa der eines üblichen Betons. Die Kohäsion und der Reibungswinkel wurden zusätzlich bestimmt, da diese Eingangsparameter für geotechnische Modellierungen sind.

5.2.4 Längenänderung

Das Maß der Längenänderung von mineralischen Baustoffen ist eine Größe zur Beurteilung des Schwind- bzw. Dehnungsverhaltens über die Zeit. Zementhaltige Baustoffe unterliegen grundsätzlich einem langzeitigen Schwindverhalten, da die Reaktionsprodukte der Hydratation weniger Raum einnehmen als deren Ausgangsstoffe. Da im LPC zusätzlich größere Mengen an Mikrosilika enthalten sind (hier: 120 kg/m³), neigt dieser Baustoff zu erhöhtem Schwindverhalten gegenüber Normalbeton ohne Mikrosilika.

Für die Prüfung der Längenänderung wurde in Anlehnung an DIN EN 12617-4 eine Messung mit einem Schwindmessgerät vom Typ „C“ mit analoger Messuhr durchgeführt. Es wurde nach 91d Lagerdauer eine maximale Größe von 0,06 % als Schwindmaß an der Rezeptur S5 festgestellt. Dieser Wert liegt geringfügig oberhalb des für Normalbeton üblichen Endschwindmaßes von bis zu 0,05 %. Bei den anderen Rezepturen sind vergleichbare Schwindmaße erreicht worden.

Aufgrund des langsamen Kristallisationsprozesses von Mikrosilika im Beton, muss allerdings damit gerechnet werden, dass auch weit über einen Zeitraum von 91 d fortgesetztes Schwinden des Betons auftreten wird. Dies ist jedoch von verschiedenen Faktoren abhängig und daher nicht quantitativ prognostizierbar. Von ultrahochfesten Betonen mit sehr hohen Gehalten an Mikrosilika sind Schwindmaße von bis zu 2,0 mm/m bekannt. Aufgrund der Zusammensetzung der hier untersuchten LPC ist davon auszugehen, dass derart große Schwindmaße nicht zu erwarten sein werden.

5.2.5 Überprüfung des pH-Wertes

Mit einem einfachen Labortest wurde der pH-Wert an verschiedenen Betonen untersucht. Zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe im Beton werden bruchfrische Betonoberflächen mit 1%iger Phenolphthalein-Lösung besprüht. Die besprühten Bruchflächen zeigen einen Farbumschlag zu violett bei etwa $\text{pH} = 9$. Die farblich unverändert gebliebene Betonoberfläche weist auf einen pH-Wert von 9 oder weniger auf, die violett verfärbten Bereiche einen pH-Wert von über 9 (siehe Abbildung 5-7).



Abbildung 5-14: Phenolphthaleintest an einem teilweise karbonatisierten Beton

Die nachfolgende Abbildung 5-15 zeigt verschiedene Baustoffe, deren frische Bruchflächen mit Phenolphthalein-Lösung besprüht wurden. Ganz links im Bild ist ein Zementmörtel abgebildet, dessen Oberfläche vollständig violett erscheint. Der pH-Wert liegt demzufolge bei über 9. An der zweiten Probe von links der Abbildung 5-15 ist eine gebrochene Oberfläche eines Prismas aus dem Baustoff der Rezeptur S1 nach etwa 150d Lagerungsdauer abgebildet. Die Mitte der Bruchfläche zeigt noch einen leicht violetten Farbton, was auf einen pH-Wert von um $\text{pH} 9$ schließen lässt.

Die beiden auf dem Foto in der Abbildung 5-15 rechts dargestellten Proben zeigen Bruch- bzw. Schnittflächen am Baustoff der Rezeptur S5. Nach dem Besprühen mit der Phenolphthalein-Lösung war kein Farbumschlag zu violett aufgetreten, was auf einen pH-Wert von weniger als 9 hindeutet.



Abbildung 5-15: Phenolphthaleintest an Zementmörtel und LPC

An rund 120 d gelagerten Proben der Rezepturen S1 und S3 wurde laboranalytische Untersuchungen des Eluats vorgenommen. An Feststoffen kann der pH-Wert nicht direkt gemessen werden. Um eine pH-Wert-Messung vorzunehmen, muss daher ein Eluat (Auslaugung) erzeugt werden, in dem eine Feststoffprobe in Wasser gelagert wird, dass ständig in Bewegung gehalten wird.

Hierzu wurde die UCL Umwelt Control Labor GmbH in Lünen beauftragt (UCL, 2020). Nach 24-stündiger und 14-tägiger Elution von Feststoffproben (Prismen 160 x 40 x 40 mm) wurde der pH-Wert des Eluats gemessen. Der pH-Wert der Proben auf der Basis der Rezepturen S1 bis S3 lag nach 24h-Elutionsdauer bei 12, verringerte sich nach 14-tägiger Elution jedoch auf Werte zwischen 8,5 bis 8,8. Mit den Kennwerten für den pH-Wert der Rezepturen S1 (180 kg Zement) und S3 (120 kg Zement) werden Zwischenwerte des Zementgehalts eingeschlossen, sofern der Anteil an Puzzolanen nicht verändert wird. Der Zementanteil ist im Beton grundsätzlich ursächlich für den hohen pH-Wert des Zementsteins.

5.3 Fazit der Entwicklung von LPC

Mit der Rezeptur S3 wurde ein Mischungsentwurf als Basis geschaffen, der einen gut verarbeitbaren Beton darstellt, mit einem betontechnologisch maximal ausgelegten Anteil an Puzzolanen. Aufgrund des geringen Zementanteils und des hohen Wasser/ Zement-Wertes fallen die Druckfestigkeiten mit rund 27 MPa nach 3 Monaten Lagerdauer eher erwartungsgemäß aus.

Es ist betontechnologisch problemlos möglich, deutlich höhere Druckfestigkeiten zu erreichen, wie die Rezeptur S5 gezeigt hat. Mit der Rezeptur S5 wurde ein LPC entworfen, der in die Betondruckfestigkeitsklasse C50/60 einzustufen ist. Durch eine weitere Reduktion des für die Endfestigkeit maßgeblichen Wasser/Zement-Wertes W/Z-Wertes sind Betondruckfestigkeiten darüber hinaus bei vergleichbaren pH-Werten erzielbar.

Aufgrund des hohen Gehalts an Mikrosilika weist der LPC im Vergleich zu Standardbeton einen deutlich erhöhten Bedarf an verflüssigenden Zusatzmitteln auf. Die auf den ersten Blick vorhandene Überdosierung von Fließmittel ist auf die extrem große Oberfläche der Mikrosilika zurückzuführen. Derartige Betone sind daher empfindlich gegenüber Schwankungen in der Zusammensetzung, insbesondere in Bezug auf die Wasserdosierung.

In Abhängigkeit von der gewünschten Endfestigkeit kann die Rezeptur weiter angepasst werden. Höhere Festigkeiten können jedoch nur mit einem geringeren Wasser/Zement-Wert erreicht werden. Da der Wasseranteil im Mischungsentwurf eine erforderliche Mindestgröße (quasi-Konstante) darstellt, kann dies nur durch einen höheren Zementanteil erzielt werden.

Mit den untersuchten Mischungsentwürfen ist es gelungen, einen erheblich reduzierten pH-Wert des Betons nach 14-tägiger Elution von knapp unter pH 9, im Vergleich zu 12 – 13 von Normalbetonen, zu erreichen. Durch diese Entwicklung ist es gelungen, Betone mit höherer Festigkeit zur Nutzung als Ausbaumaterial für ein potentielles Endlager im Tongestein bereitzustellen.

5.4 Ausblick auf Weiterentwicklungen

Vor einer großtechnischen Anwendung sind in jedem Fall Erstprüfungen (Grundlegende Eignungsprüfungen) mit den gewählten Mischungsentwürfen erforderlich. Neben der Zusammensetzung des Frischbetons wird die Maschinenteknik zum Mischen und Verarbeiten einen merklichen Einfluss auf die Betoneigenschaften haben. Hierzu zählt insbesondere die Mischtechnik. Dies ist in der Verwendung hoher Fließmitteldosierungen begründet, da Mischintensität und Mischdauer maßgeblichen Einfluss auf die Konsistenz haben.

Bei der Anwendung als Spritzbeton sind auf die Bindemittel-Chemie abgestimmte Spritzbeton-Beschleuniger notwendig, um den grundsätzlich pumpbar eingestellten Frischbeton kurz nach dem Anspritzen erstarren zu lassen. Hierzu sind sowohl Laborversuche als auch Spritzversuche mit Frischbeton und eingemischten Spritzbeton-Beschleunigern erforderlich. Aufgrund der Wechselwirkungen der Bindemittel-Chemie und der chemisch-physikalischen Wirkung von Beschleunigern ist hier mit umfangreichem Erprobungsaufwand zu rechnen. Begleitende Laborprüfungen ergänzen die Handhabungsversuche, um sicherzustellen, dass die gewünschten Festigkeitsmerkmale erzielt werden.

6 Alterationsprozesse am Beton

6.1 Einwirkungen auf den Ausbau

Die erwarteten Einwirkungen auf den Ausbau können thermisch, hydraulisch, mechanisch, chemisch, biologisch oder auch Kombinationen aus den genannten Prozessklassen sein. Als Grundlage für die Ermittlung der zu erwartenden Einwirkungen sollen die im ANSICHT-Vorhaben entwickelten, standortspezifische FEP-Kataloge nach Stark et al. (2014) und Jahn & Stark (2016) sowie die darauf basierende Szenarienentwicklung aus Lommerzheim et al. (2019) sein. Der FEP-Katalog bietet einen Überblick über alle relevanten Vorgängen im Endlager und erlaubt eine Abschätzung über die zu erwartenden Einwirkungen.

Mechanische und hydromechanische Einwirkungen auf den Ausbau werden ausführlich in den Abschnitten 8 und 9 beschrieben. In diesem Abschnitt sollen die chemischen Einwirkungen und damit Alterations- bzw. Korrosionsprozesse im Vordergrund stehen. Kopplungen zwischen den einzelnen Prozessklassen werden einleitend kurz beschrieben. Allein auf die Kopplung zwischen chemischen Einwirkungen (Korrosion) und den daraus resultierenden Änderungen mechanischer Eigenschaften wird ausführlicher eingegangen.

Thermische Einwirkungen auf den Ausbau sind nach natürlichen und künstlichen Quellen zu unterscheiden. Zu den natürlichen Quellen ist das ungestörte Temperaturfeld des Gebirges zu zählen. Die Gebirgstemperatur ist teufenabhängig. Allgemein kann für Deutschland ein geothermischer Tiefengradient von 3K/100 m angenommen werden. Für die Endlagerkonzepte NORD und SÜD mit Einlagerungshorizonten zwischen 670 m (SÜD) und 770 m (NORD) unter GOK sind natürliche Gebirgstemperaturen zwischen 30 °C und 40 °C zu erwarten.

Künstliche Temperatureinflüsse sind der Wärmeeintrag durch die eingelagerten Abfälle und die Bewetterung des Endlagers während der Betriebszeit. Für den Ausbau und den konturnahen Bereich des Gebirges ist durch die Bewetterung eine Abkühlung um bis zu 20 K zu erwarten. Die genaue Temperaturänderung ist vom Bewetterungskonzept abhängig.

Nach der Einlagerung der Abfälle führt der Wärmeeintrag zu einem deutlichen Temperaturanstieg. Die Temperaturerhöhung am Ausbau ist vom Wärmeeintrag der Abfälle bzw. der Auslegungstemperatur sowie der Lage im Grubengebäude abhängig. Gemäß § 27 Abs. (4) des StandAG ist aus Vorsorgegründen eine Grenztemperatur von 100 °C an der Behälteroberfläche zu berücksichtigen. Eine Erhöhung der Grenztemperatur ist auf Basis wissenschaftlich fundierter Erkenntnisse möglich. Jobmann et al. (2017) berücksichtigte im Rahmen des Vorhabens ANSICHT eine Auslegungstemperatur von 150 °C an der Behälteroberfläche. Am Ausbau der Einlagerungstrecken führte dies zu einer Temperaturerhöhung auf bis zu 105 °C. Mit zunehmendem Abstand zum Behälter reduziert sich die erwartete Temperaturerhöhung. Für Hauptstreckenabschnitte direkt neben den Einlagerungsfeldern werden Temperaturerhöhungen bis auf 95 °C erwartet. Mit zunehmendem Abstand sinkt die Temperatur.

Der thermische Einfluss aus den eingelagerten Abfällen wirkt innerhalb der transienten Phase, also der Phase bis zu der sich das System in seinen thermischen, hydraulischen und mechanischen Eigenschaften wieder dem natürlichen Zustand angenähert hat. Die transiente Phase kann mehrere tausend Jahre andauern. Die genannten Maximaltemperaturen treten aber nur

über einen vergleichsweise kurzen Zeitraum von wenigen Jahrzehnten auf Alterationsprozesse des Ausbaus direkt aus der thermischen Einwirkung werden nicht erwartet. Erhöhte Temperaturen beeinflussen aber die Reaktionsgeschwindigkeit chemischer Prozesse.

Das Verhalten von Betonen bei erhöhten Temperaturen ist primär von der Änderung des mechanischen Materialverhaltens (Festigkeit, Elastizität, Kriechen, ...) und einer erhöhten Permeabilität und dadurch Abplatzungsgefahr der Betonoberfläche gekennzeichnet (insbesondere, aber nicht nur bei dichten Betonen). Ersteres ist bereits heute gut erforscht und kann mit Modellen näherungsweise abgebildet werden, siehe dazu auch Engelhardt et al. (2014), Meller et al. (2007) oder Peterson (1962). Der Festigkeitsabnahme bei hohen Temperaturen kann durch die Zugabe von Kieselsäure/Mikrosilica entgegengewirkt werden. Untersuchungen an Zementstein bei niedrigen Drücken zeigen mit zunehmender Temperatur einen Verlust an physikalisch gebundenem Wasser, eine Mobilisierung des Zwischenschichtwassers der Hydratationsprodukte und einen thermischen Abbau von Ettringit. Bei Temperaturen über 10 °C ist vor allem die Umwandlung von primären Calcium-Silikat-Hydraten (C-S-H) in kristallines -Dicalciumsilikat-Hydrat (-C2SH) von Bedeutung, da die Kristallisation eine Verringerung des Feststoffvolumens bewirkt und mit einer Zunahme der Permeabilität und Festigkeitsrückgang einhergeht (z.B. Meller et al., 2007, Peterson, 1962).

Der Druckaufbau im Porensystem des Baustoffs in Folge der Zerfallswärme der radioaktiven Abfälle und einem Verdunsten von Wasser ist langsam. Ein Druckausgleich mit der Umgebung ist daher gewährleistet. Ein Abplatzen infolge eines spontanen Anstieg des Innendrucks wird nicht erwartet. Vergleichbare Prozesse treten während Brandereignissen auf und sind an deutlich höhere Temperaturen gebunden (ETH Zürich, 2020). Die Erfahrung hat gezeigt, dass Beton auf Grund der tiefen Wärmeleitfähigkeit und der hohen Wärmekapazität einen guten Schutz gegen hohe Temperatureinwirkungen infolge eines Brandes bietet. Die wichtigsten Grundlagen der brandschutztechnischen Bemessung bzw. Bauteil- und Tragwerksanalyse sind die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungsbeziehungen und thermische Dehnungen von Baustoffen. Das Temperaturverhalten von Bauteilen wird in der Regel anhand von normierten Temperatur-Zeit-Kurven überprüft. Während im Hochbau für die Feuerwiderstandsklassierung die sogenannte Normbrandkurve gemäß ISO 834 angewendet wird, ist für den Tunnelbau die Hydrocarbon-Kurve oder andere projektspezifisch zu vereinbarende Temperatur-Zeit-Kurven (z.B. RWS-Kurve, erhöhte Hydrocarbon-Kurve) relevant (Blosfeld, 2009). Tunnelbauten unterscheiden sich in mancher Hinsicht von Hoch- und / oder Brückenbauten. Aus Tunnelbrandunfällen und Simulationen ist bekannt, dass die extrem hohen Temperatureinwirkungen sehr rasch eintreten. Dadurch ist auch der Temperaturgradient über den Tunnelquerschnitt sehr hoch. Aufgrund der Anforderung für eine lange Dauerhaftigkeit und der korrosiven Immissionen werden z.B. sehr dichte Betontübbinge eingesetzt, wodurch wiederum das Abplatzungsrisiko ansteigt. Da es verschiedene Typen von Tunnelquerschnitten und verschiedene Bauteile im Querschnitt gibt, muss das Brandverhalten auch sehr differenziert betrachtet werden: belastet – unbelastet, kreisförmig – kastenförmig, hauptsächlich membranbeansprucht – momentenbeansprucht, Ortsbeton – Spritzbeton – vorgefertigte Betonelemente, Aussenschale – Zwischendecken, usw. Ein sehr kritisches Bauteil ist die Zwischendecke im Tunnelquerschnitt. Um das Brandverhalten zuverlässig zu verbessern (in der Regel auf Grundlage von Versuchen), werden heute vermehrt PP-Fasern in die Betone eingemischt oder kriti-

sche Stellen sogar mit Brandschutzsystemen abgedeckt. Auf jeden Fall sollten für jeden Tunnel die Anforderungen und die entsprechenden Lösungskonzepte projektspezifisch festgeschrieben werden (Blosfeld, 2009).

Die Effekte mikrobieller Einwirkungen auf Beton werden im Allgemeinen als gering bewertet. Hervorzuheben ist die biogene Schwefelsäurekorrosion. In der Praxis wird dieser Vorgang vor allem in Abwassersystemen, Abwasserreinigungsanlagen und Biogasanlagen beobachtet. In diesen Bereichen hoher mikrobieller Aktivität wird Schwefelsäure gebildet, die wiederum durch chemischen Angriff den Beton schädigt. In der Folge findet ein treibender Angriff statt (Scheydt, 2013 und Wie et al., 2014).

Für die Bedingungen wie sie im Endlagerbergwerk erwartet werden, wird biogenen Korrosionsprozessen am Beton kein signifikanter Einfluss zugewiesen. Die resultierenden chemischen Einwirkungen werden durch abiotische Prozesse überlagert.

6.2 Einsatz zementhaltiger Baustoffe

Zementhaltige Baustoffe werden in Endlagern in vielfältiger Weise eingesetzt. Hervorzuheben sind

- das Erstellen eines Ausbaus zur Grubenraumsicherung sowie ggf. der Fahrbahnbau
- der Bau von Abdichtungen (Barrieren), wie Bohrlochverfüllungen, Strecken- und Schachtabdichtungen
- das Verfüllen von Grubenhohlräume, d.h. der Einsatz als Verfüllmaterial

Zutritts- und Gebirglösungen können Ionen oder Substanzen enthalten, die die Baustoffe und Bauwerke schädigen und ihre Funktionszeit verkürzen. Deshalb ist eine Bewertung der Alteration (Baustoffumwandlung) vor dem Einsatz vorzunehmen. Bei der Bauwerksplanung sind Reaktionen mit Zutritts- und Gebirglösungen zu berücksichtigen.

Grundlage des Verhaltens und der Eigenschaften zementhaltiger Baustoffe sind die Reaktionen des Portlandzementklinkers. Die dabei entstehenden Hydroxidionen können mit weiteren Bestandteilen des Baustoffs reagieren und damit verbraucht werden. Das Verhältnis von Zementklinker zu den Hydroxid-verbrauchenden Stoffen bestimmt somit den pH-Wert des Baustoffs. Es können die im Bauwesen üblichen Baustoffe mit hohem pH-Wert von den sogenannten niedrig-pH-Baustoffen unterschieden werden. Als Betone, die Gesteinskörnung enthalten, werden sie im Folgenden als HPC und LPC bezeichnet. Lösungen der HPC reagieren auch mit angrenzenden Materialien, wie Baustoffe oder Gesteine, die feinkörnige Smektite enthalten. Diese quellfähigen Tonminerale sind Hauptbestandteile des Bentonits, der in Endlagern als Baumaterial von Abdichtungen verwendet wird. Um Schädigungen zu vermeiden, werden für derartige Anwendungsfälle LPC bevorzugt (DOPAS, 2016).

Zur Entwicklung von HPC mit hinreichendem Korrosionswiderstand sowie zur Beurteilung der Korrosion von HPC entwickelte die Baustoffindustrie Richtlinien und Bewertungsverfahren, die jedoch nicht für LPC gültig sind. Ziel der vorliegenden Arbeit war es daher, ein Modell zur Bewertung des Korrosionswiderstands von LPC zu entwickeln und anzuwenden.

Die Korrosion von HPC und LPC ist abhängig von

- der chemischen Zusammensetzung der in Kontakt tretenden Lösungen (Menge korrosiver Stoffe)
- dem chemisch-mineralogischen Stoffbestand des Baustoffs (Menge der korrodierbaren Stoffe)
- der Möglichkeit einer Reaktion der korrosiven mit den korrodierbaren Stoffen, die Abhängigkeit ist bestimmt von der Durchströmung des Porenraums sowie der Diffusion
- und der Temperatur

Als Grundlage der Bewertung werden zunächst die Ausgangsstoffe von Betonen und Produkte ihrer Hydratation beschrieben, d.h. die korrodierbaren Stoffe. Hierbei werden auch charakteristische Unterschiede von HPC und LPC genannt. Anschließend wird ein Überblick der Prozesse gegeben, die zur Baustoffkorrosion beitragen können und Informationen zur Ausbildung des Porenraums zusammengefasst. Als ein Schwerpunkt wird das Bewertungsverfahren erläutert, das bei HPC angewendet wird, und die chemisch-mineralogische Zusammensetzung sowie die Porenraumbildung dieser Baustoffe berücksichtigt. Dieses Verfahren wird für die Anwendung bei LPC erweitert. Zudem wird es genutzt, um die Korrosion von HPC und LPC bei Kontakt mit zwei Lösungen zu bewerten. Diese Lösungen sollen repräsentativ sein für die Modellgebiete Nord und Süd, die zur Endlagerung radioaktiver Abfälle im Tongestein ausgewählt wurden.

6.3 Alterationsprozesse am Beton

Reaktionen mit zugeführten Stoffen verändern die Eigenschaften eines Baustoffs. Die Eigenschaften können sich bezüglich der Materialanforderungen verbessern oder verschlechtern. Prozesse, die die Funktion eines Bauwerks beeinträchtigen können, werden unter dem Begriff der Korrosion zusammengefasst. Die folgenden Abschnitte geben einen Überblick dieser Prozesse und berücksichtigen die in der Baustofftechnologie übliche Gliederung. Zunächst werden reine Auflösungsprozesse betrachtet, bevor auf die Reaktion von Säuren mit Baustoffen eingegangen wird. In diesem Fall beeinflusst auch der pH-Wert und die Anwesenheit eines Anions das Baustoffverhalten. Danach wird auf Reaktionen mit gelösten Ammonium-, Magnesium- und Sulfat-Ionen eingegangen, bevor die sogenannte Alkali-Kieselsäurereaktion der Gesteinskörnung beschrieben wird. Alterationsprozesse, die nicht zwingend die Funktionsfähigkeit eines Bauwerks beeinträchtigen müssen, schließen diesen Abschnitt ab. Der Fokus ist dabei den Kenntnisstand zu LPC zusammenzufassen.

6.3.1 Auflöseprozesse (Leaching)

Nach Vehmas & Holt (2016) beschreibt Leaching das Lösen von Feststoffen oder Feststoffanteilen im neutralen pH-Wert-Bereich und tritt auf, wenn das mit dem Baustoff in Kontakt tretende Wasser in Bezug auf die Feststoffe untersättigt ist. Maßgeblich für das Verhalten der Zementsteinphasen sind demnach ihre Löslichkeiten, die auch als Löslichkeitsprodukte beschrieben werden können. Unter Normalbedingungen beträgt beispielsweise die Löslichkeit von Gips in Wasser rund 2,1 g/L, von Calciumhydroxid etwa 1,7 g/L, von amorphem SiO_2 etwa 120 mg/L und von Quarz (kristallinem SiO_2) maximal rund 10 mg/Liter. Abbildung 6-1 zeigt Löslichkeitsprodukte von Mineralen. Hervorzuheben ist, dass die Calciumsulfate, gefolgt von

Calciumhydroxid (Portlandit) und den Carbonaten im Vergleich zu den Aluminaten und insbesondere den Eisenoxiden relativ leicht löslich sind. Kelham (2003) beschreibt eine Löslichkeitsreihenfolge von Portlandit, Monosulfat ($\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{O}_6(\text{SO}_4) \cdot 14\text{H}_2\text{O}$), Ettringit und CSH, wobei im Falle der CSH-Phasen auf die „Decalcifizierung“ hingewiesen wird, die nach der Auflösung von Portlandit eintritt.

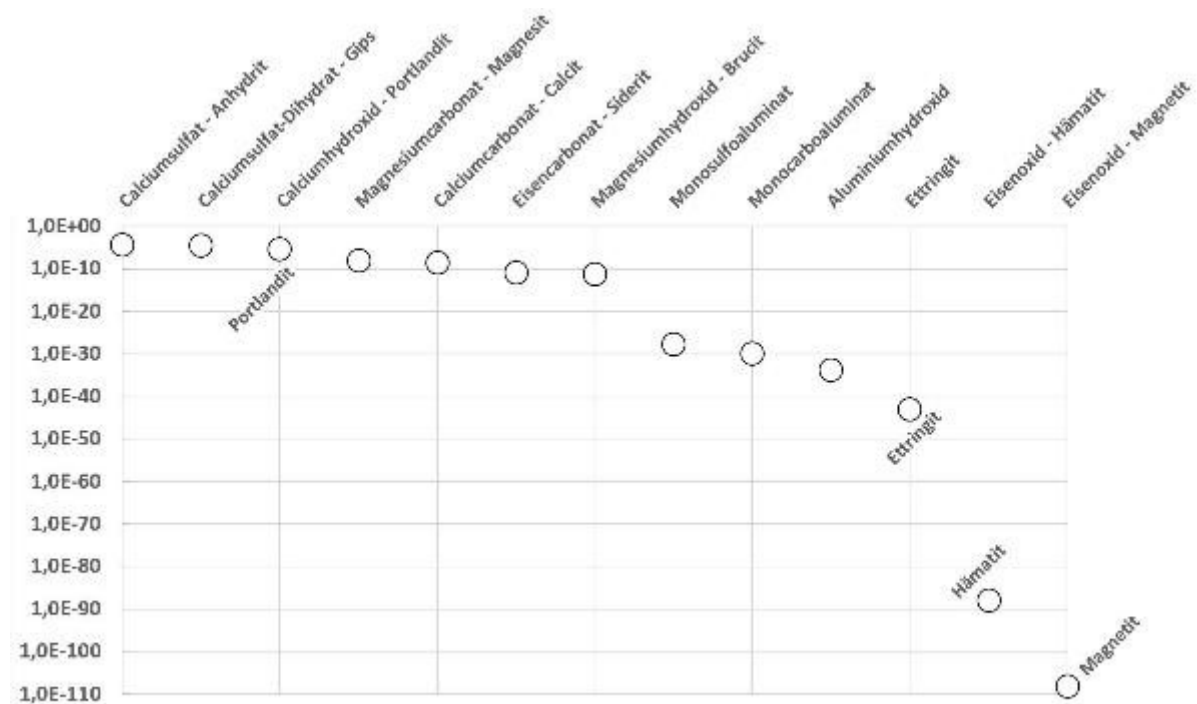


Abbildung 6-1: Löslichkeitsprodukte (K_{SP}) von Mineralen unter Berücksichtigung des Phasenbestands von Zementsteinen (siehe auch Birnin-Yauri & Glasser, 1998)

Abbildung 6-2 zeigt Befunde von Saito & Deguchi (2000) zur Löslichkeit von Ca-Ionen aus Baustoffen mit und ohne Silikastaub. Die Reaktionen wurden elektrochemisch beschleunigt. Mit dem Silikastaubanteil der Proben nimmt

- bei identischer Versuchsdauer die Menge der gelösten Ca-Ionen der Proben und
- die Freisetzungsrate von Ca^{2+} ab.

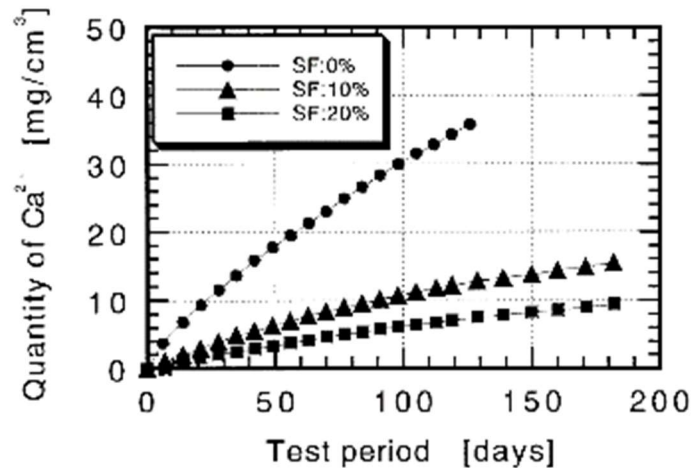


Abbildung 6-2: Calciumionen in Lösung abhängig vom Silikastaubgehalt (Saito & Deguchi, 2000)

Codina (2007) untersuchte mehrere LPC nach viermonatiger Lagerung in demineralisiertem Wasser. Abbildung 6-3 zeigt Befunde von REM-Untersuchungen. Der in den Fotos erkennbare Helligkeitskontrast weist auf einen Masseverlust hin, der nach den darunter abgebildeten Diagrammen auf einer Abnahme des C/S-Verhältnisses beruht. Oberflächennah liegen die C/S-Verhältnisse im Bereich 0,3 bis 0,4.

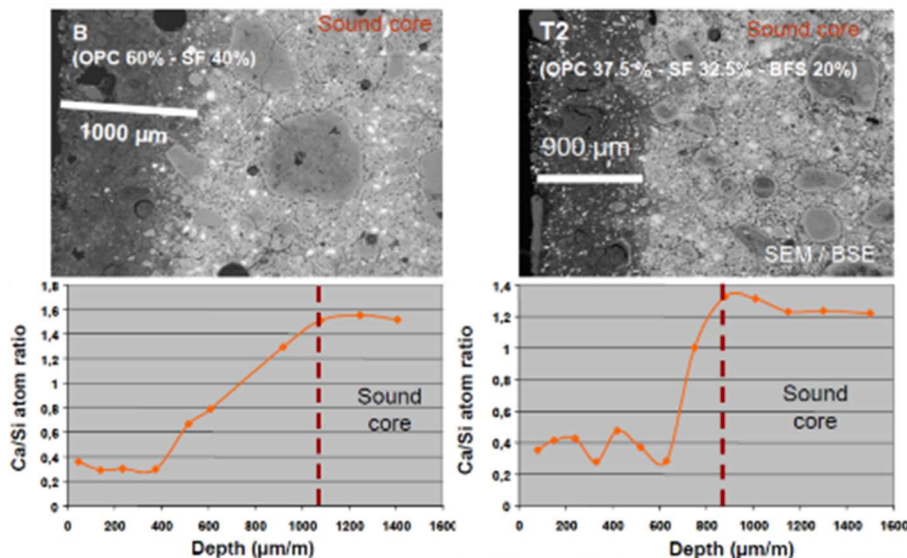


Abbildung 6-3: Lösungssaum an LPC-Proben unterschiedlicher Zusammensetzung nach vier Monaten Leaching als REM-Aufnahme (oben) und Calcium/Silicium-Verhältnis entlang einer Messlinie ab Probenrand (unten) (Codina, 2007)

Abbildung 6-4 nach Harris et al. (2002) zeigt Befunde zum C/S-Verhältnis von Lösungen, die Kontakt mit LPC und HPC hatten. Zu Beginn der Untersuchungen, d.h. bei geringem „Lösegrad“, wird aus HPC mehr Calcium im Vergleich zu Silicium gelöst, während bei LPC die Ca-Konzentrationen in der Größenordnung der Si-Konzentrationen liegen. Die bevorzugte Lösung von Calcium aus den HPC führt dazu, dass mit zunehmendem Lösegrad das C/S-Verhältnis

in der Lösung sinkt. Für hohe Lösegrade wurden für HPC und LPC vergleichbare C/S-Verhältnisse um den Faktor 1,0 ermittelt.

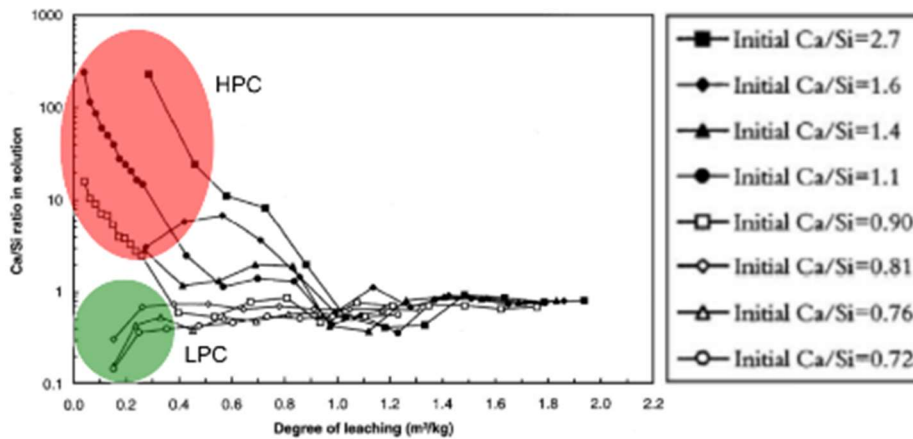


Abbildung 6-4: Auswirkung von lösendem Angriff auf Betone unterschiedlicher Calcium/Silicium-Verhältnisse, geändert nach Harris et al. (2002)

Die Untersuchungen weisen darauf hin, dass sich bei hohen C/S-Verhältnissen die CSH-Phasen inkongruent lösen, wobei im Vergleich zu Silicium mehr Calcium in Lösung geht. CSH-Phasen mit niedrigen C/S-Verhältnissen werden dagegen nahezu kongruent gelöst.

C/S-Verhältnisse von Calciumsilikathydraten ermittelten Baston et al. (2012). Eine Zusammenfassung der Befunde liefert die Abbildung 6-5. Die aufeinander laufenden Pfeile verdeutlichen, dass sich durch Löseprozesse ein C/S-Wert von rund 0,8 einstellt, so lange der pH-Wert ≥ 10 ist. Der Anstieg des C/S-Verhältnisses in diesem Bereich dürfte dabei auch vom Anstieg der SiO_2 -Löslichkeit mit zunehmendem pH-Wert beeinflusst werden. Sinkt dagegen der pH-Wert unterhalb von 10, so dominiert wieder das bevorzugte Lösen von Calciumkomponenten.

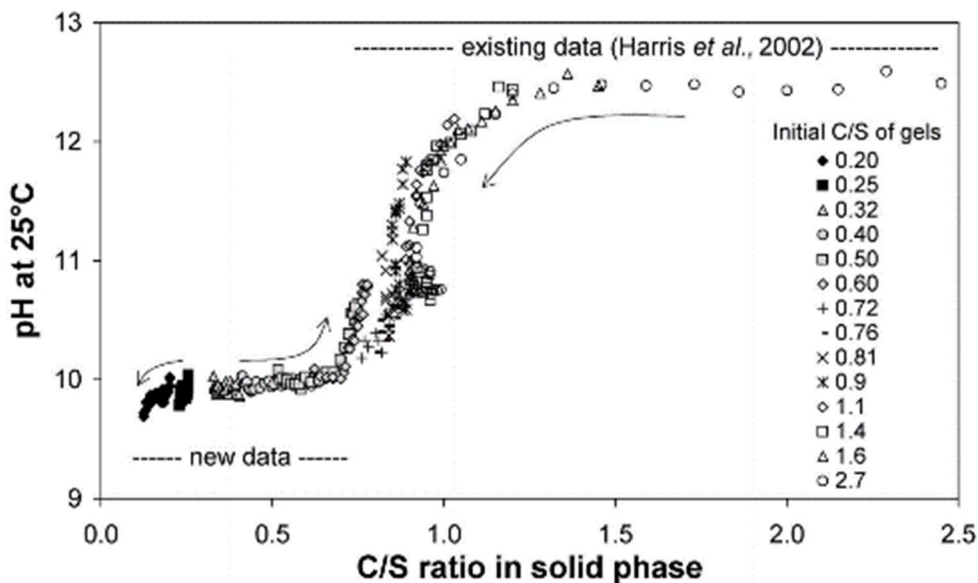


Abbildung 6-5: C/S-Verhältnisse von Calciumsilikathydraten in Abhängigkeit des pH-Wertes der Reaktionslösung. Die Pfeile entlang der Datenpunkte kennzeichnen Veränderung des C/S-Verhältnisses (Baston et al., 2012)

Kenntnisstand ist somit, dass bevorzugt Ca-Anteile des Zementsteins gelöst werden. Das Diagramm $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2$ (Abbildung 6-6) verdeutlicht graphisch die Änderungen des chemischen Stoffbestandes durch Leaching. SiO_2 und Al_2O_3 reichern sich im Vergleich zu CaO an.

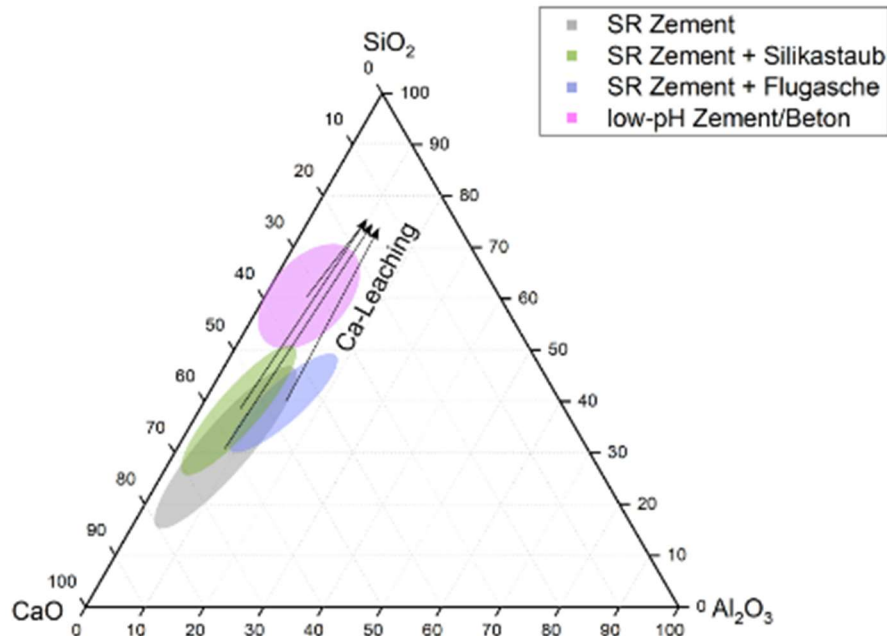


Abbildung 6-6: Ternäres Diagramm $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2$ mit Zementstein und schematischen Alterationsverläufen des Ca-Leachings, Angaben in m%, geändert nach Trümer (2020)

Die Menge des insgesamt löslichen Calciums sinkt mit dem CaO -Anteil des Zementsteins und damit mit zunehmendem Ersatz von Portlandzementklinker gegen silikatreiche Zusatzstoffe.

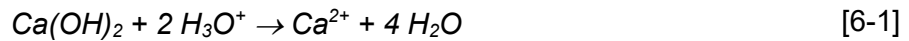
6.3.2 Reaktion mit Säuren

Säuren sind Verbindungen, die aus Protonen (H^+) und Anionen bestehen. Die Protonen können an Reaktionspartner übertragen werden. In wässrigen Lösungen bilden sich Oxonium-Ionen (H_3O^+). Damit wird der pH-Wert der Lösung gesenkt. Die Löslichkeiten der Bestandteile des Zementsteins sind pH-Wert-abhängig. So weist beispielsweise SiO_2 im alkalischen Milieu eine erhöhte Löslichkeit auf, während die Löslichkeit im neutralen und sauren pH-Bereich gering ist. Ein amphoterer Verhalten ist für Aluminiumverbindungen charakteristisch und damit ein Anstieg der Löslichkeit im sauren und alkalischen pH-Bereich.

Charakteristisch für einen Säureangriff ist daher, dass

- die Lösereaktionen maßgeblich vom pH-Wert der zutretenden Lösung beeinflusst wird (Zufuhr von Oxonium-Ionen, H_3O^+) und
- Anionen zugeführt werden, die mit Baustoffbestandteilen reagieren können.

Gl. 6-1 verdeutlicht die Reaktion der Oxonium-Ionen mit Portlandit, dessen Ca-Ionen in Lösung gehen.



In Abhängigkeit des Anwendungsfalls sind Reaktionen mit Kohlen-, Salpeter-, Salz-, Schwefelsäure oder organischen Säuren zu berücksichtigen. Kohlensäure kann Bestandteil von Gesteinslösungen sein, so dass sich die folgenden Ausführungen auf diese Säure fokussieren.

6.3.3 Reaktion mit Kohlensäure - Kalklösende Kohlensäure

Kohlendioxid (CO₂) ist in wässrigen Lösungen löslich, wobei die Löslichkeit des Gases im zu betrachtenden Druck-Temperaturbereich bei ansteigender Temperatur sinkt (Tabelle 6-1) und mit dem Druck ansteigt (Abbildung 6-7). Zudem sinkt die Fähigkeit von Lösungen CO₂ aufzunehmen mit zunehmendem Salzgehalt (Abbildung 6-8).

Tabelle 6-1: Löslichkeit von Gasen in Wasser [g/Liter] bei einem Partialdruck von 101,3 kPa nach Sammarco & Sammarco (2002). Methan (CH₄), Kohlendioxid (CO₂), Schwefelwasserstoff (H₂S), Stickstoff (N₂) und Sauerstoff (O₂) (Sammarco & Sammarco, 2002)

	10 °C	20 °C	30 °C	40 °C
CO ₂	2,3501	1,7208	1,3203	1,0025

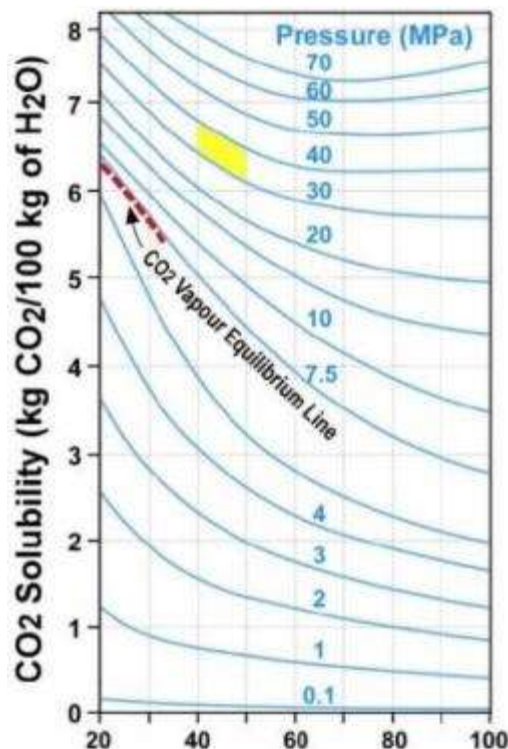


Abbildung 6-7: Löslichkeit von Kohlendioxid in reinem Wasser in Abhängigkeit der Temperatur in Grad Celsius und des Drucks in MPa (Enick & Klara, 1990)

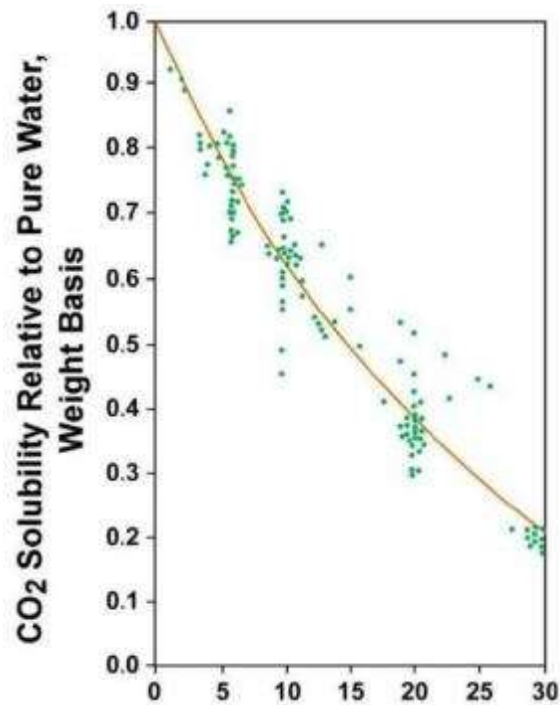
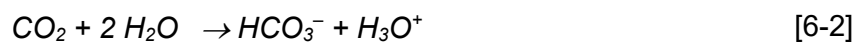


Abbildung 6-8: Verhältnis der Löslichkeit von Kohlendioxid in wässrigen Lösungen mit unterschiedlichem Salzgehalt zur Gaslöslichkeit in reinem Wasser vs. Gesamtsalzgehalt der Lösung (Enick & Klara, 1990 und Kumar et al., 2005)

Kohlendioxid dissoziiert in wässrigen Lösungen, wobei entsprechend der folgenden Gleichungen HCO_3^- - und CO_3^{2-} -Anionen und Oxonium-Kationen entstehen. Die Mengenanteile der „Kohlensäureformen“ zeigt Abbildung 6-9. Mit der Abnahme des pH-Wertes steigt die Konzentration an CO_2 . Als freies oder überschüssige Kohlensäure bezeichnetes CO_2 kann Carbonate lösen und auf diese Weise Baustoffe schädigen (Abbildung 6-10).



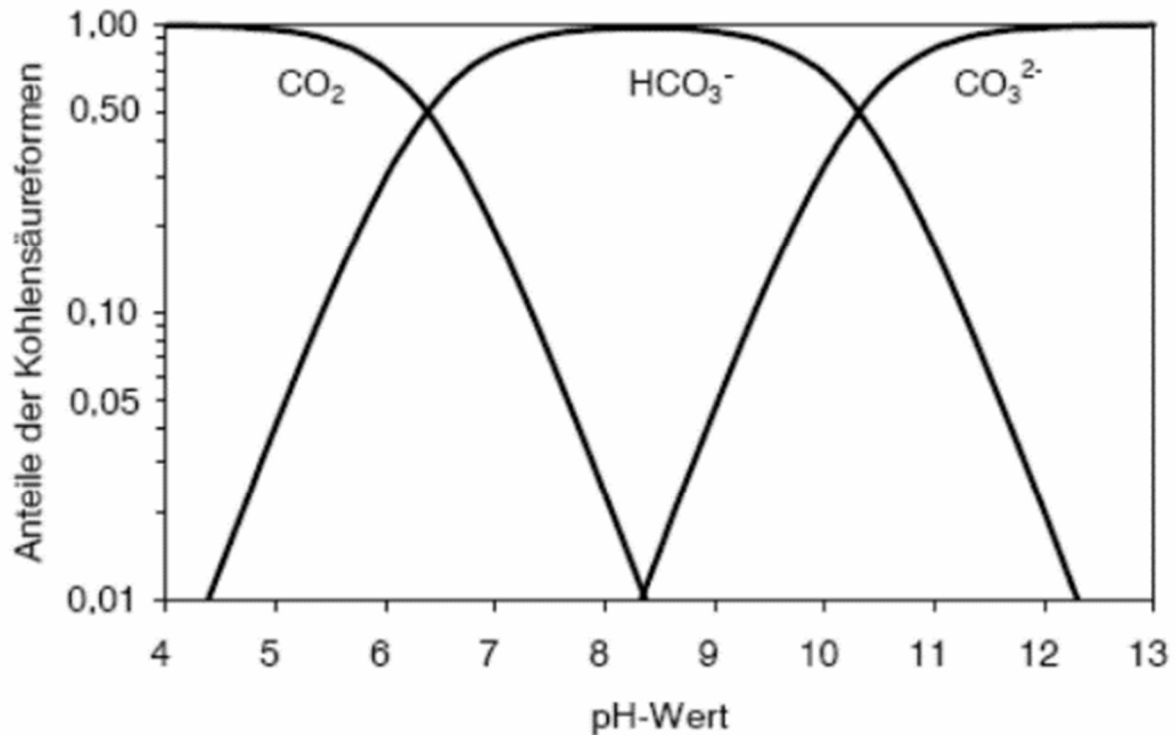


Abbildung 6-9: Anteile der „Kohlensäureformen“ CO₂, HCO₃⁻ und CO₃²⁻ an der Konzentrationssumme $c(\text{CO}_2) + c(\text{HCO}_3^-) + c(\text{CO}_3^{2-})$ berechnet für 25 °C (Gimbel et al., 2004)

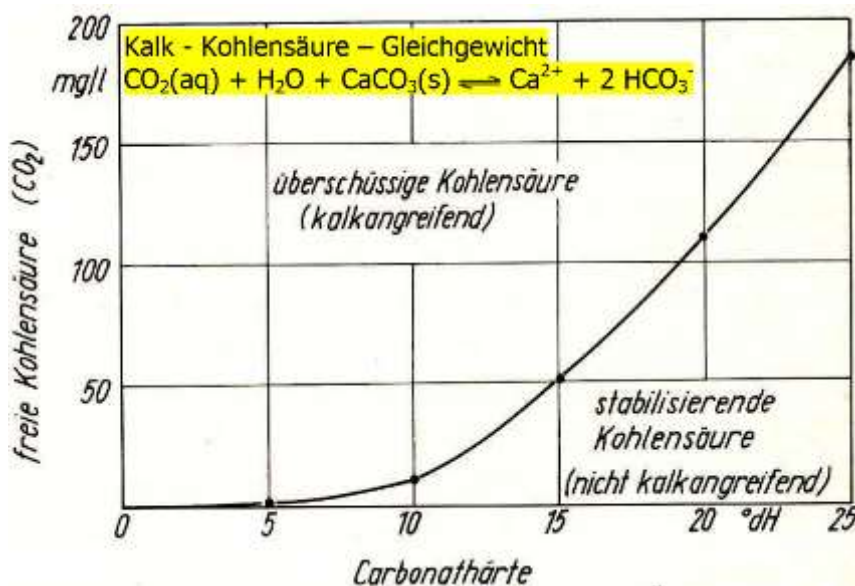


Abbildung 6-10: Lösungsgleichgewicht zwischen Calcit und Kohlensäure (Henning & Knöfel, 2002)

Nach den dargestellten Sachverhalten sind somit zwei Einflüsse der Kohlensäure auf Baustoffe zu unterscheiden. Dies sind der Einfluss des pH-Wertes auf das Löseverhalten von Mineralen sowie die Reaktionen mit den Kohlensäureformen. Eine entsprechende Unterscheidung findet sich auch in der DIN 4030-1, nach dem Wasser bei pH-Werten $\leq 6,5$ Beton angreift,

während kalklösende Kohlensäure (CO_2) ab einer Konzentration von 15 mg/L schädigend wirkt.

Im Hinblick auf den Einfluss des pH-Wertes ist zu erwarten, dass vor allem Hydroxide, wie Portlandit gelöst werden. Zudem sollte das Verhältnis von Aluminaten zu Silikaten sinken, weil Aluminiumoxide und -hydroxide im Gegensatz zu Silikat ein amphoterer Verhalten aufweisen. Ihre Löslichkeit steigt bei sinkendem pH-Wert. Gemäß der pH-Werte der Modellgebiete von $\text{pH} > 7$ und, da die Gesteine Karbonate enthalten, ist ein Einfluss durch kalklösende Kohlensäure als vernachlässigbar einzustufen, sofern keine Änderungen der Druck-Temperaturbedingungen auftreten. Während der Betriebszeit des Endlagers ist jedoch im Ausbau ein Temperaturgradient vorhanden. Bekannt ist, dass bei einer Temperaturabnahme die Löslichkeit von Carbonaten steigt und damit Carbonate gebildet werden können. Wie bereits dargestellt steigt die Löslichkeit bei zunehmendem Kohlendioxid-Partialdruck.

Durning & Hicks (1991) haben Baustoffe in Kontakt mit verschiedenen Säuren getestet. Es zeigt sich, dass Baustoffe mit hohem Silikastaubgehalt die geringsten Masseänderungen aufweisen, weil sie höhere Gehalte von schwerlöslichen Silikaten haben. LPC lässt daher gegenüber HPC eine höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber kalklösender Kohlensäure erwarten.

SiO_2 ist nur im stark alkalischen Milieu löslich und Al_2O_3 im stark sauren und alkalischen Bereich, so dass sich bevorzugt Ca-Anteile des Zementsteins lösen.

Dauzeres et al. (2014) haben sich weiter mit der Alterationstiefe an u.a. LPC beschäftigt. Die LPC-Rezeptur setzt sich aus 37 % Portlandzementklinker, 30 % Flugasche und 33 % Silikastaub bei einem Wasser/Binder-Wert von $w/b = 0,4$ zusammen. Mittels XRD wurden die Intensität der Peaks von Ettringit und Calcit entlang eines Probenprofils über die Zeit gemessen. Als Leachingmittel wurde eine Referenzlösung entsprechend dem Callovo-Oxfordium (COX) Mudstone eingesetzt. Die COX-Lösung zeichnet sich u.a. durch einen neutralen pH-Wert und einen stark erhöhtem CO_2 Partialdruck von 1,3 % aus.

Abbildung 6-11a zeigt, dass mit zunehmender Versuchsdauer Ettringit mit ansteigendem Abstand von der Probenoberfläche detektierbar ist. Nach Abbildung 6-11b ist ein ähnlicher Trend auch für Calcit festzustellen. Die Alterationstiefe, abgeleitet aus dem Ettringit- und Calcitpeak, ist dabei linear zur Quadratwurzel der Korrosionszeit (Abbildung 6-11c). Es zeigt sich, dass die Menge an Ettringit von der Probenoberfläche ausgehend sinkt. Der Calcitpeak wandert in die Probe und flacht ab.

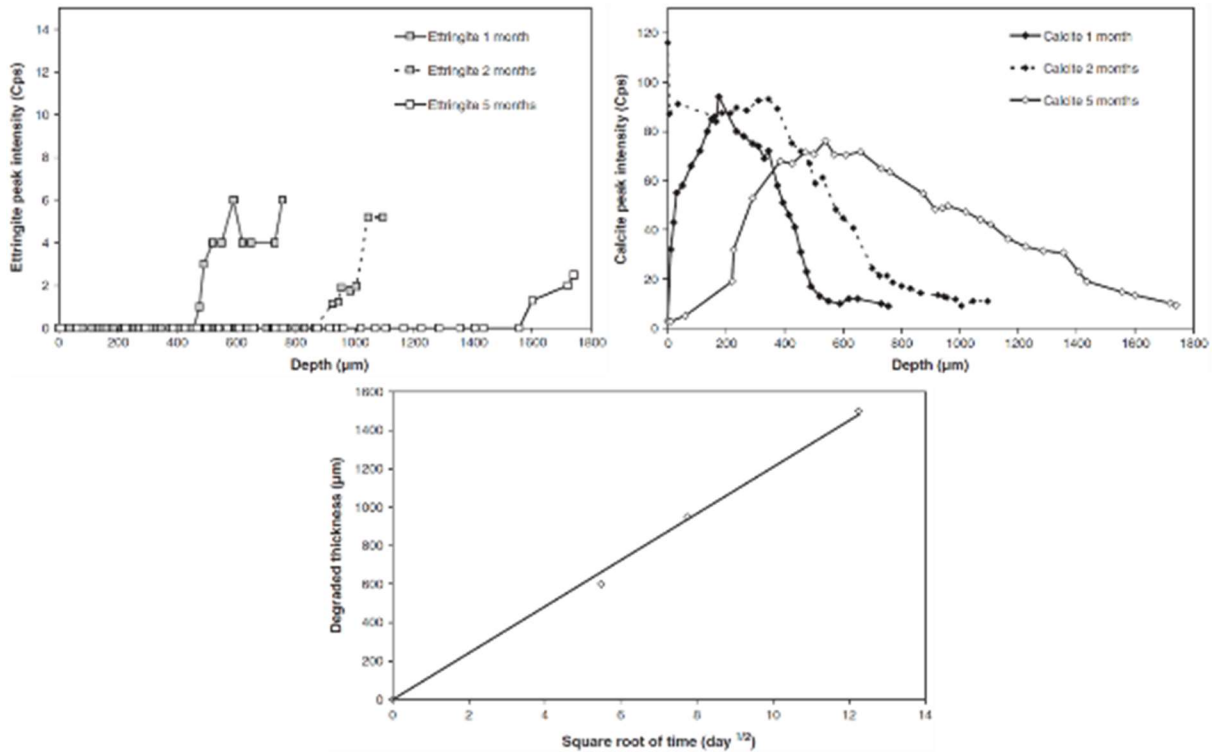


Abbildung 6-11: (oben) Intensität der Etringit- und Calcitpeaks in Abhängigkeit der Proben-tiefe und der Versuchszeit. Gemessen mit XRD. (unten) Korrosionstiefe gegen Quadratwurzel der Versuchszeit (Dauzeres et al., 2014)

In der Studie wurden ebenfalls bildgebende Verfahren eingesetzt, um den Grad der Alteration zu untersuchen. Abbildung 6-12 zeigt den Lösungssaum am LPC nach einem Monat Versuchsdauer. Abbildung 6-12a zeigt den Calciumgehalt, Abbildung 6-12b zusätzlich den Siliciumgehalt. Die Verringerung des Calciumgehalts an den im Kontakt mit der Lösung stehenden Rändern ist deutlich zu erkennen, während eine Abnahme von Silicium nicht erkennbar ist.

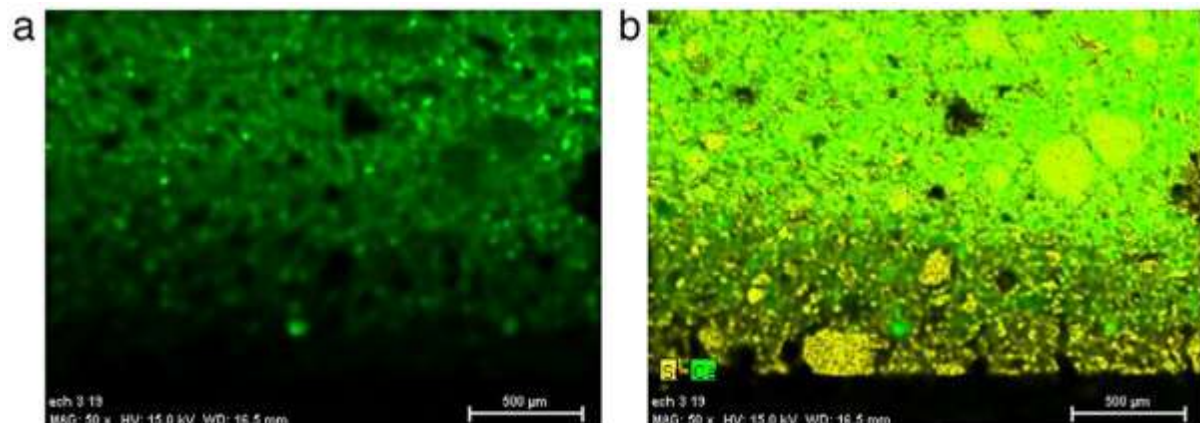


Abbildung 6-12: REM-Aufnahmen mit EDS-Mapping nach einem Monat Versuchszeit am LPC, links/grün = Calcium, rechts/gelb = Silicium (Dauzeres et al., 2014)

Dauzeres et al. (2014) führten Untersuchungen mit HPC und LPC sowie COX Mudstone Lösung durch. Die Befunde soll Abbildung 6-13 verdeutlichen. In diesem Fall zeigt LPC im Vergleich zu Normalbeton (Abbildung 6-13a) eine stärkere Porositätszunahme und eine größere Alterationstiefe (Abbildung 6-15).

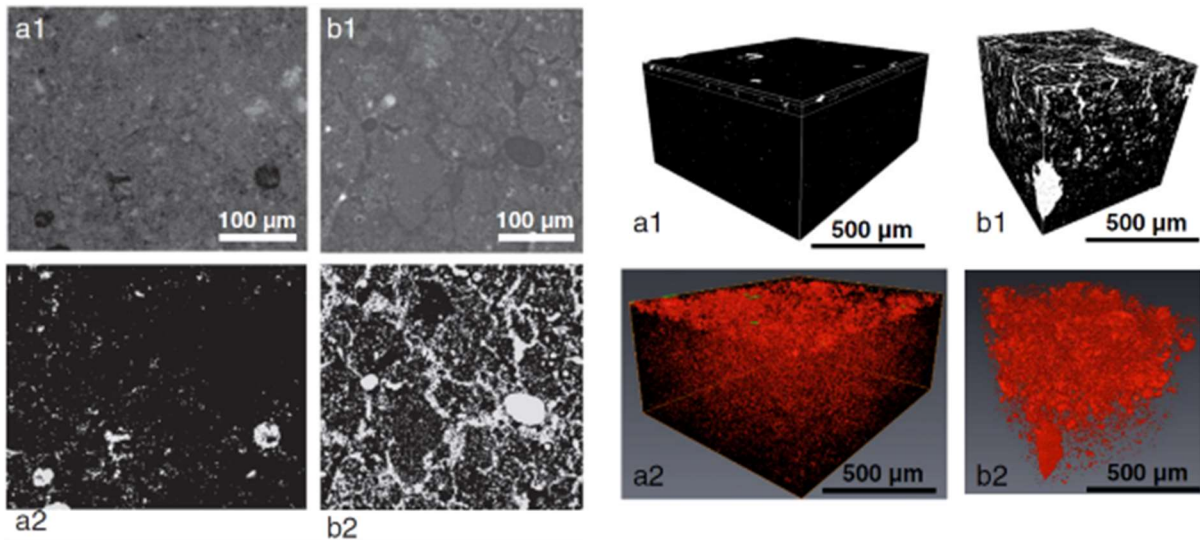


Abbildung 6-13: CT Aufnahmen, der korrodierten Proben nach einem Monat. a = Normalbeton, b = LPC a-links: Entfernung zur Oberfläche 30 µm, b-links: Entfernung zur Oberfläche 100 µm, a2-b2-links: Porositätsverteilung, a1-b1-rechts: Porositätsaufnahme am 3D-Probekörper, a2-b2-rechts: 3D-Modell des Porennetzwerks (Dauzeres et al., 2014)

Ähnliche Studien wie von Dauzeres et al. (2014) wurden von Mäder et al. (2017) durchgeführt. Untersucht wurden Normalbeton und ESDRED LPC der im Zuge des TEM-Projekts in der Grimsel Test Site (GTS) in der Schweiz entwickelt wurde, im Kontakt mit Opalinuston. Dauzeres et al. 2016 nehmen Pearson-Wasser (Pearson, 2002) als Porenlösung des Opalinustons an, während Mäder et al. Porenwasseranalysen von Koroleva et al. (2011) zurückgreifen. Die Größenordnungen der Opalinustonlösungen liegen im Bereich der Lösung Modellgebiet Süd (Tabelle 6-7).

Der ESDRED LPC enthält 60 % Portlandzementklinker und 40 % Silikastaub ($w/b = 0,5$). Normalbeton und LPC zeigen unterschiedliche Wechselwirkungen im Kontakt mit dem Opalinuston. Der ESDRED LPC zeigt eine geringere Alterationstiefe als der Normalbeton. Nach Koroleva et al. (2011) enthält das Porenwasser des Opalinustons 0,022 g/L Bicarbonat. Im HPC wie auch im LPC wird HCO_3^- in den Baustoff transportiert (Abbildung 6-14). Aufgrund der geringen Konzentration ist die Eindringtiefe in beiden Baustoffen allerdings gering, im LPC scheint die Konzentration transportierten Carbonats geringer zu sein.

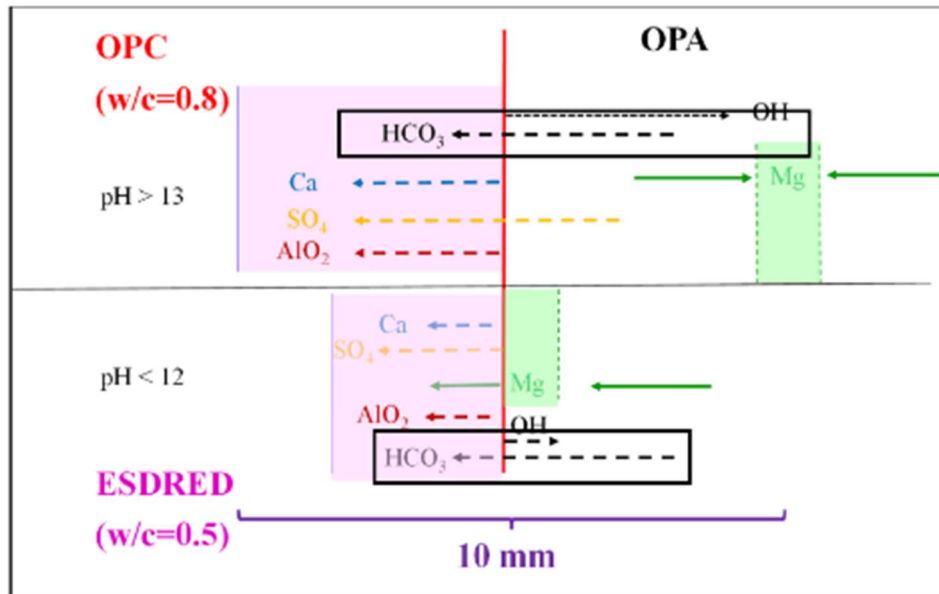
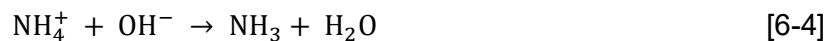


Abbildung 6-14: Schematische Darstellung der Ionentransportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017)

6.3.4 Reaktion mit gelöstem Ammonium

Ammoniumsalze, insbesondere Salze starker Säuren wie NH_4Cl , NH_4NO_3 und $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$, sind austauschfähige Salze, deren Anionen leichtlösliche Calciumverbindungen bilden. In basischen/alkalischen Lösungen reagieren Ammoniumsalze starker Säuren unter Verbrauch von Hydroxidionen zu Ammoniak:



Bei dieser Reaktion wird das Hydroxidion der Porenlösung verbraucht und die Porenlösung neutralisiert. Die Neutralisation zieht ein Lösen der Hydratphasen nach sich, da sie im pH-Wert-neutralen Bereich instabil sind. Dabei werden zunächst Portlandit, dann Aluminat-, Eisen- und Calciumsilikathydrate gelöst. Das Endprodukt der Reaktion der Calciumsilikathydrate ist amorphe Kieselsäure.

Es bildet ein Dissoziationsgleichgewicht mit Ammoniak, das ein wasserlösliches Gas ist. Wegen der Beteiligung eines Oxonium-Ions ist dieses Gleichgewicht vom pH-Wert abhängig. Der Anteil des Ammoniaks steigt mit zunehmendem pH-Wert und steigender Temperatur. Der pK_S -Wert von Ammonium beträgt 9,2. Ammoniumsalze reagieren in wässriger Lösung als schwache Säuren und bilden daher leicht saure Lösungen. Ammoniak reagiert als Base mit Wasser unter Bildung von Hydroxidionen (OH^-).



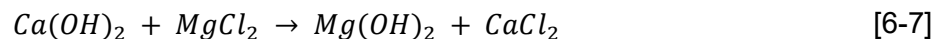
Ammonium entsteht in der Natur vor allem durch den Abbau von Proteinen. Ammoniak entsteht auch bei der Zersetzung von Pflanzen.

Bibi et al. (2020) untersuchten den Einfluss von Ammoniumnitrat (NH_4NO_3) auf Beton. Schwerpunkt der Studie waren Bestimmungen der Festigkeit, mineralogische Phasenanalysen mittels Röntgendiffraktometrie (RDA) und Rasterelektronenmikroskopie (REM). Es wurden Mischungen ohne Silikastaub hergestellt sowie Rezepturen, bei denen der Zement zu 5 %, 8 % und 10 % gegen Silikastaub ausgetauscht wurde. Die Zylinder wurden abwechselnd in 5 %iger NH_4NO_3 -Lösung gelagert und ofengetrocknet. Die RDA- und REM-Untersuchungen zeigten, dass sich Calciumnitrat bildet. Die beste Widerstandsfähigkeit gegen die NH_4NO_3 -Lösung wiesen die Proben auf, bei denen 8 % des Zements gegen Silikastaub ausgetauscht wurden. Die Ergebnisse werden auch durch Lea (1965) bestätigt.

Nach Rechenberg & Sylla (1993) ist der Einfluss des Wasser-Zement-Werts und der Zementart auf die Korrosionsanfälligkeit des Betons gegenüber Ammonium gering. Stärker wirkt sich demnach der Zuschlag aus. Betone mit Kalksteinzuschlag verhalten sich demnach günstiger als solche mit quarzitischem Zuschlag. Insgesamt beurteilen Rechenberg & Sylla (1993) den Betonangriff durch Ammonium in der DIN 4030-1 allerdings als überschätzt.

6.3.5 Ca-Mg-Austausch

Mg^{2+} -Ionen können gegen die in den Baustoffphasen enthaltenen Ca^{2+} -Ionen ausgetauscht werden. Nach Gl. 6-7 entsteht bei der Reaktion von Portlandit mit Magnesiumchlorid neben Brucit (Magnesiumhydroxid) Calciumchlorid. Bei sehr hohen MgCl_2 -Gehalten könnten sich auch Magnesiumoxichloride bilden. Die Gl. 6-8 verdeutlicht die Reaktion von Calcium- (CSH) zu Magnesiumsilikathydraten (MSH). In der Lösung wird Magnesiumchlorid gegen Calciumchlorid im Molverhältnis 1:1 ausgetauscht.



Festzustellen ist, dass bei einem Ersatz des Ca-reichen Zementklinkers gegen Ca-arme Zusatzstoffe die Menge von austauschbarem Calcium und damit das Potential eines Ca-Mg-Austauschs sinkt. Im Prinzip sind auch Reaktionen mit gelöstem Magnesiumsulfat ein Ca-Mg-Austausch. Dieser Prozess wird jedoch aufgrund der Beteiligung von Sulfat separat betrachtet.

Untersuchungen nach Bernard et al. (2018) belegen eine Destabilisierung von CSH bei pH-Werten <10 , so dass die Bildung von MSH in Gegenwart gelöster Magnesiumspezies begünstigt wird.

Dauzeres et al. (2016) untersuchten LPC im direkten Kontakt mit Opalinuston. Abbildung 6-16 zeigt die Elementverteilung von Calcium und Magnesium nach fünf Jahren. Eine Abnahme der Calciumkonzentration im Kontaktbereich ist erkennbar. Hinzu kommt eine Anreicherung von Magnesium, so dass eine Umwandlung der CSH- in MSH-Phasen interpretiert werden könnte.

Diese Magnesium-Anreicherung im LPC tritt nach Alonso & Garcia-Calvo (2016) auf, sobald der Baustoff mit tonigen Gesteinen in Kontakt kommt mit $> 3 \text{ mmol/l}$ Magnesiumionen in der Porenlösung.

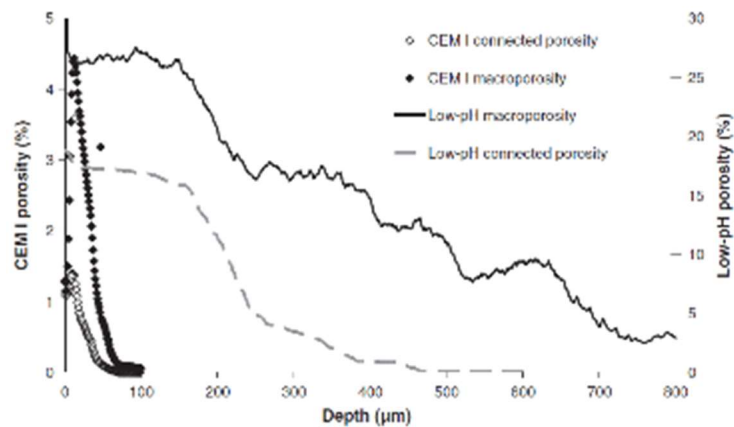


Abbildung 6-15: Betonporosität nach einem Monat Leaching, Vergleich Normalbeton mit LPC (Dauzères et al., 2014)

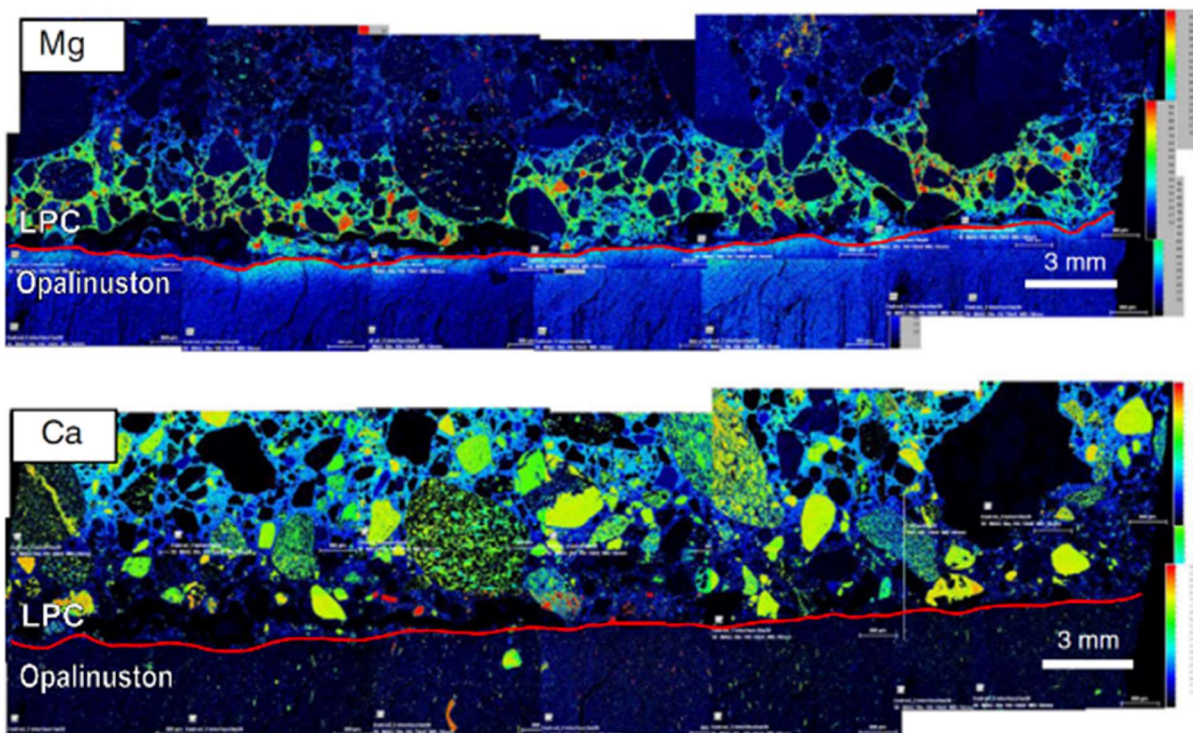


Abbildung 6-16: REM-Aufnahmen mit EDS-Mapping von Magnesium und Calcium im Kontaktbereich von LPC (oben) und Opalinuston (unten) nach 5 Jahren, schwarz = niedrige Konzentration, rot = hohe Konzentration (Dauzères et al., 2016)

Die Ergebnisse von Dauzères et al. (2016) finden sich in Mäder et al. (2017) wieder. Der Lösungsprozess von Calcium im ESDRED LPC ist geringer ausgeprägt als im HPC (Abbildung 6-17). Auffällig ist allerdings eine Anreicherung beim HPC im Opalinuston, während die Anreicherung von Magnesium im Falle des LPC im Kontaktbereich des LPC-Opalinuston stattfindet.

Denkbar wäre nach Mäder et al. (2017), dass die vom HPC migrierende pH-Front die Magnesiumionen vor sich herschiebt bzw. den Transport näher zum HPC stoppt. Eine Bildung von Brucit durch Hydroxidionen gemäß Gl. 6-11 konnte dort nicht nachgewiesen werden. Ein Ca-Mg-Austausch im Baustoff wäre nach dem Transportschema Abbildung 6-17 nur im Falle des LPC möglich.

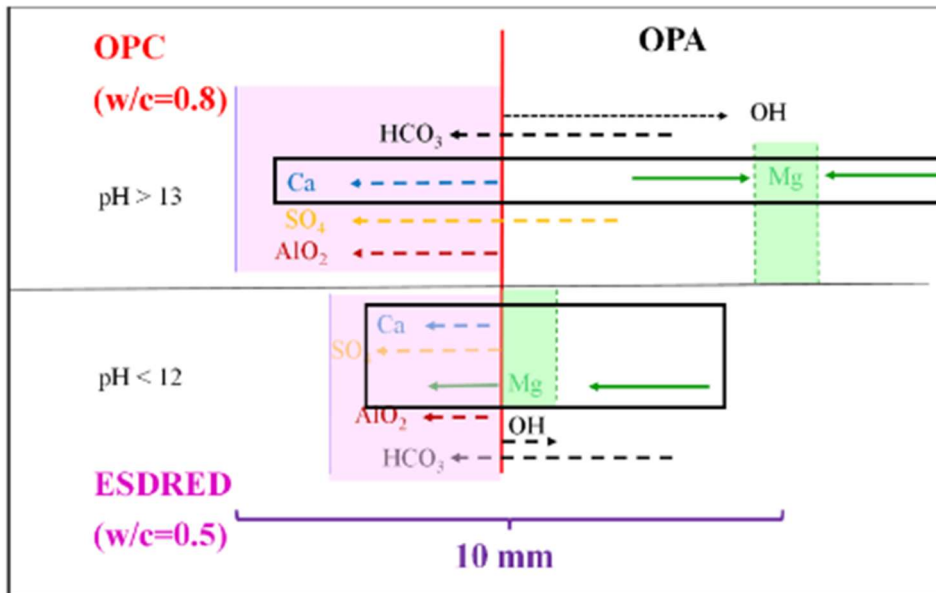
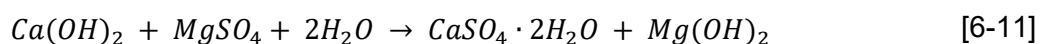
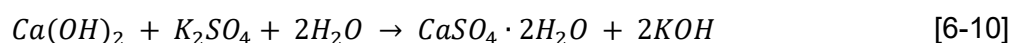
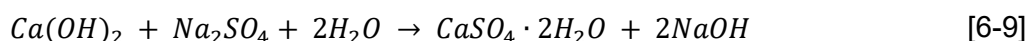


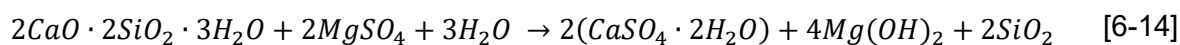
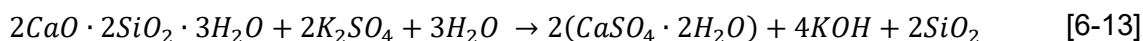
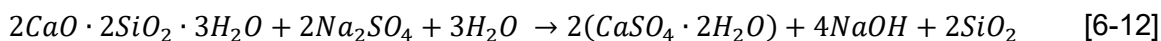
Abbildung 6-17: Schematische Darstellung der Ionen-Transportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017)

Mineralogische Untersuchungen von Magnesiumsilikathydraten führten auch Vespa et al. (2020) durch. Nach ihren Arbeiten kann in die Struktur der Silikate auch Aluminium eingebaut werden. Ergebnis sind Mg-Al-Silikathydrate (MASH).

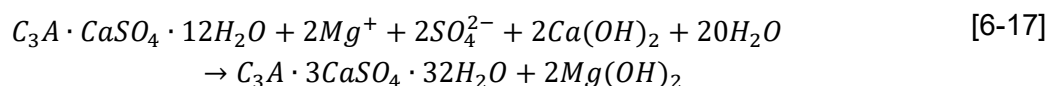
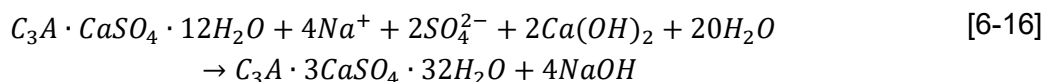
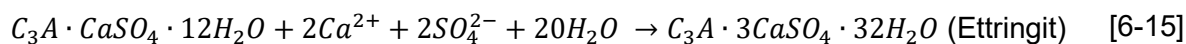
6.3.6 Reaktionen mit gelöstem Sulfat

Sulfat reagiert mit Portlandit sowie den Silikat- und Aluminatphasen des Zementsteins. Die Gl. 6-9 bis 6-11 verdeutlichen den Reaktionsverlauf des Portlandits und die Gl. 6-12 bis 6-14 der Calciumsilikathydrate. Sie zeigen, dass stets Gips kristallisiert. Weitere Reaktionsprodukte sind vom Kation abhängig, das zusammen mit dem Sulfat auftritt. Na^+ oder K^+ bilden Hydroxide, die den pH-Wert der Baustofflösung anheben können. Mg^{2+} führt zur Ausfällung von Magnesiumhydroxid. Von den Calciumsilikaten verbleibt amorphes oder semi-kristallines Siliciumdioxid das Wasser bindet, jedoch ist in den Gleichungen vereinfacht nur SiO_2 angegeben.

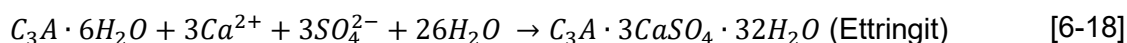




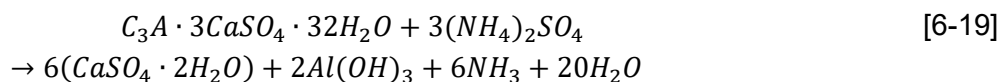
Möglich sind zudem Reaktionen von Resten der Klinkerphase C_3A oder von Monosulfat, das aus C_3A während der Hydratation bei einer Sulfatarmut der Baustofflösung entsteht. Monosulfat hat die chemische Formel $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$. Um die Verwandtschaft mit der C_3A -Phase zu verdeutlichen, wird die Schreibweise $C_3A \cdot CaSO_4 \cdot 12H_2O$ genutzt. Neben dem Sulfat ist für Ablauf der Reaktionen ein Ca-Lieferant erforderlich. Dies sind Gips oder Anhydrit, Portlandit oder im geringeren Maße Calciumsilikathydrate. Wie die Gl. 6-15 bis 6-17 zeigen, ist ein Produkt der Reaktionen Ettringit, neben den bereits genannten Hydroxiden. Geläufig sind für Monosulfat und Ettringit die Bezeichnungen AFm- und AFt-Phase.



Ein Beispiel für die Reaktion der Calciumaluminathydrate (CAH) beschreibt Gl. 6-18:



Während der zu Beginn der Hydratation sich bildende Ettringit als primäre Bildung bezeichnet wird, sind die Ettringite dieser Reaktionsgleichungen sekundäre Produkte. Ettringit muss jedoch nicht in jedem Fall das Endprodukt eines Sulfatangriffs sein, wie Gl. 6-19 zeigt, nach dem sich durch Zufuhr von Ammoniumsulfat Gips neben Aluminiumhydroxid ($Al(OH)_3$) und Ammonium (NH_3) bildet (vgl. Abschnitt 6.3.5).



Erfahrungen der Baustofftechnologie zeigen, dass Sulfat vor allem durch Reaktion mit Calciumaluminaten den Zementstein schädigt. Relevant ist zudem die Umwandlung von Portlandit und dann der Calciumsilikate, wobei die Reaktionsfähigkeit der CSH-Phasen mit abnehmendem CaO/SiO_2 -Verhältnis sinkt. C_3A ist Bestandteil des Zementklinkers. LPC haben im Vergleich zu HPC in Folge der Zugabe von Puzzolanen und latent-hydraulischen Stoffen einen geringeren Aluminatgehalt, wobei jedoch dieser Verdünnungseffekt bei Verwendung von Flugasche, Metakaolin und Hüttensand weniger ausgeprägt ist als bei Silikastaub. LPC enthalten kein Portlandit und Calciumsilikate mit niedrigem CaO/SiO_2 -Verhältnis. Aus diesem Grund sollten LPC im Vergleich zu HPC bei vergleichbarer Ausbildung des Porensystems (vgl. Diffusion,

Permeabilität) und vergleichbaren Reaktionsbedingungen in sulfathaltigen Lösungen eine größere Stabilität aufweisen (Mostafa et al., 2008).

Mit dem Ziel den Einfluss von Sulfationen auf die Eigenschaften des Baustoffs zu minimieren, können bei HPC und LPC sogenannte SR-Zemente eingesetzt werden (SR = sulfate resisting). Sie weisen einen geringeren Tricalciumaluminatgehalt (C3A) auf, dem CaO-reichsten Aluminat des Zementklinkers. Ein Sulfatangriff ist trotzdem, weder bei HPC noch bei LPC, vollständig zu verhindern.

Gemäß den Untersuchungen von Dauzeres et al. (2016) und Mäder et al. (2017) zu HPC bzw. LPC im Kontakt mit Opalinuston sind in beiden Baustoffen Reaktionen mit Sulfat möglich (Abbildung 6-18). Im LPC ist der Sulfattransport allerdings weniger stark ausgeprägt.

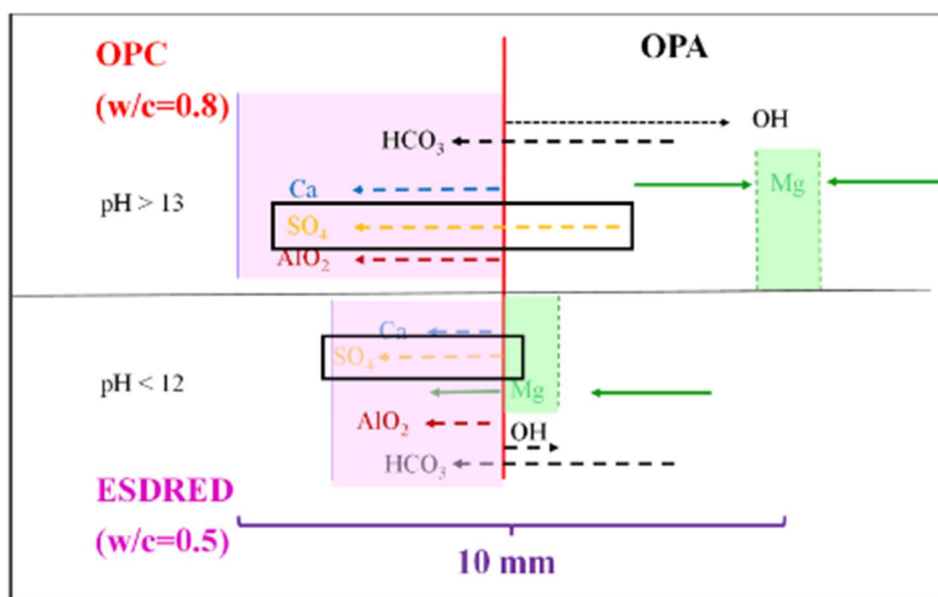
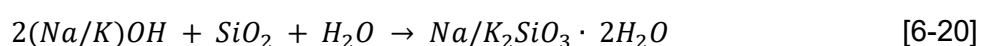


Abbildung 6-18: Schematische Darstellung der Ionentransportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017)

6.3.7 Alkali-Kieselsäurereaktion (AKR)

Die AKR bedarf im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Korrosionsprozessen keiner Zufuhr von Substanzen von außen. Alkalien der Betonporenlösung (NaOH, KOH) können bei hinreichender Feuchte mit reaktiven Silikaten der Gesteinskörnung zu Alkalisilikaten reagieren (Hewlett et al., 2019).

Die Basisreaktion lautet:



Reaktive Silikate können beispielsweise Flint, Opal oder Chalcedon sein. Die Alkalisilikate sind teilweise schwammartig und quellfähig und können bei zunehmender Genese den Sprengdruck des Betons überschreiten.

Um Schäden des Betons zu vermeiden, sind Maßnahmen und Zuständigkeiten in der Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb, 2013) geregelt. Die Richtlinie beurteilt und klassifiziert Gesteinskörnung nach Alkaliempfindlichkeitsklassen. Je nach Erforderlichkeit kommt ein Austausch der alkaliempfindlichen Gesteinskörnung zum Tragen und/oder der Alkaligehalt der Betonporenlösung wird durch den Einsatz eines sogenannten (na)-Zements reduziert. Der (na)-Zement weist einen niedrigen wirksamen Alkaligehalt auf, so dass das Risiko einer AKR vermieden wird. Der Alkaligehalt reduziert sich durch die Reaktionen von Puzzolanen.

Bei LPC kann gegenüber HPC der Natriumionengehalt um ca. den Faktor 3, der Kaliumionengehalt um ca. den Faktor 5-8 verarmt sein (vgl. Ahn & Apted, 2010). Darüber hinaus ist die AKR durch den Einsatz von LPC kaum möglich, da die Löslichkeit von amorphem Siliciumdioxid mit sinkendem pH-Wert stark abnimmt (vgl. Abbildung 5-4 in Abschnitt 5.1).

6.3.8 Weitere Alterationsprozesse

Ein weiterer baustoffverändernder Prozess ist die Bildung von schwerlöslichem Friedelschen Salz. So können Chloridionen mit dem Monosulfat (AFm) oder anderen Aluminathydraten des Betons zu sogenanntem Friedelschem Salz (Monochlorid = $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$) reagieren. Die Bildung von Friedelschem Salz ist vom Aluminathydratgehalt abhängig. Nach Lambert et al. 1985 wird die Bildung von Friedelschem Salz durch die Beimengung von Silikastaub und die Bildung zusätzlicher CSH-Phasen durch den Verdünnungseffekt unwahrscheinlicher.

Nach Dahme & Setzer (2003) hat auch der Carbonatisierungsprozess Auswirkung auf das Sorptionsverhalten von Beton gegenüber Chlorionen, so dass bei carbonatisiertem Zementstein keine Sorption von Chloriden festgestellt werden kann. Darüber hinaus reagiert Friedelsches Salz durch CO_2 zu Aluminiumhydroxid $\text{Al}(\text{OH})_3$ und Calciumcarbonat CaCO_3 (Dahme, 2006).

Daneben ist die Bildung von anderen Mischsalzen wie Chlorid/Sulfat-Doppelsalz dem Kuzel-Salz möglich (Dahme, 2006). Außerdem ist bei sehr hohen Chloridkonzentrationen die Bildung von Calciumoxichloriden möglich.

Das Carbonat-Anion (CO_3^{2-}) reagiert mit Calcium-Kationen (Ca^{2+}) im Porenwasser unter Bildung von Calciumcarbonat (Gl. 6-21). Es kommt zur Destabilisierung und Dissoziation von Portlandit oder anderen calciumhaltigen Phasen (Gl. 6-22).



Es besteht eine Abhängigkeit zwischen dem Zerfall der Calciumphasen des Baustoffs und dem pH-Wert des Porenwassers. Zu Beginn der Carbonatisierung wird ausschließlich Portlandit abgebaut und der pH-Wert beginnt abzusinken. Ab $\text{pH} = 12,5$ werden die CSH-Phasen des Baustoffs destabilisiert, wobei zunächst lediglich das Calcium/Silicium-Verhältnis abnimmt. Ab $\text{pH} = 11,6$ dissoziieren Monosulfatphasen (AFm), ab $\text{pH} = 10,6$ Trisulfatphasen (AFt). Auch ein Carbonatisieren unhydratisierter Zementklinkerphasen ist möglich.

Gelöste Carbonatspezies führen häufig zu einem Anstieg der Radionuklidlöslichkeit, da die Carbonatkomplexierung bei Elementen in höheren Oxidationszuständen, z.B. den Actinoiden besonders ausgeprägt ist. Dahingehend ist eine Carbonatisierung von Nutzen, als dass der Prozess gelöste Carbonatspezies verringert. Abbildung 6-19 zeigt, wie wichtig die Carbonatisierungskapazität eines Baustoffs für die Radionuklidlöslichkeit ist.

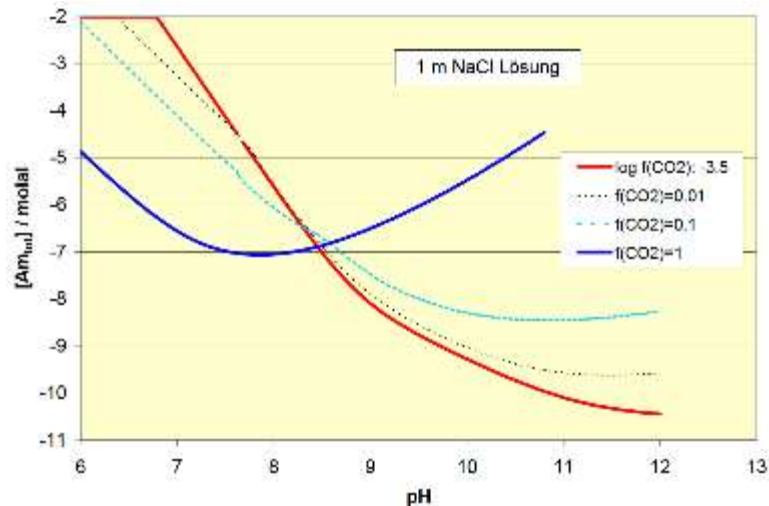


Abbildung 6-19: Löslichkeit von Americium in 1 m NaCl-Lösung als Funktion des pH-Wertes bei unterschiedlichen CO_2 -Gas Partialdrücken (Kienzler et al., 2000)

Die Carbonatisierung ist daher insgesamt als ein positiver Alterationsprozess zementbasierter Baustoffe einzuschätzen, solange die Carbonatisierungsfrente den Bewehrungsstahl nicht erreicht.

Der Reaktionsmechanismus der Carbonatisierung ist abhängig von der Verfügbarkeit an Calciumionen (Gl. 6-25 – 6-26), welcher durch den LPC stark eingeschränkt ist. Das lässt auf einen verminderten Grad der Carbonatisierung beim Einsatz von LPC schließen. Davon abgesehen wäre eine zusätzliche Verdichtung des Baustoffporenraums durch die Carbonatisierung durchaus wünschenswert. Das Absinken des pH-Werts der Baustoffporenlösung ist beim Einsatz von LPC aufgrund des bereits relativ niedrigen pH-Werts irrelevant durch den Verzicht auf Bewehrungsstahl. LPC sollte im Vergleich zu HPC weniger carbonatisieren. Daraus folgt eine geringere Festigkeitszunahme des LPC in Folge der Carbonatisierung.

Nach Kienzler et al. (2003) nimmt die Radionuklidlöslichkeit mit steigendem pH-Wert ab (Abbildung 6-20). Insbesondere bei einer Korrosion, die zu einer weiteren Abnahme des pH-Wertes führt, können daher LPC im Vergleich zu HPC weniger Radionuklide binden.

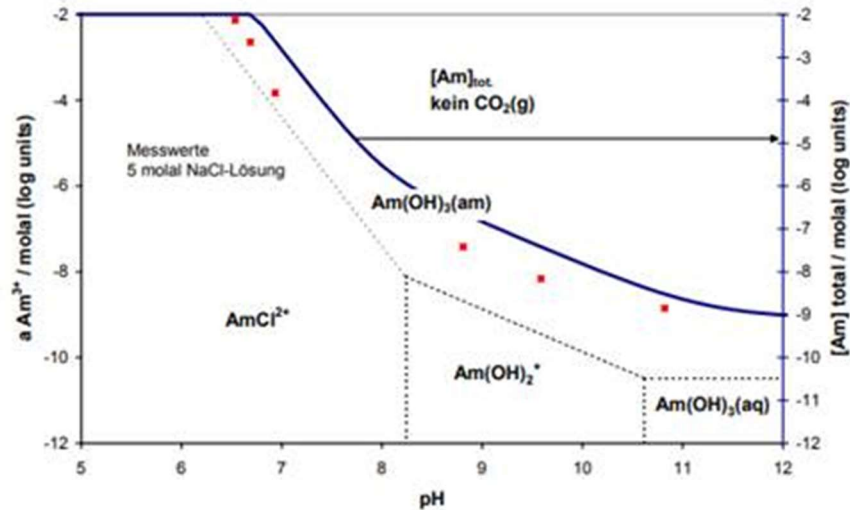


Abbildung 6-20: Löslichkeit von Americium als Funktion des pH-Werts (Kienzler et al., 2003).

6.3.9 Alteration organischer Bestandteile

Fließmittel enthalten organische Wirkstoffe, die sich zersetzen können, so dass Kohlendioxid oder Acetate, Phthalate, Oxalate, Phenole oder Harnstoff entstehen können. Diese Verbindungen können mit Radionukliden lösliche Komplexe bilden und damit die Radionuklidmobilität erhöhen. Für die Einsatzfähigkeit von Fließmitteln bei Betonbauwerken im Endlager ist der potentielle Einfluss von Fließmitteln auf die Mobilität von Radionukliden untersucht worden.

Garcia Cobos et al. (2015) haben Studien zu der Mobilität von Nickel und Uran(VI) Radionukliden unter dem Einsatz von PCE Fließmittel durchgeführt. Weiterhin haben Wieland et al. (2014) den Einfluss von sowohl PCE als auch PNS Fließmittel auf die Mobilität von ^{63}Ni , ^{152}Eu und ^{228}Th untersucht. Die Fließmittel wurden von Garcia Cobos et al. (2015) einem HPC hinzugefügt. Wieland et al. (2014) untersuchten den Einfluss von Fließmitteln an drei unterschiedlichen Betonen. Einem *ordinary Portland cement* (HPC), und zwei LPC, dem low-alkali cement mix (LAC) und dem niedrig-pH Spritzbeton ESDRED. Unter Beachtung, dass die Studien nur einen Teil der Fließmittel und Radionuklide umfassen, die eingesetzt bzw. in einem Endlager für radioaktive Abfälle auftreten können, ist die zentrale Aussage beider Studien, dass der Einfluss von Fließmitteln und deren Degradationsprodukte auf die Löslichkeit von Radionukliden nicht signifikant ist; zumindest solange ein hoher pH-Wert vorliegt. Sinkt der pH-Wert, so können die Verbindungen aber die Radionuklidlöslichkeit erhöhen, wie beispielsweise in Cobos (2018) und Garcia et al. (2018) beschrieben. Dieser Fall kann bei einer Korrosion des Baustoffs auftreten oder im Umfeld des Baustoffs (Gebirge), wenn die organischen Verbindungen aus dem Baustoff ausgelaugt werden.

6.4 Porensystem zementbasierter Baustoffe

Betone enthalten Poren, in die korrosive Stoffe in Folge eines Druckgefälles und durch Diffusion eindringen. Die Poren bestimmen daher neben der Zusammensetzung der Fluide und dem chemisch-mineralogische Stoffbestand des Betons die Korrosion. Zu unterscheiden sind

- Gelporen, die nicht oder kaum durchströmbar sind, in denen Stoffe diffundieren
- Kapillarporen, d.h. Poren in denen Lösungen durch kapillare Kräfte („internes Druckgefälle“) und in Folge eines „externen“ Druckgefälles strömen
- Luftporen, die kaum kapillar wirksam aber durchströmbar sind

Das Volumen dieser Poren ist abhängig von der Wassermenge, die beim Anmischen verwendet wird und von der Menge an Wasser, die bei der Hydratation in die Struktur von Mineralphasen gebunden wird. Das Verhältnis von Wasser zu reaktiven Bestandteilen, d.h. Zement und reaktiver Zusatzstoffe, bestimmt die Durchströmbarkeit (Permeabilität) und das Diffusionsvermögen von Ionen. Dieses Verhältnis wird daher im Bereich der Baustofftechnologie als Kriterium zur Korrosionsbeständigkeit herangezogen. Im Folgenden werden nach einer Beschreibung des Porensystems, Grundlagen dieses Modells für HPC beschrieben und das Modell auf LPC erweitert, um eine direkte Vergleichbarkeit des Korrosionswiderstandes klassischer HPC und LPC herstellen zu können.

6.4.1 Verhältnis zwischen Wasser- und Zementgehalt

Für den einfachsten Fall, bei dem nur Zement verwendet wird, kann ein Wasser/Zement-Wert (w/z -Wert) definiert werden und ergibt sich eine Abhängigkeit des Volumenanteils der Poren gemäß Abbildung 6-21. Gelporenvolumen V_g und Kapillarporenvolumen V_k bezogen auf das Gesamtvolumen des Zementsteins lassen sich durch folgende Gleichungen beschreiben, mit α_H als Hydratationsgrad:

$$\frac{V_g}{V} = \frac{\alpha_H \cdot 0,19}{0,32 + (w/z)} \quad [6-23]$$

$$\frac{V_k}{V} = \frac{(w/z) - \alpha_H \cdot 0,36}{0,32 + (w/z)} \quad [6-24]$$

V	<i>Gesamtvolumen des Zementsteins</i>
V_g	<i>Gelporenvolumen</i>
V_k	<i>Kapillarporenvolumen</i>
w/z	<i>Wasser/Zement-Wert</i>
α_H	<i>Hydratationsgrad</i>

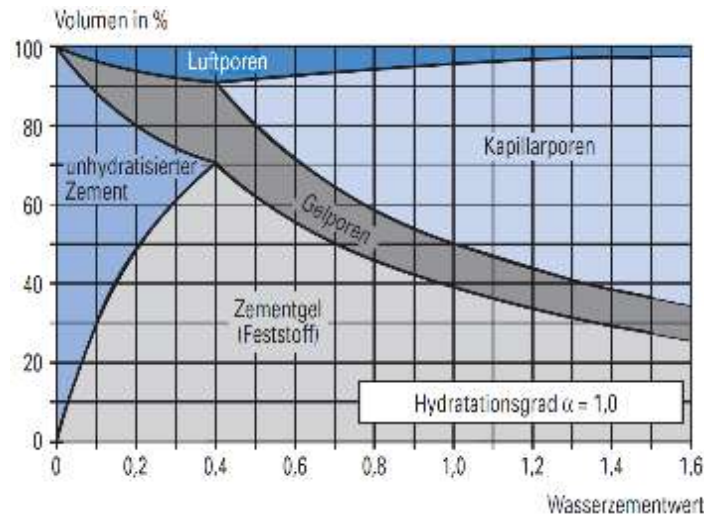


Abbildung 6-21: Porosität eines Zementsteins in Abhängigkeit des Wasser/Zement-Werts (Zement-Taschenbuch, 2002)

Mit dem Ziel den Einfluss von Puzzolanen zu berücksichtigen, wurde ein w/z_{eq} -Wert nach Gl. 6-25 definiert (DIN EN 206 und DIN EN 1045-2), mit w , z , f , s , den Gehalten von Wasser, Zement, Flugasche und Silikastaub (Bhanja & Sengupta, 2003) (DIN EN 1045-2).

$$w/z_{eq} = w / (z + 0,4 \cdot f + 1,0 \cdot s) \quad [6-25]$$

- w Wassergehalt
- z Zementgehalt
- f Flugaschegehalt
- s Silikatstaubgehalt

Die Faktoren (hier 0,4 und 1,0) spiegeln den Anteil der reaktiven Komponenten der Zusatzstoffe wieder und können ermittelt werden, in dem die Abhängigkeit einer Materialeigenschaft von der Baustoffzusammensetzung bekannt ist. Hierfür eignen sich insbesondere Angaben zur Gesamtporosität. Auf der Basis von Angaben in Cau Dit Coumes (2008) wurde daher ein Gleichungssystem aufgestellt. Das Auflösen des Gleichgewichtssystems ergab für Silikastaub und Flugasche Faktoren von 0,95 bzw. 0,35, die geringfügig unterhalb der Werte nach Bhanja & Sengupta (2003) und DIN EN 1045-2 liegen. Die Werte sind plausibel, zumal Silikastaub Komponenten enthält, die nicht zur Hydratation beitragen.

Tabelle 6-2: Gesamtporosität von drei LPC und einem HPC mit Portlandzement CEM I (Cau Dit Coumes, 2008)

Massenanteile Zement, Silikastaub, Flugasche	z 100 %	z 50 %, s 50 %	z 37,5 %, s 32,5 %, f 30 %	z 40 %, s 20 %, f 40 %
Gesamtporosität [Vol.-%]	14,1	14,3	20,0	22,0

Zur Unterscheidung des Ansatzes von Bhanja & Sengupta (2003) und DIN EN 1045-2 wurde ein w/z_{effLPH} definiert gemäß Gl. 6-26.

$$w/z_{\text{effLPH}} = w / (z + 0,95 \cdot s + 0,35 \cdot f) \quad [6-26]$$

Potentiell reaktive Stoffe sind nur in dem Ausmaß zu berücksichtigen, wie sie tatsächlich reagieren, d.h. der Zementklinker hinreichende Mengen an Hydroxidionen liefert. Puzzolane dürfen daher nur im begrenzten Umfang auf das Qualitätskriterium w/z_{eq} angerechnet werden. Gemäß Bhanja & Sengupta (2003) und DIN EN 1045-2 gelten beim Einsatz von Portlandzement (CEM I) und Silikastaub die Gl. 6-30 und bei zusätzlicher Zugabe von Flugasche die Gl. 6-31, die die höhere Reaktivität von Silikastaub berücksichtigt.

$$\max s = 0,11 \cdot z \quad [6-27]$$

$$\max f = 0,66 \cdot z - 3,0 \cdot s \quad [6-28]$$

Die mit LPC gesammelten Erfahrungen zeigen jedoch, dass der beschriebene k-Wert-Ansatz die Reaktivität von Flugasche und Silikastaub nicht vollständig berücksichtigt. Die entsprechenden Werte bei vollständiger Hydratation ergeben sich aber, wenn der Einfluss des reaktiven SiO_2 auf den pH-Wert geprüft wird und beachtet wird, dass die Reaktionen bei einem pH-Wert von rund 9,5 bis 10 stoppen. Die entsprechenden Informationen liefert Abbildung 6-22.

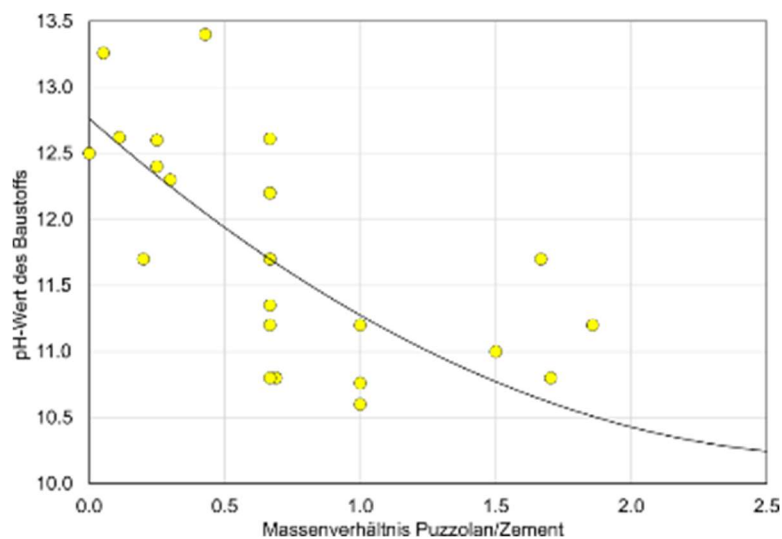


Abbildung 6-22: Puzzolan/Zement-Massenverhältnis gegen den pH-Wert der betrachteten Baustoffe, $n = 26$

In Analogie zu (Bhanja & Sengupta, 2003) und (DIN EN 1045-2) wurde auf der Grundlage von Abbildung 6-22 folgende Anrechenbarkeitsfaktoren festgelegt:

$$\max s = 2 \cdot z \quad [6-29]$$

$$\max f = 3 \cdot z - 2 \cdot s \quad [6-30]$$

Zusatzstoffe beeinflussen in Abhängigkeit ihrer Korngröße und Reaktivität die Porengrößenverteilung und damit das Verhältnis von Gel- und Kapillarporen. Rückschlüsse zum Ausmaß erlauben die Werte nach Tabelle 6-3. Abbildung 6-23 zeigt die Abhängigkeit des Porenanteils <20 nm vom Massenanteil an Silikastaub.

Tabelle 6-3: Anteil der Poren mit einer Größe von < 20 nm an der Gesamtporosität von drei LPC und einem HPC mit Portlandzement CEM I (Cau Dit Coumes, 2008)

Massenanteile Zement, Silikastaub, Flugasche	z 100 %	z 50 %, s 50 %	z 37,5 %, s 32,5 %, f 30 %	z 40 %, s 20 %, f 40 %
Poren <20 nm	38,9	75,5	67,6	57,9

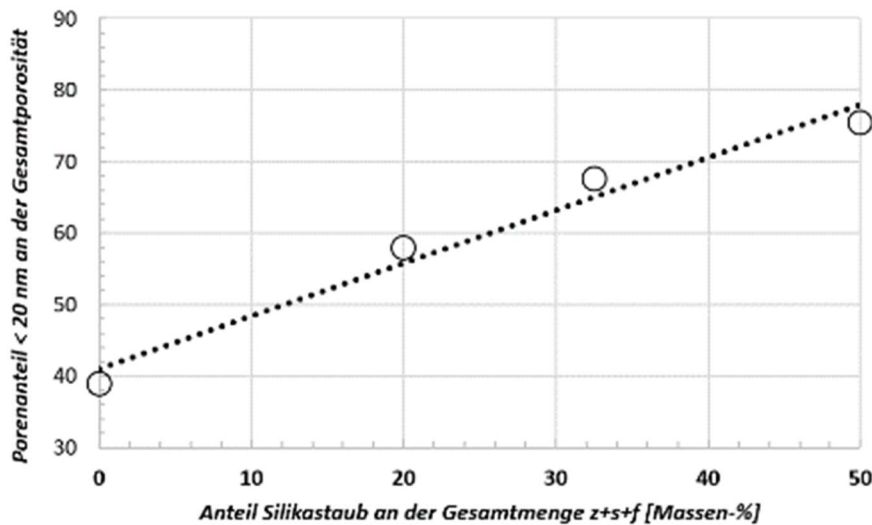


Abbildung 6-23: Porenanteil <20 nm von Zementsteinen in Abhängigkeit des Anteils Silikastaub an der Gesamtmenge von Zement, Silikastaub und Flugasche

Nach Abbildung 6-23 ist der Porenanteil <20 nm insbesondere von der Menge an Silikastaub abhängig. Legt man eine lineare Abhängigkeit zu Grunde, so wird die Porengrößenverteilung nur geringfügig von den gröberen und weniger reaktiven Flugaschepartikeln beeinflusst. Abbildung 6-21 ist entsprechend zu korrigieren, d.h. das Feld der Kapillarporen zu verkleinern.

6.4.2 Einfluss von Alterationsprozessen auf das Porensystem

Bei Baustoffen, die wenig Luftporen enthalten, zeigt sich nach Abbildung 6-24 eine Zunahme der Permeabilität mit der Kapillarporosität und nach Abbildung 6-25 eine Abnahme der Druckfestigkeit.

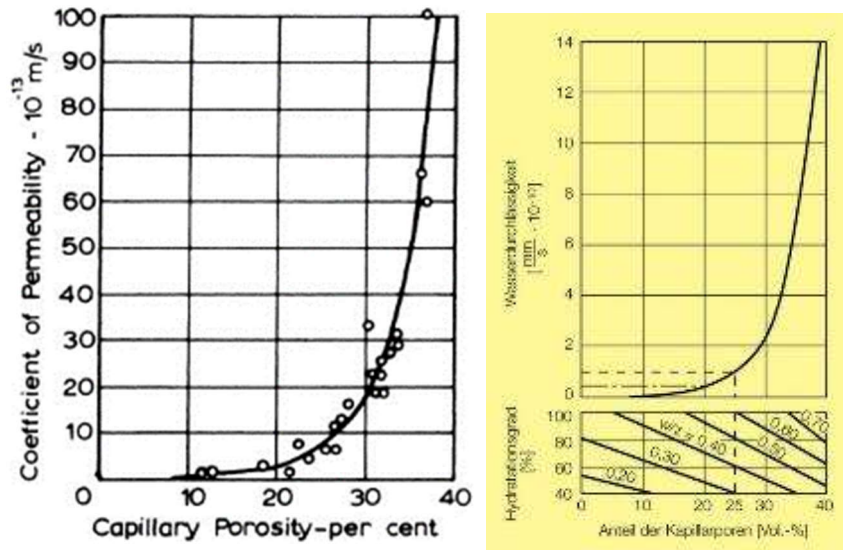


Abbildung 6-24: Abhängigkeit der Permeabilität von der kapillaren Porosität nach Powers (1958) (links) und Powers et al., (1954) (rechts)

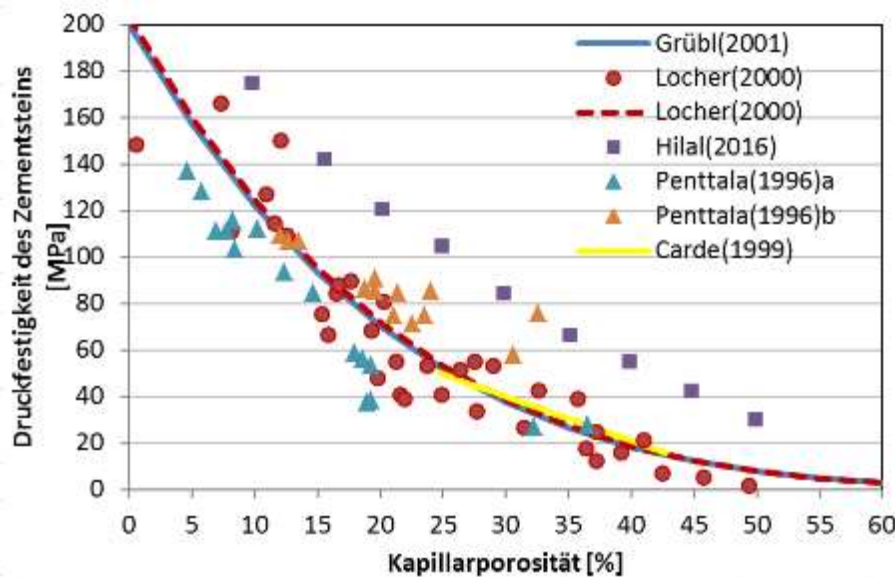


Abbildung 6-25: Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und Druckfestigkeit von zementbasierten HPC-Baustoffen

Die Kapillarporosität ist eine Funktion vom w/z -, w/z_{eq} - bzw. w/z_{effLPH} -Wert. Die Beziehung zwischen dem w/z -Wert und der Druckfestigkeit zeigt Abbildung 6-26. Mit Gl. 6-34 lässt sich die Druckfestigkeit von HPC berechnen.

$$D = D_0 \left(1 - \frac{p}{100}\right)^n \quad [6-31]$$

- D Druckfestigkeit [MPa]
- D_0 initiale Druckfestigkeit von 200 MPa
- p Volumenanteil zusätzlicher Kapillarporen [%]
- n Exponent.

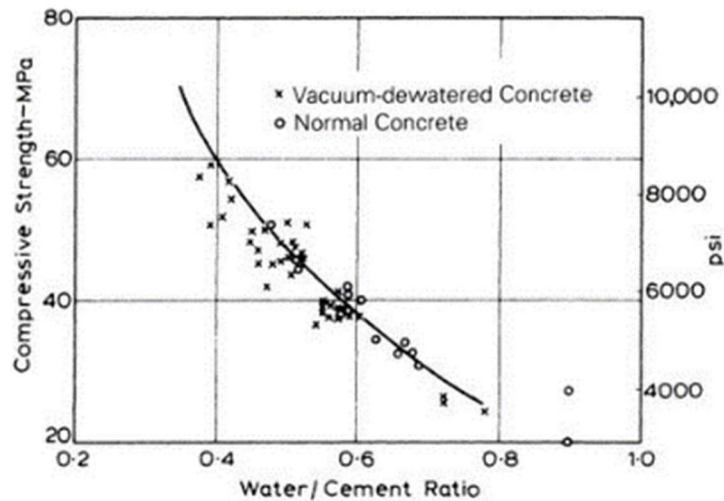


Abbildung 6-26: Druckfestigkeit des Betons in Abhängigkeit vom w/z-Wert (Dahl, 1975)

Der Einsatz von Puzzolanen beeinflusst das Porengefüge des Baustoffs. So zeigt Abbildung 6-27, dass Silikastaub bei einer Zugabemenge bis rund 20 % die Druckfestigkeit steigert.

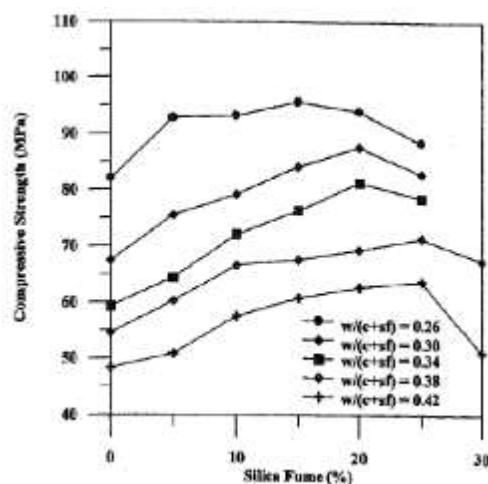


Abbildung 6-27: Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Silikastaubgehalt und Wasser/Binder-Wert (Bhanja & Sengupta, 2003)

Zum Erstellen der Abbildung 6-28 wurden für HPC und LPC w/z_{effLPH} -Werte berechnet. Es zeigt sich, dass der effektive Diffusionskoeffizient durch die Zugabe von Puzzolanen sinkt. Dieser Einfluss lässt sich durch den erhöhten Anteil an Gelporen erklären.

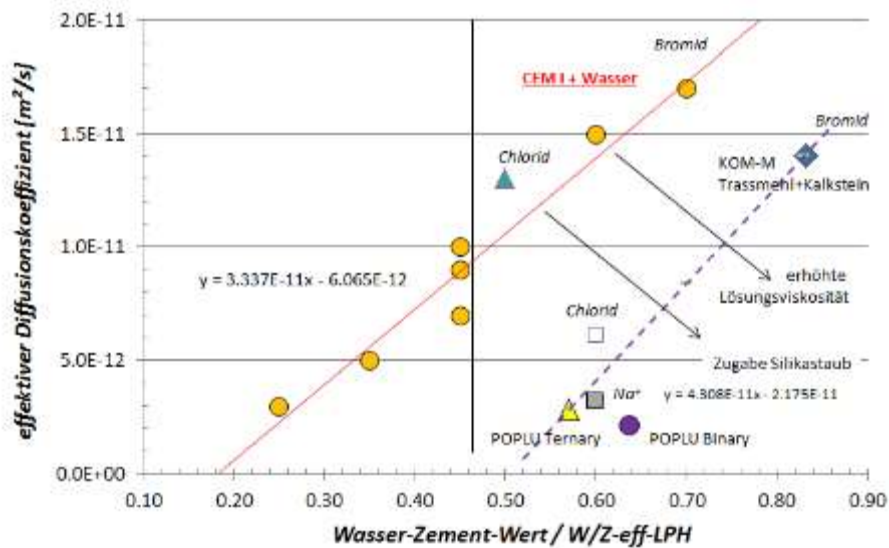


Abbildung 6-28: Beziehung zwischen dem Diffusionskoeffizient und $w/Z_{\text{eff,LPH}}$

Die in Abschnitt 6.3 beschriebenen Korrosions- und Alterationsprozesse können in Bezug auf ihren Einfluss auf das Porensystem gegliedert werden:

- Alterationsprozesse, die den Porenanteil senken,
- Angriffe, die den Porenraum durch Senkung des Feststoffanteils erhöhen,
- Angriffe, die durch den Aufbau eines Kristallisationsdrucks den Baustoff schädigen können.

Zur ersten Gruppe zählt die Carbonatisierung. Neben dem Absinken des pH-Werts im Baustoff verringert die Carbonatisierung die spezifische Oberfläche des Betons, da das molare Volumen des Portlandzements kleiner ist, als das molare Volumen des Calciumcarbonats ($V_{\text{mol,CH}} < V_{\text{mol,CaCO}_3}$). Das führt zu der angesprochenen Abnahme der Porosität und Permeabilität des Baustoffs, wodurch die Festigkeit des Baustoffs ansteigt. Dieser Effekt kann auch gezielt, beispielsweise bei der Herstellung von Fertigbetonteilen, genutzt werden, um die positiven Baustoffeigenschaften zu erhöhen (Leno & Urbonas, 2020).

Die Untersuchungen nach Ngala & Page (1997) zeichnen allerdings ein gegensätzliches Bild zu der geläufigen Überzeugung, dass der Prozess der Carbonatisierung den Porenraum generell verringert. Nach deren Ergebnissen verringert sich zwar die Gesamtporosität des Baustoffs, die Kapillarporosität allerdings erhöht sich.

Ngala & Page (1997) untersuchten portlandzementklinkerbasierte Zementmixturen. Die Befunde zur Gesamt- und Kapillarporosität zeigen die Diagramme der Abbildung 6-29. Die X-Achsen zeigen den Wasser/Binder-Wert (w/b -Wert). Er ist das Verhältnis des Wassergehalts zu allen potentiell Zementphasen-bildenden Stoffen (Portlandzement, Flugasche, Silikastaub, Hüttensand), ohne Berücksichtigung wieviel davon reagiert. Die Gesamtporosität der Baustoffe verringert sich durch die Bildung von Calciumcarbonat (CaCO_3), während die Kapillarporosität ($> 30 \text{ nm}$) ansteigt. Dieser Sachverhalt ist durch eine Abnahme der Gelporosität erklärbar. Während die Erhöhung der Kapillarporosität für den Normalbeton noch im Bereich

weniger Prozent liegt, erhöht sich die Kapillarporosität der flugasche- und hüttensandhaltigen Mixturen abhängig vom Wasser/Binder-Wert um 5-20 % in etwa auf das Niveau des Normalbetons. Nach Ngala & Page (1997) verringert sich durch die Carbonatisierung lediglich die Gelporosität.

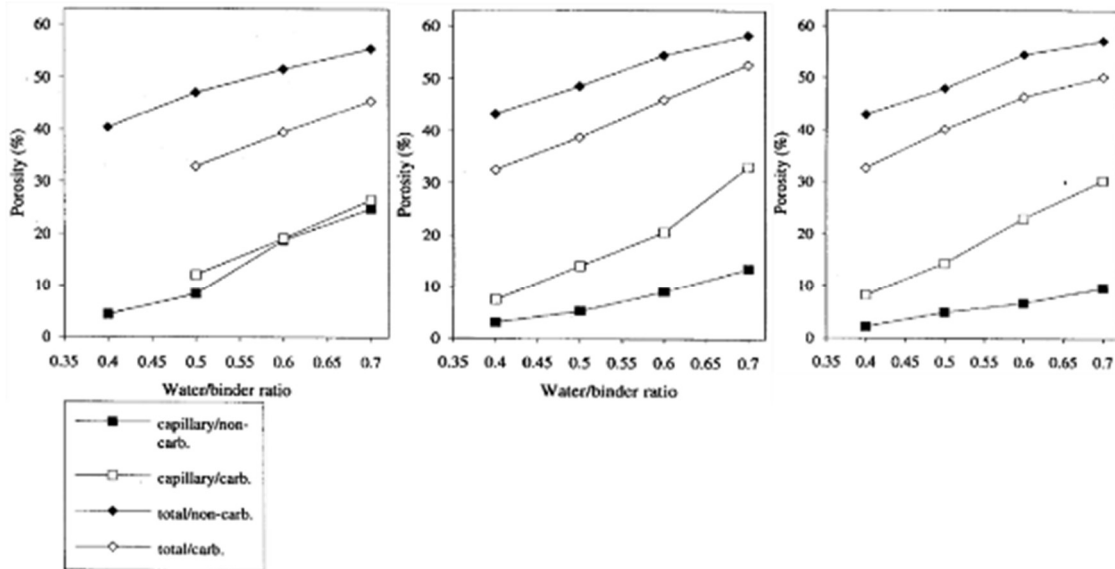


Abbildung 6-29: Gesamtporosität und absolute Kapillarporosität in vol% vor und nach der Carbonatisierung in Abhängigkeit des Wasser/Binder-Werts, (a) Normalbeton, (b) Flugaschen-Mixtur, (c) Hüttensand-Mixtur (Ngala & Page, 1997)

Daneben wurde der Einfluss der Carbonatisierung auf die Diffusionskoeffizienten von Chloridionen und Sauerstoff untersucht. Bei allen Mixturen erhöhten sich Diffusionskoeffizienten stark (Abbildung 6-30). Wurden vor der Carbonatisierung am Normalbeton die höchsten Diffusionskoeffizienten gemessen, fiel hier die Erhöhung der Diffusionskoeffizienten am moderatesten aus.

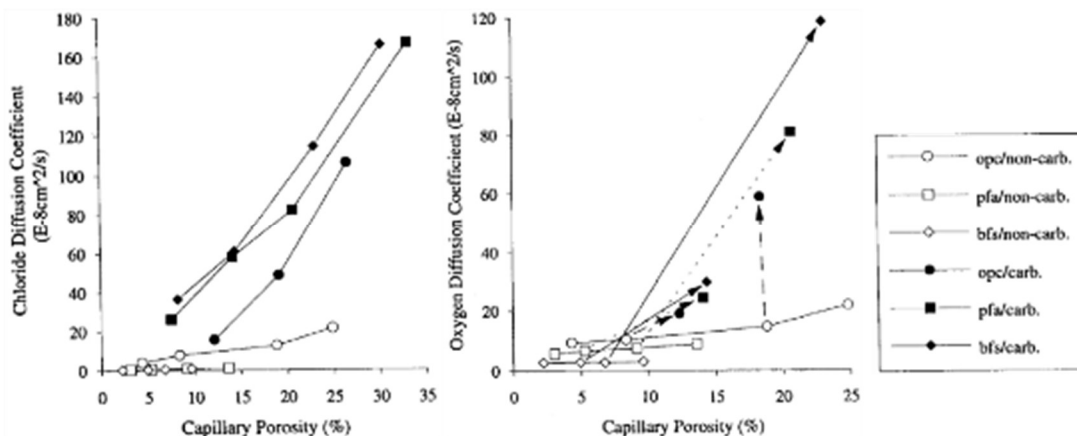


Abbildung 6-30: Diffusionskoeffizienten vor und nach der Carbonatisierung in Abhängigkeit der Kapillarporosität, (a) Chlorid Diffusionskoeffizient, (b) Sauerstoff Diffusionskoeffizient (Ngala & Page, 1997)

Kapillarporosität und Diffusionskoeffizient steigen stark an. Der Vorteil des verdichteten Porenraums von LPC geht verloren. Zusätzlich ist der Effekt des Carbonatisierungsschwindens zu erwähnen, dessen Ursache nicht abschließend geklärt ist. Diskutiert werden unter anderem durch Phung & Maes (2016) die Reorganisation der Mikrostruktur oder Polymerisation und Dehydratation der wasserhaltigen Siliciumprodukte der CSH-Carbonatisierung.

Zu der zweiten Gruppe von Korrosions- und Alterationsprozessen, die durch Verringerung des Feststoffanteils die Porosität erhöhen, gehören Prozesse wie Leaching durch weiches Wasser, Säureangriffe, Angriff durch gelöstes Ammonium und der Ca-Mg-Austausch.

Durning & Hicks (1991) bspw. führten Untersuchungen mit 50-%iger Ammoniumnitratlösung durch. Abbildung 6-31 zeigt den Einfluss des lösenden Angriffs auf die Porosität und Druckfestigkeit von HPC und LPC. Der silikastaubhaltige LPC zeigt mit zunehmender Korrosion eine geringere Zunahme der Porosität und Abnahme der Druckfestigkeit. Die Rate der Porositätszunahme zu Druckfestigkeitsabnahme beider Baustoffe ist hingegen nahezu gleich (Abbildung 6-31c).

Die Erkenntnisse durch Durning & Hicks (1991) lassen sich im Prinzip ebenfalls auf die anderen Korrosionsprozesse der zweiten Gruppe anwenden.

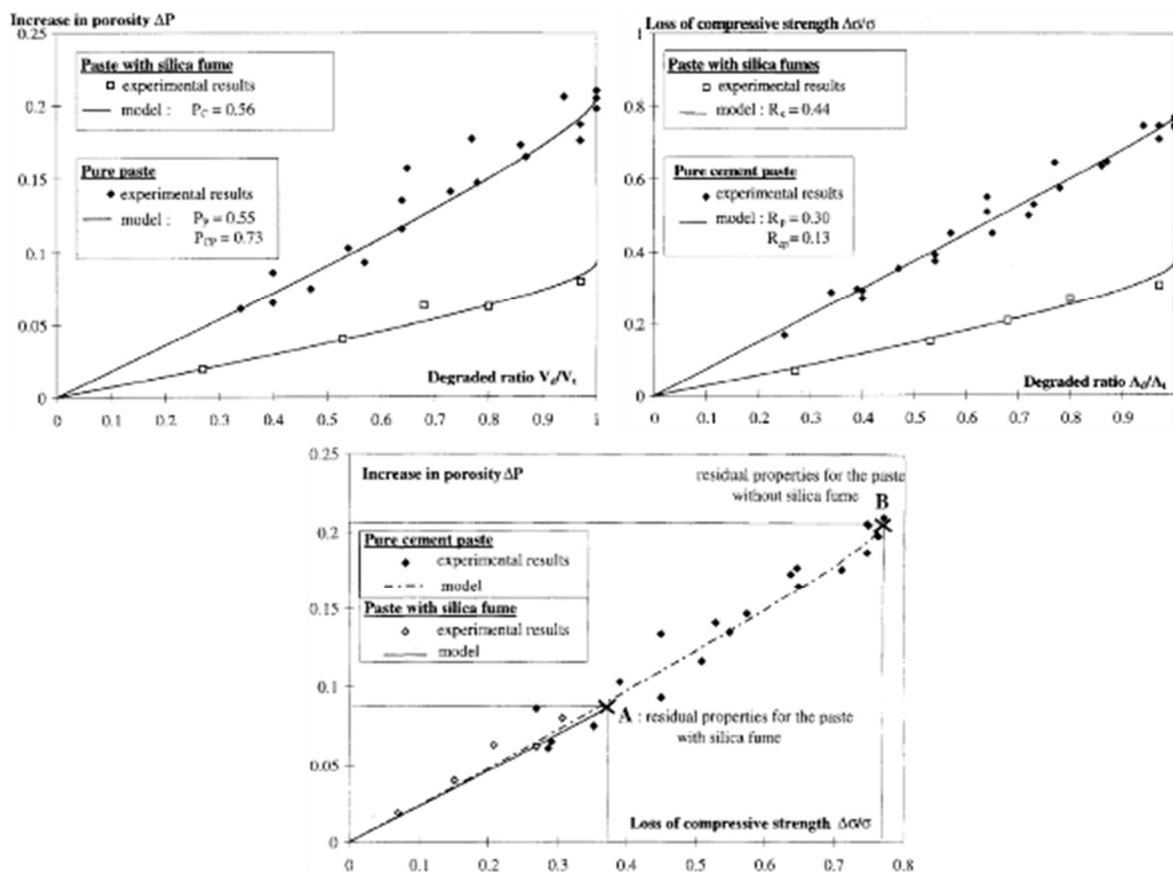


Abbildung 6-31: Einfluss des lösenden Betonangriffs auf (a) Porosität und (b) Druckfestigkeit. (c) Porositätszuwachs gegen Druckfestigkeitsverlust. Vergleich HPC- und LPC (Carde & Francois, 1999)

Zur dritten Gruppe zählen bei zahlreichen HPC die Reaktion mit Sulfaten und die AKR. Bei der Reaktion von Aluminaten mit gelöstem Sulfat steigt das Feststoffvolumen an. Durch die Schließung des Porenraums führt die Ettringitbildung daher zu einem temporären Anstieg der Druckfestigkeit. Anhaltende Ettringitbildung baut einen Kristallisationsdruck auf und mündet in einer starken Abnahme der Druckfestigkeit (Abbildung 6-32).

Ist der äußere Druck auf den Baustoff nicht hoch genug, weil er beispielsweise keinen Gebirgsdruck erfährt, sondern an offener Strecke liegt, ist, bei Vorschädigung durch andere Korrosionsprozesse, eine Rissbildung bis hin zum Abplatzen von Baustoff die Folge. Vereinzelt kann die treibende Wirkung des Sulfatangriffs im Schacht Konrad beobachtet werden. Allerdings nur in Proben die erhöhte Ettringitgehalte aufweisen. Ein Treiben durch die Entstehung von Gips wurde nicht festgestellt.

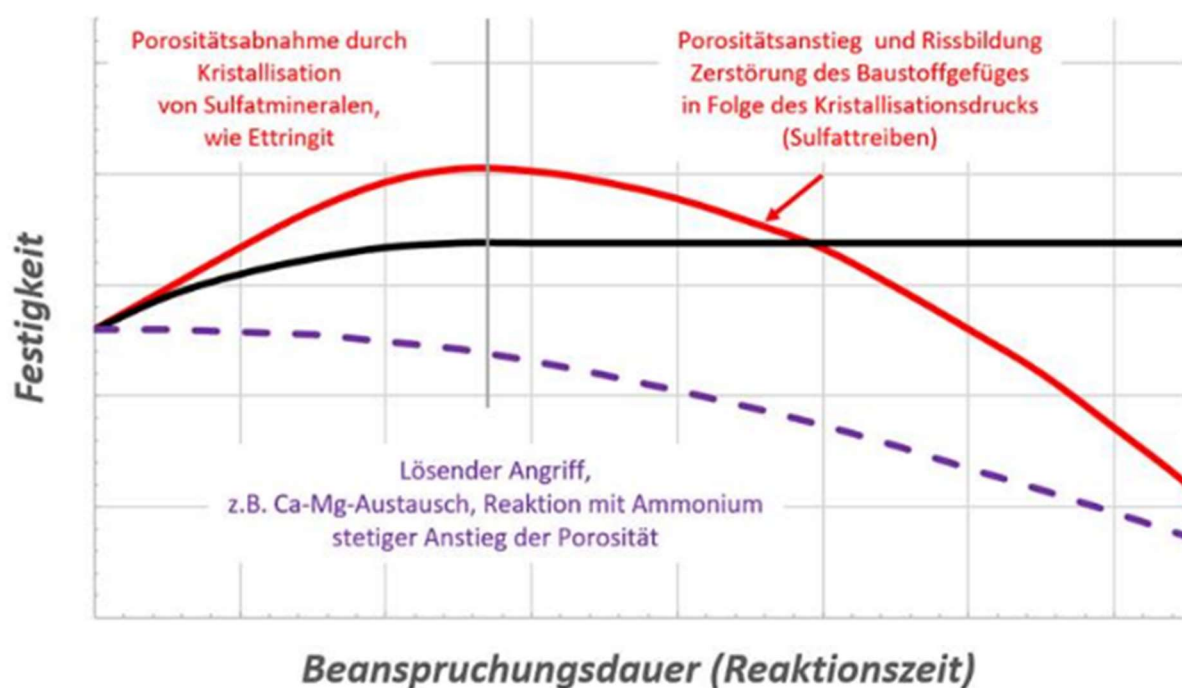


Abbildung 6-32: Veränderung der Druckfestigkeit von Betonen mit zunehmendem Sulfatreiben (rot) und einem lösenden Angriff (lila)

6.5 Erfahrungen aus der Schachanlage Konrad

Die Strecken der Schachanlage Konrad liegen stratigraphisch im Oberjura und können daher in Bezug auf die chemische Zusammensetzung des Gesteinsporenwassers mit dem Modellgebiet Nord im Unterkreideton verglichen werden.

Die Grubenräume wurden und werden in klassischer Spritzbetonbauweise als HPC ausgebaut. Als Gesteine dominieren carbonathaltige Eisenerze, Mergel und kalkhaltige Tonsteine. Der Spritzbeton ist gebirgsseitig stellenweise Lösungszutritten ausgesetzt. Sie enthalten Gase, die in Folge einer Druckentlastung entweichen können. Tabelle 6-4 fasst Resultate von Gasanalysen der Schachanlage Konrad zusammen, nach denen Stickstoff und Kohlenwasserstoffe dominieren. Streckenseitig besteht ein Kontakt mit der Atmosphäre.

Tabelle 6-4: Prozentuale Zusammensetzung von Gasen (Vol.-%), die im Ort 300 der Schachanlage Konrad beprobt wurden. Die Atmosphäre enthält zum Vergleich 78,1 % Stickstoff, 20,9 % Sauerstoff und 0,9 % Argon.

N₂	CO₂	He	H₂	Ar	CH₄	C₂H₆
26,3	2,9	0,8	< 0,02	–	69,1	0,56
23,5	3,1	0,7	0,02	0,11	71,9	0,53
31,7	3,2	1,0	0,02	–	63,7	0,68

Am Schacht Konrad wurden bis zu 26 Jahre alte Bestandsbauwerke chemisch-mineralogisch untersucht. Folgende Befunde sind hervorzuheben (vgl. Abbildung 6-33):

Gebirgsseitig

- Keine Carbonatisierung
- Ca-Mg-Austausch, Abbau von Portlandit, als Folge Bildung von Gips und Ettringit (kein SR-Zement)
- Bildung von Friedelschem Salz
- Ausfällung von Hydroxiden (Ausfällung gelöster Schwermetalle durch Kontakt mit Luftsauerstoff)
- Reaktion mit Ammonium ist kaum feststellbar, sollte nach den Vorgaben der Expositionsklassen wesentlich größer sein
- Lokale Schädigung. Porositätszunahme und Abnahme der Druckfestigkeit in Bereichen mit hohem Anteil an sekundärem Ettringit (sogenannte treibende Korrosion durch Ettringit, kein SR-Zement)

Streckenseitig

- Der Beton carbonatisiert. Die Dicke der Schicht, in der nach visueller Prüfung nach einer Behandlung mit Phenolphthaleinlösung eine Carbonatisierung feststellbar war, lag bei 10 mm bis 15 mm. Die Carbonatisierungsfront erreichte somit nicht die Bewehrung

Die Stahlbewehrung ist korrosionsfrei. Eine Alkali-Kieselsäurereaktion der Gesteinskörnung war nicht nachweisbar.



Abbildung 6-33: Schematischer Querschnitt einer Spritzbetonwand im Schacht Konrad und deren Einflussfaktoren

Der wesentliche Befund ist, dass der Beton durch Ettringitbildung geschädigt wird. Die Carbonatisierungsfront wird die Bewehrung jedoch voraussichtlich auch nach 50 Jahren noch nicht erreicht haben.

Im Konradwasser ist außerdem Ammonium enthalten. Ammonium findet sich häufig in Tiefenwässern, die Tone und damit organische Substanzen enthalten. Nach den Befunden ist davon auszugehen, dass die Auswirkungen der Reaktion von NH_4^+ mit dem Zementstein nach DIN 4030-1 überschätzt werden. Hierauf weisen auch Ergebnisse von Rechenberg & Sylla (1993) hin.

6.6 Baustofftechnologische Bewertung der Korrosionsprozesse

Die im Bereich der klassischen Baustofftechnologie verwendete Vorgehensweise zur Begutachtung des Korrosionswiderstands von Betonen und der Herleitung von Anforderungen an ihre Zusammensetzung, erfolgt in zwei Arbeitsschritten. Zunächst werden auf der Basis der DIN 4030 sogenannte Expositionsklassen hergeleitet. Sie stellen eine Beziehung her zwischen den Konzentrationen korrosiver Stoffe und ihrer Angriffsfähigkeit auf Betone. Insgesamt werden vier Klassen mit den Bezeichnungen XA0, XA1, XA2 und XA3 unterschieden, wobei die ansteigenden Zahlen den Anstieg des Angriffsgrad verdeutlichen. Bei der Expositionsklasse XA0 erfolgt kein chemischer Angriff, so dass in den Tabellenwerken diese Klasse nicht aufgeführt ist. Einen Überblick der Grenzwerte für die Klassen XA1 (schwach angreifend), XA2 (mäßig angreifend) und XA3 (stark oder sehr stark angreifend) zeigt die Tabelle 6-5.

Tabelle 6-5: Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach DIN 4030-1 für Baustoffe nach DIN EN 206 und DIN 1045-2 (ACI, 2002)

Chemisches Merkmal	Referenzprüf-Verfahren nach	XA1	XA2	XA3	
Grundwasser					
1	SO ₄ ²⁻ mg/l	DIN EN 196-2	≥ 200 und ≤ 600	> 600 und ≤ 3 000	> 3 000 und ≤ 6 000
2	pH-Wert	ISO 4316	≤ 6,5 und ≥ 5,5	< 5,5 und ≥ 4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
3	CO ₂ mg/l angreifend	DIN EN 13577:2007	≥ 15 und ≤ 40	> 40 und ≤ 100	> 100 bis zur Sättigung
4	NH ₄ ⁺ mg/l	ISO 7150-1: 1984	≥ 15 und ≤ 30	> 30 und ≤ 60	> 60 und ≤ 100
5	Mg ²⁺ mg/l	DIN EN ISO 7980	≥ 300 und ≤ 1 000	> 1 000 und ≤ 3 000	> 3 000 bis zur Sättigung
Böden					
6	SO ₄ ²⁻ mg/kg ^a insgesamt	DIN EN 196-2 ^b	≥ 2 000 und ≤ 3 000 ^c	> 3 000 ^c und ≤ 12 000	> 12 000 und ≤ 24 000
7	Säuregrad	DIN 4030-2	> 200 Bauman-Gully	in der Praxis nicht anzutreffen	
^a Tonböden mit einer Durchlässigkeit von weniger als 10 ⁻⁵ m/s dürfen in eine niedrigere Klasse eingestuft werden. ^b Das Prüfverfahren beschreibt die Auslaugung von SO ₄ ²⁻ durch Salzsäure; Wasserauslaugung darf statt dessen angewandt werden, wenn am Ort der Verwendung des Betons Erfahrung hierfür vorhanden ist. ^c Falls die Gefahr der Anhäufung von Sulfationen im Beton - zurückzuführen auf wechselndes Trocknen und Durchfeuchten oder kapillares Saugen - besteht, ist der Grenzwert von 3 000 mg/kg auf 2 000 mg/kg zu vermindern.					

Aus den Expositionsklassen resultieren Anforderungen an den Beton, wie Mindestzementgehalte und maximale w/z-Werte. Es ist zulässig reaktive Zusatzstoffe zu verwenden und auf den w/z-Wert anzurechnen, so dass es sich gemäß der Definition dann um einen w/z_{eq}-Wert handelt. Unabhängig von der Menge reaktiver Zusatzstoffe ist jedoch ein Mindestzementgehalt sicherzustellen. Anforderungen bestehen zudem an die Druckfestigkeit des Betons. Diese Eigenschaft ist beispielsweise im Vergleich zur eigentlich relevanten Permeabilität wesentlich einfacher zu bestimmen. Aufgrund der Abhängigkeiten der Druckfestigkeit von der Porosität und der Kopplung mit der Permeabilität kann diese Materialeigenschaften als Hilfs- oder Ersatzgröße verwendet werden. Tabelle 6-6 ermöglicht einen Überblick und zeigt Zahlenwerte der Anforderungen.

Tabelle 6-6: Grenzwerte für die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2

Expositionsklasse	XA1	XA2	XA3
höchstzulässiger w/z (w/z_{eq})	0,60	0,50	0,45
Mindestzementgehalt [kg/m^3]	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m^3]	270	270	270
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45	C35/45

Die Festlegungen gelten für HPC, der entsprechend den Normen und Richtlinien zusammengesetzt, hergestellt, eingesetzt und nachbehandelt wird. Sie sollen sicherstellen, dass unter Berücksichtigung der getroffenen Annahmen für die üblichen Funktionszeiten von Bauwerken des Hoch- und Tiefbaus der Beton ausreichend stabil und funktionstüchtig ist. Des Weiteren werden den Einschätzungen Temperaturen zu Grunde gelegt, die im üblichen Hoch- und Tiefbau auftreten.

Diese Annahmen sind nur sehr eingeschränkt für LPC gültig, so dass das Modell entsprechend den Kenntnissen zum Verhalten von LPC anzupassen ist. Die in den vorlaufenden Abschnitten dargestellten Befunde belegen, dass vor dem Hintergrund der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung LPC im Vergleich zu HPC widerstandsfähiger sein sollte. Diese Schlussfolgerung basiert aufgrund des Fehlens von Portlandit und den geringeren C/S-Anteilen der Calciumsilikathydrate. Diese Unterschiede sollten sich am deutlichsten auswirken bei einem Säureangriff (vgl. Tabelle 6-6, pH-Wert, CO_2 angreifend) sowie bei Reaktionen mit NH_4^+ und Mg^{2+} (Ca-Mg-Austausch). In diesen Fällen könnten im Vergleich zu den Zahlenangaben der Tabelle 6-6 für LPC höhere Grenzwerte gewählt werden. Die Erfahrungen der Baustofftechnologie zeigen aber, dass für die Auswirkungen eines Sulfatangriffs vor allem die Mengenanteile der Aluminate entscheidend sind. Da HPC und LPC ähnliche Gehalte von Aluminaten aufweisen, sollte ohne das Vorliegen weiterer, detaillierter experimenteller Resultate in diesem Fall von Änderungen der Grenzwerte abgesehen werden. Es wird davon ausgegangen, dass HPC und LPC bei einem Sulfatangriff vergleichbar widerstandsfähig beziehungsweise korrosionsanfällig sind.

Mit dem Ziel den Einfluss der Baustoffporosität zu berücksichtigen, wurde das allgemein anerkannte Modell des äquivalenten Wassorzementwertes $(w/z)_{eq}$ auf LPC erweitert. Dies war möglich, weil zusätzlich zu den Annahmen des Normwesens zusätzliche Anteile an Zusatzstoffen reagieren bzw. hydratisieren, zumal die LPC auch erhöhte Wassergehalte aufweisen. Hierfür wurde ein effektiver w/z-Wert hergeleitet, der es erlaubt, die Leistungsfähigkeit von HPC und LPC miteinander vergleichen zu können.

In der Fachliteratur wird beschrieben dass der Einsatz reaktiver Zusatzstoffe eine reduzierte Kapillarporosität bewirkt, die mit einer Abnahme der Diffusionskoeffizienten der Ionen gekoppelt ist, die in der Porenlösung vorhanden sind. Dieser Effekt kann bisher noch nicht sicher quantifiziert werden und wurde daher bei der Modellerweiterung vernachlässigt.

Erhöhte Temperaturen führen zu einer Zunahme der Reaktionsraten und damit auch der Geschwindigkeit von Korrosionsprozessen. Untersuchungen an Spritzbetonen in der Schachanlage Konrad zeigen jedoch, dass die Annahme auch weitestgehend für Temperaturen um 30 °C gelten, wie sie für das Endlager anzunehmen sind.

6.7 Abschließende Bewertung

HPC und LPC basieren auf dem Einsatz von Zement. Der charakteristische Unterschied von HPC und LPC ist ein erhöhter Gehalt reaktiver Zusatzstoffe im Vergleich zur Menge an Portlandzementklinker. Beide Baustofftypen enthalten somit chemisch-mineralogisch vergleichbare Komponenten. Bei einem Kontakt mit den in Tongestein auftretenden Lösungen können beide Baustofftypen korrodieren.

Der hohe Gehalt reaktiver Zusatzstoffe bei LPC ist mit einer Abnahme des Gehalts an Calcium im Vergleich zu Aluminium und Silicium gekoppelt. Dies hat zur Folge, dass die für zementhaltige Baustoffe bekannte Korrosionsprozesse sich bei LPC und HPC unterschiedlich stark auswirken. So sind Prozesse mit Beteiligung von Calcium bei LPC von geringerer Relevanz und LPC in magnesium- oder ammoniumreichen Lösungen im Vergleich zu HPC stabiler, sofern nur die Auswirkungen des chemisch-mineralogischen Stoffbestand auf den Korrosionswiderstand bewertet wird. Der Korrosionswiderstand ist jedoch zusätzlich abhängig von der Möglichkeit des Eindringens korrosiver Stoffe in den Porenraum des Baustoffs und damit von der Permeabilität des Baustoffs und der Diffusionsfähigkeit korrosiver Stoffe im Porenraum. Um den Einfluss dieser Faktoren auf die Korrosion von HPC und LPC bewerten zu können, wurde auf der Basis von Erkenntnissen der Baustofftechnologie ein Modell entwickelt, das bei der weiteren Baustoffbewertung zur Anwendung kommt. In einem ersten Schritt werden den zu betrachtenden Wässern Angriffsgrade zugeordnet. Hieraus resultieren Anforderungen an die Mengenanteile der reaktiven Baustoffbestandteile und des Anmischwassers, die mit der Rezeptur des entwickelten Referenzbaustoffs verglichen werden. Zusätzlich ist die Druckfestigkeit des Baustoffs zu bewerten.

Im Falle der zu betrachtenden Modellgebiete werden Reaktionen mit Modelllösungen unterstellt, die in der Tabelle 6-7 beschrieben werden. Die Lösung der Schachanlage Konrad wird als repräsentativ für das Modellgebiet Nord (siehe auch Abschnitt 3.1.2) und die Porenlösung des Opalinustons für das Modellgebiet Süd (siehe auch Abschnitt 3.2.2) angesehen. Ein Vergleich der Werte mit den Grenzwerten der Tabelle 6-6 zeigt, dass beide Lösungen in Bezug auf einen Sulfatangriff mäßig angreifend (XA2) sind. Die Lösung des Modellgebiets Nord (Konrad) ist zusätzlich auf die Reaktion mit gelösten Mg^{2+} -Ionen mäßig angreifend (XA2). Ein Lösen von Calcit kann im Baustoff ausgeschlossen werden, weil beide Wirtsgesteine Karbonate enthalten und demnach die Lösungen an Carbonat gesättigt sind.

Tabelle 6-7: Parameter für Konrad (Modellgebiet Nord) und Opalinuston Wasser bei 25 °C (Modellgebiet Süd)

Parameter	Einheit	Modellgebiet Nord (Konrad)	Modellgebiet Süd (Opalinuston)
Calcium	mg/L	8.939	500
Magnesium	mg/L	2.761	233
Chlorid	mg/L	135.556	5.658
Sulfat	mg/L	832	2.368
pH	mg/L	7,9	7,2

Bei einem Angriffsgrad XA2 darf nach Tabelle 6-8 der w/z- bzw. w/z_{eq} -Wert des Betons höchstens 0,50 betragen. Dieser Wert ist nach dem erweiterten Modell als w/z_{eff} -Wert für LPC anzunehmen. Der Mindestzementgehalt entspricht bei LPC der Summe hydrationsfähiger Bestandteile, so dass die zusätzlichen reaktiven Zusatzstoffe berücksichtigt werden und damit ein Mindestwert von 320 kg/m³. Zusätzlich gilt die Anforderung der Mindestdruckfestigkeitsklasse C35/45.

Tabelle 6-8: Grenzwerte für die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2

Expositionsklasse	XA1	XA2	XA3
höchstzulässiger w/z (w/z_{eq})	0,60	0,50	0,45
Mindestzementgehalt [kg/m ³]	280	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen [kg/m ³]	270	270	270
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C25/30	C35/45	C35/45

Tabelle 6-9 zeigt die Zusammensetzung des entwickelten LPC. Auch unter Berücksichtigung der Wassermenge des Fließmittels wird der höchstzulässige w/z-Wert (hier w/z_{effLPH} -Wert) nicht überschritten. Der Anteil hydrationsfähiger Bestandteile (Zement + reaktive Zusatzstoffe) ist mit 358 kg/m³ höher als der geforderte Mindestzementgehalt nach DIN 1045-2. Auch die Anforderung an die Mindestdruckfestigkeit wird von dieser Rezeptur erfüllt.

Tabelle 6-9: Zusammensetzung der Rezeptur S5. Der w/z-Wert beträgt 1,0 ($w/(w+FM) = 1,04$), der w/z_{effLPH} -Wert 0,45 und bei Berücksichtigung des Fließmittels als Wasser 0,46. Zementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen 358 kg/m³.

Ausgangsstoff	Menge [kg/m ³]
Zement CEM I 42,5 N nach DIN EN 197-1 (z)	160,0
Silikastaub (Mikrosilica) nach DIN EN 13263-1	120,0
Steinkohlenflugasche nach DIN EN 450-1	240,0
Silikatische Gesteinskörnung 0/8	1585,2
Fließmittel (FM)	6,0
Wasser (w)	160,0

Aus der Auswertung kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass der LPC als Baustoff von Tübingen einsetzbar ist, sofern die Einsatzzeit im Bereich üblicher Funktionszeiten von Betonbauwerken und der Betriebszeit eines Endlagers liegt. Langfristig ist jedoch die Degradation des Baustoffs in Folge des Sulfatangriffs zu erwarten, wobei ein Sulfatreiben erwartet wird. Da die Lösung des Modellgebietes Nord zusätzlich eine Korrosion durch Ca-Mg-Austausch bewirkt, die den Zementstein schwächt, wird hier früher die Rissbildung einsetzen.

6.8 Prognose Langzeitentwicklung

Die Hauptfunktion des Streckenausbaus, die mechanische Stabilisierung der Gruberräume, muss über die Betriebsphase des Endlagers erhalten bleiben. Die Funktionsdauer einzelner Strecken beträgt somit mehrere Jahrzehnte. Da der Ausbau planmäßig im Grubengebäude verbleibt, bleibt auch die Stützwirkung nach dem Ende der Funktionsdauer erhalten, vgl. Abbildung 6-34. Damit wirkt der Ausbau auch in der frühen Nachbetriebsphase und beeinflusst die Entwicklung anderer Komponenten wie der Auflockerungszone und den Versatz.

Die Dauerhaftigkeit von Beton ist neben der Festigkeit eine der wesentlichen Eigenschaften des Baustoffes und Grund für seine vielfältige Anwendung. Die Dauerhaftigkeit wird neben den Einwirkungen auch durch die Eigenschaften des Baustoffes selbst bestimmt. Besonders relevant sind dabei das Porensystem und der Hydratationsfortschritt (Palm, 2014).

b

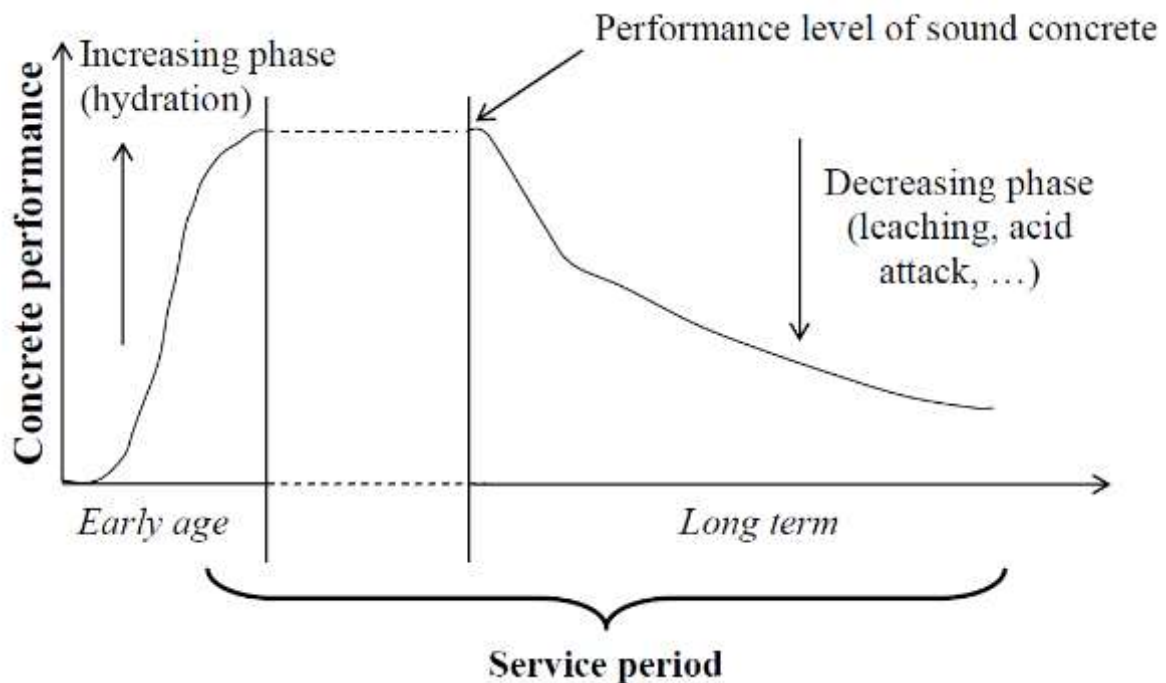


Abbildung 6-34: Illustration der Eigenschaftsänderungen über die Funktionsdauer (Buffo-Lacarriere, 2011)

Der Versatz soll zum einen durch seine Quellfähigkeit im Zuge der Aufsättigung einen Stützdruck aufbauen, der die Konvergenz des Gebirges reduziert und damit weitergehende Schädigungen des Wirtsgesteins in der Umgebung der Strecken (ALZ) verhindert. Durch die Quelldruckentwicklung und die Kompaktion des Versatzes durch das auflaufende Gebirge soll der Versatz andererseits langfristig auch der Abdichtung der Strecken dienen. Der Ausbau liegt genau zwischen diesen beiden Prozessen des Quellens und der Konvergenz und behindert so die vorgesehene Entwicklung. Die Konvergenz kann erst nach dem Versagen bzw. der Korrosion des Streckenausbaus zur Kompaktion des Versatzes beitragen. Die volle Funktionsfähigkeit des Versatzes entfaltet sich damit erst, wenn auch der Ausbau keine Stützwirkung mehr übernimmt. Darüber hinaus bildet der Ausbau eine potenzielle Wegsamkeit. Kenntnisse

über die Permeabilität und deren Entwicklung sind ebenso relevant für die Beurteilung der hydraulischen Widerstände im Endlager.

Die Standzeit des Streckenausbaus sowie dessen langfristige Entwicklung ist bisher nicht genau bekannt. Für das im vorliegenden Vorhaben entwickelte Ausbaukonzept und die Baustoffrezeptur erfolgte eine Abschätzung der hydromechanischen Lasten (Abschnitt 9.4) und chemischen Einwirkungen (Abschnitt 6) auf den Ausbau. Zusammen mit aus der Literatur bekannten Beziehungen zu Eigenschaftsänderungen an Betonbaustoffen soll eine Prognose über die Entwicklung des Ausbaus getroffen werden. Dies erlaubt letztlich eine Abschätzung, wann der Versatz seine volle Funktionsfähigkeit entfaltet. Damit ist dann Anfang und Ende des Funktionszeitraumes des Versatzes bekannt. Der Versatz soll bis zum Ende der Funktionsdauer der Verschlussbauwerke ähnliche hydraulische Eigenschaften wie das Wirtsgestein aufweisen und dann für den Rest des Nachweiszeitraums eine Abdichtfunktion für das Grubengebäude übernehmen.

Der gewählte Ansatz, verschiedene unabhängige Partialmodelle miteinander in Beziehung zu setzen, entspricht letztlich einer Kopplung der einzelnen Prozessklassen. In Ermangelung eines geeigneten (T)HMC-Modells erfolgt dies verbalargumentativ und damit auch eher qualitativ als quantitativ. Die Entwicklung eines geeigneten Modells mit Kopplungen zwischen den genannten Prozessklassen wird im Weiteren in die Liste offener Punkte (siehe Abschnitt 10) aufgenommen.

Die Korrosion bzw. Alteration des Baustoffes führt zu einer Zersetzung des Zementsteins und zusammen mit der bereits genannten Porositätsänderung auch zu einem Festigkeitsverlust. Die zeitliche Veränderung der Festigkeit führt schließlich zum Versagen des Ausbaus. Auf der Seite der mechanischen Einwirkungen wird dies durch, über die Zeit zunehmende, Lasten beschleunigt. Wie aus den vorangegangenen Abschnitten hervorgeht, ist der Kenntnisstand über das Korrosionsverhalten von LPC eher gering. Es liegen nur wenige systematische Untersuchungen vor. Gleichzeitig ist aber auch bekannt, dass die grundlegenden Alterations- bzw. Korrosionsmechanismen in Normalbeton, LPC oder anderen Arten UHPC ähnlich sind. So arbeiteten Carde et al. (1997) heraus, dass die Kinetik bei Normalbeton und Beton mit Silicafume grundsätzlich gleich ist. Das Lösen des Calciums ist durch Diffusionsprozesse dominiert. In beiden Betonrezepturen wurde die gleiche Menge an Calcium gelöst. Die beobachteten mechanischen Effekte unterschieden sich jedoch deutlich. Für die Versuchsreihen wurde eine Zementpaste aus CEM I 42.5 und eine Mischung mit 30% Silicafume hergestellt. Der w/z-Wert der Zementpaste beträgt 0.5. Für die Mischung mit SF beträgt der w/b-Wert 0.45. Zur Beschleunigung wurden die Versuche mit einer Ammoniumnitrat-Lösung statt mit einem gering ionisierten Porenwasser durchgeführt. Die beschleunigte Kinetik hat keinen Einfluss auf den mechanischen Effekt. Mit Porenwasser würde es einfach nur länger dauern, bis die gleiche Menge an Ca gelöst ist. Das Ergebnis ist aber das gleiche. Mechanische Untersuchungen an den Probekörpern zeigen, dass der Verlust der mechanischen Festigkeit mit der Größe der Degradationszone und deren Restfestigkeit korreliert. Der relative Festigkeitsverlust ist unabhängig von der Probengröße. Das Lösen des Calciums ist der wesentliche Prozess für den Rückgang der Festigkeit und die Zunahme der Porosität. In den Versuchen wurde ein Festigkeitsverlust von ca. 30% beobachtet. Eine vergleichbare Beziehung wurde auch für die Porositätsentwicklung aufgestellt. Die Porositätsänderung bei der Mischung mit SF ist geringer. Die

Ergebnisse decken sich auch mit Versuchen von Jain & Neithalath (2009). Weitere Untersuchungen zur Änderung der mechanischen Eigenschaften sind aus Jebli et al. (2018) bekannt. In Abhängigkeit des Degradationsgrades wurden Änderungen der Zugfestigkeit und des E-Moduls bestimmt, siehe Abbildung 6-35. Auch Yokozeki et al. (2004) beschreiben entsprechende Zusammenhänge. Die genannten Beschreibungen des Degradationsfortschritts basieren auf Wurzel-t-Funktionen, die genutzt werden um das Fortschreiten der Korrosionsfront zu beschreiben.

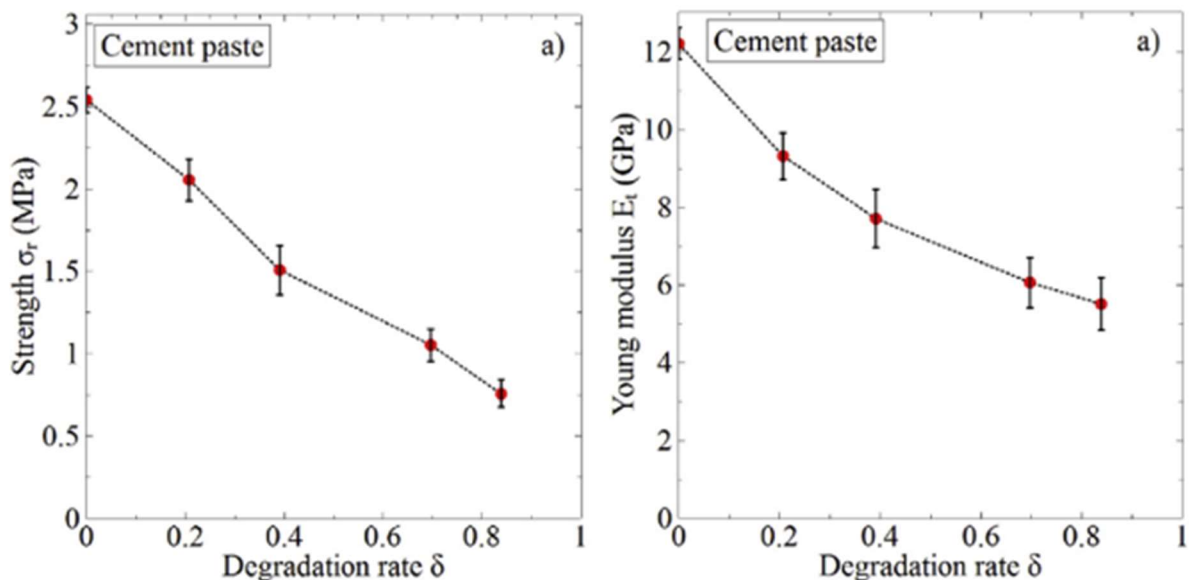


Abbildung 6-35: Änderung der Festigkeit (links) und des E-Moduls (rechts) in Abhängigkeit der Alterationsrate (Jebli et al., 2018)

Die zeitliche Entwicklung des Korrosionsfortschritts wird mit der in Carde et al. (1997) beschriebenen Porositätsentwicklung verknüpft. Zur Beurteilung der Festigkeitsentwicklung sind Kenntnisse über die Beziehung zwischen Festigkeit und Porosität notwendig. Im Allgemeinen gilt, dass die Festigkeit eines Betonbaustoffes reziprok zur Porosität bzw. Kapillarporosität ist. Für Normalbeton sind entsprechende Beziehungen beispielsweise in Locher (2000), Grübl et al. (2001), Hampel (2006) oder auch Penttala (1996) beschrieben, vgl. Abbildung 6-36. Der direkte Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung der unterschiedlichen Literaturstellen. Die von Carde & Francois (1999) annähernd gleiche postulierte Entwicklung der Beziehung von Normalbeton und Beton mit puzzolanischen Zuschlägen reiht sich ebenfalls ein. Wobei in Carde (1999) nicht allein der Zementstein, sondern Betonproben untersucht wurden. Locher (2000) beschreibt für normale Erhärtingsbedingungen mit einer Näherungsfunktion:

$$f_c = a \cdot \left(1 - \frac{p_{kp}}{100}\right)^b \quad [6-32]$$

f_c Druckfestigkeit [N/mm²]
 p_{kp} Kapillarporosität [Vol.-%]

Die Variablen sind mit a gleich 203 und b gleich 4,67 belegt. Hampel (2006) und auch Gröbl et al. (2001) nutzen die gleiche Funktion, definieren aber die Variablen leicht anders ($a=200$ und $b=4,7$). Aus der Summe der einzelnen Versuchsdaten ergibt sich a gleich 184 und b gleich 4,4, vgl. Abbildung 6-36.

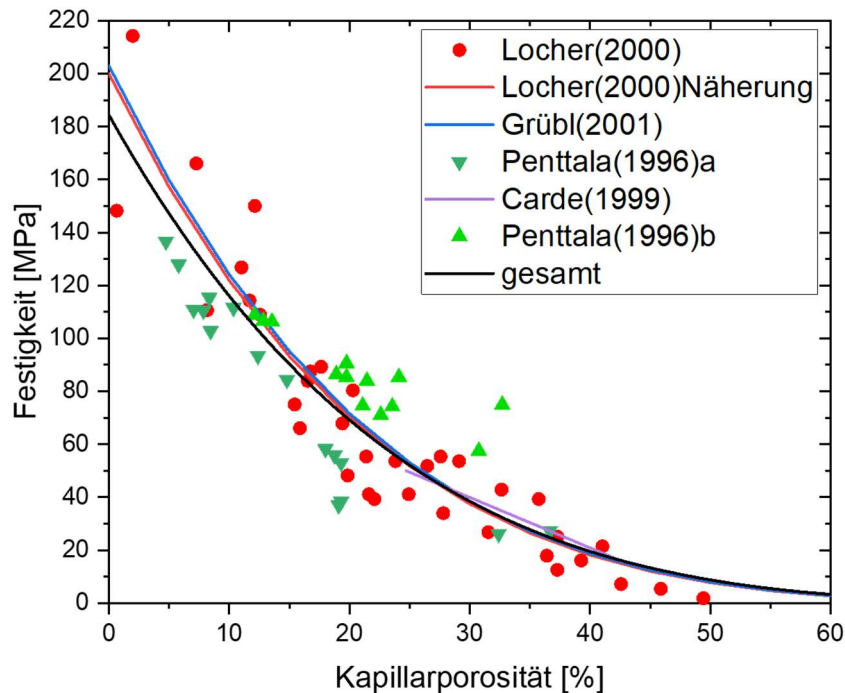


Abbildung 6-36: Vergleich der Literaturstellen-Kapillarporosität

Entsprechend der genannten Verknüpfungen kann so eine erste Prognose über die Festigkeitsentwicklung, genauer die Entwicklung der Druckfestigkeit getroffen werden, siehe Abbildung 6-37. Die anfängliche Druckfestigkeit beträgt 50 MPa, entsprechend Abschnitt 5. Die Änderung der Festigkeit über die Zeit wird dabei wesentlich von der langsam fortschreitenden Korrosion bestimmt. Der Einfluss der Porositätsänderung ist demgegenüber geringer.

Der zeitlichen Entwicklung der Betonfestigkeit werden die mechanischen Einwirkungen bzw. Schnittgrößen aus den Modellrechnungen (Abschnitt 9.4) entgegengestellt. Die wirkenden Spannungen ergeben sich vereinfacht aus:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad [6-33]$$

$$A = b \cdot h \quad [6-34]$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad [6-35]$$

σ	wirkende Spannung	[MPa]
N	Normalkräfte	[kN]
M	Momente	[kNm]
A	Querschnitt	[m ²]

h	Höhe	[m]
b	Breite	[m]
W	Widerstandsmonent	[m ³]

Bei Ausbaumächtigkeit von 0,4 m, wie in Abschnitt 9.4 zunächst angenommen und der berücksichtigten Teilsicherheitsbeiwerte ($\gamma = 1,5$) würden die resultierenden Spannungen den Ausbauwiderstand von Beginn an übersteigen. Für eine Ausbaumächtigkeit von 0,54 m gilt zunächst, dass die Widerstände größer als die erwarteten Einwirkungen sind. In Folge der über die Zeit zunehmenden Einwirkungen und des sich reduzierenden Widerstandes bleibt dieser Zustand ca. 140 Jahre erhalten. Entsprechend des entwickelten Modells überschreiten die Einwirkungen ab diesem Zeitpunkt den vom Baustoff entgegengesetzten Widerstand. Ohne Berücksichtigung des zusätzlichen Stützdruckes aus dem Versatz muss spätestens zu diesem Zeitpunkt mit einem Verbrauch der Strecke bzw. des Ausbaus gerechnet werden. Die Korrosion des Baustoffes schreitet auch danach weiter voran.

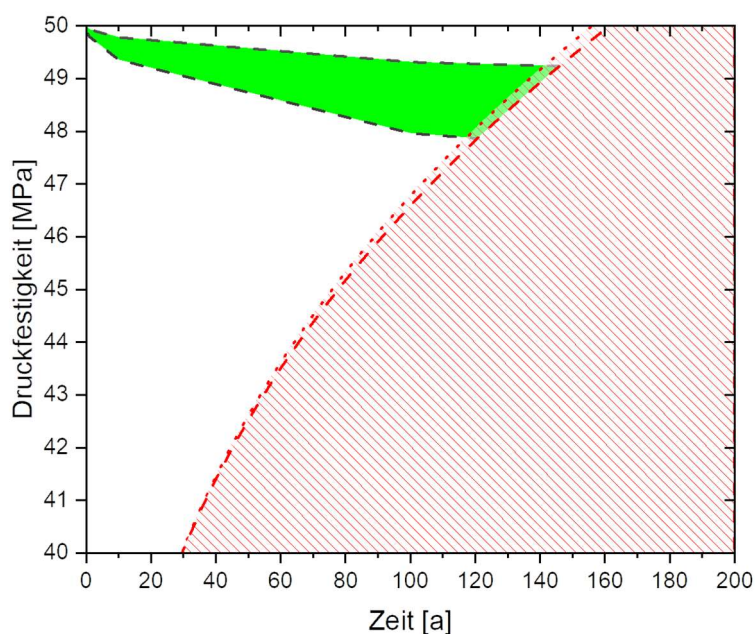


Abbildung 6-37: grün: Bandbreite der prognostizierten Veränderung der Druckfestigkeit, rot: Einwirkungen auf den Ausbau entsprechend HM-Modellen

7 Eigenschaften und Bewertung von mächtigen Tongesteins-Schichtenfolgen

Im Rahmen des vorliegenden Forschungs- und Entwicklungsvorhabens wurden die Eigenschaften mächtiger Tongesteins-Ablagerungen verschiedener Standorte, Formationen und Teufen vorwiegend aus Literaturangaben zusammengestellt. Die Literaturverweise sind in Anlage 1 aufgeführt. Im Einzelnen handelt es sich um folgende Standorte bzw. Regionen:

- Untertage-Labor Mol (Belgien) – Oligozän [BE]
- Untertage-Labor Mont Terri (Schweiz) – Opalinuston [CH]
- Erkundungsbohrung Remlingen 15 für Schacht Asse 5 – Buntsandstein [DE]
- Untertage-Labor Bure (Frankreich) – Callov.-Oxford [F]
- Unterkreide Tongesteine vorwiegend im Bereich des Endlagerbergwerkes Konrad (Niedersachsen / Norddeutschland) – Barreme-Hauterive [DE]
- Service Schacht für ein Kalibergwerk (Russland) – Buntsandstein [RUS]
- Tiefbohrung Benken (Schweiz) – Opalinuston [CH]
- Tongesteine (Opalinuston) aus dem unteren Mitteljura (Dogger) in Süddeutschland – Opalinuston [DE]

Diese Recherche und Zusammenstellung der Eigenschaften von unterschiedlichen Tongesteinen stellt die Grundlage für Untersuchungen zu Fragen der Standfestigkeit von Strecken und sonstigen untertägigen Hohlräumen in Tongesteinen dar. Das Gebirge soll optimaler Weise eine ausreichende Eigentragskraft und Abdichtung haben, so dass eine Gebirgssicherung, im Wesentlichen gegen Steinfall, Verwitterungseinflüsse und fortschreitende Auflockerungen des Gebirgstringens, ausreichend ist. Die Abbildung 7-1 zeigt die untere und die obere Teufenlage der oben aufgeführten Tongesteinsformationen.

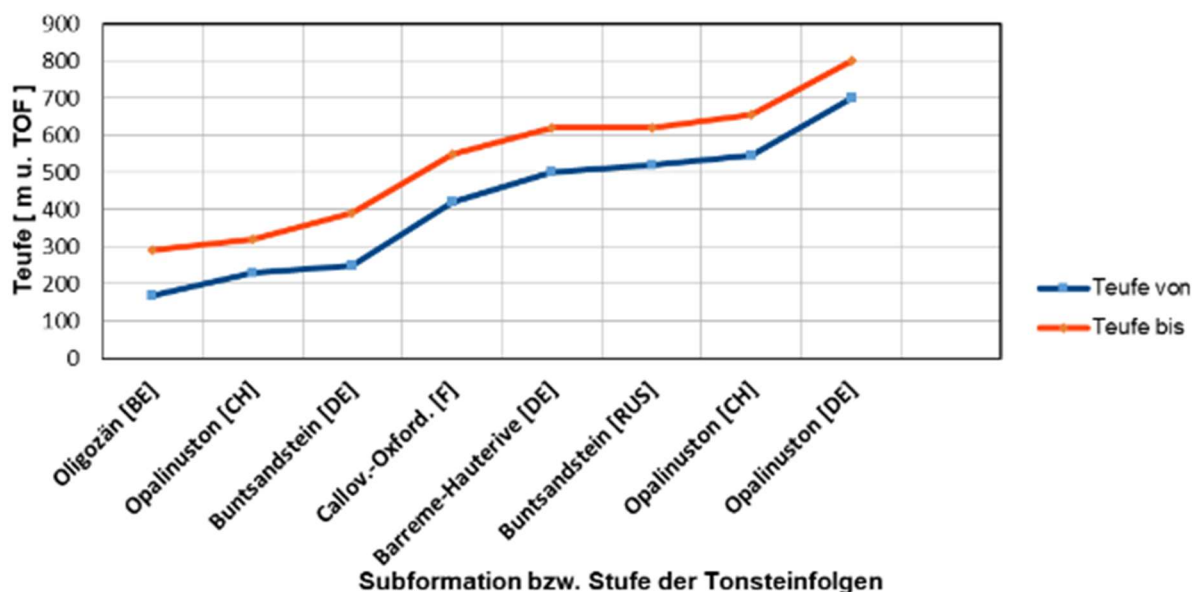


Abbildung 7-1: Teufenlage (Meter unter Tagesoberfläche – TOF) der mächtigen Tongesteinsfolgen

Die Eigenschaften von Tongesteinen variieren je nach Art und Anteil der Tonminerale am Gesamtgestein sowie durch diagenetische Veränderungen und durch tektonische Beanspruchung erheblich.

Anlage 1 gibt einen Überblick über die wesentlichen Eigenschaften von Tongesteinen für die oben angeführten Lokalitäten. Die ersten 3 Spalten enthalten die Bezeichnung, das Formelzeichen bzw. Symbole und die Einheit der einzelnen Eigenschaften. Die Spalten 4 bis 11 geben dann die jeweiligen Eigenschaftswerte bezogen auf die mächtigen Tongestein-Formationen an den insgesamt 8 unterschiedlichen Lokalitäten bzw. Regionen innerhalb von Europa an, die oben aufgeführt sind. In zahlreichen Zellen der Tabelle fehlen Daten bzw. Messwerte. Gründe hierfür sind:

- Es wurden zu dieser Eigenschaft keine Untersuchungen durchgeführt
- Entsprechende Messwerte wurden nicht veröffentlicht
- Messwerte in den verfügbaren Publikationen sind nicht eindeutig interpretierbar

Die Ergebnisse von wichtigen Eigenschaften der Tongesteine werden nachfolgend in Diagrammen aufbereitet und dargestellt. Auf der Abszisse ist die Tiefe bzw. die Subformation der Tongesteinsfolge angegeben, auf der Ordinate jeweils einer der Tongesteins-Parameter (z.B. Gesteinsdichte, Kornfraktionen).

Die Anordnung der Subformationen auf der x-Achse wurde so gewählt, dass die mittlere Tiefe (m unter Tagesoberfläche (TOF)) der Tongesteinsfolgen an den Lokalitäten in den Diagrammen von links nach rechts relativ zunimmt.

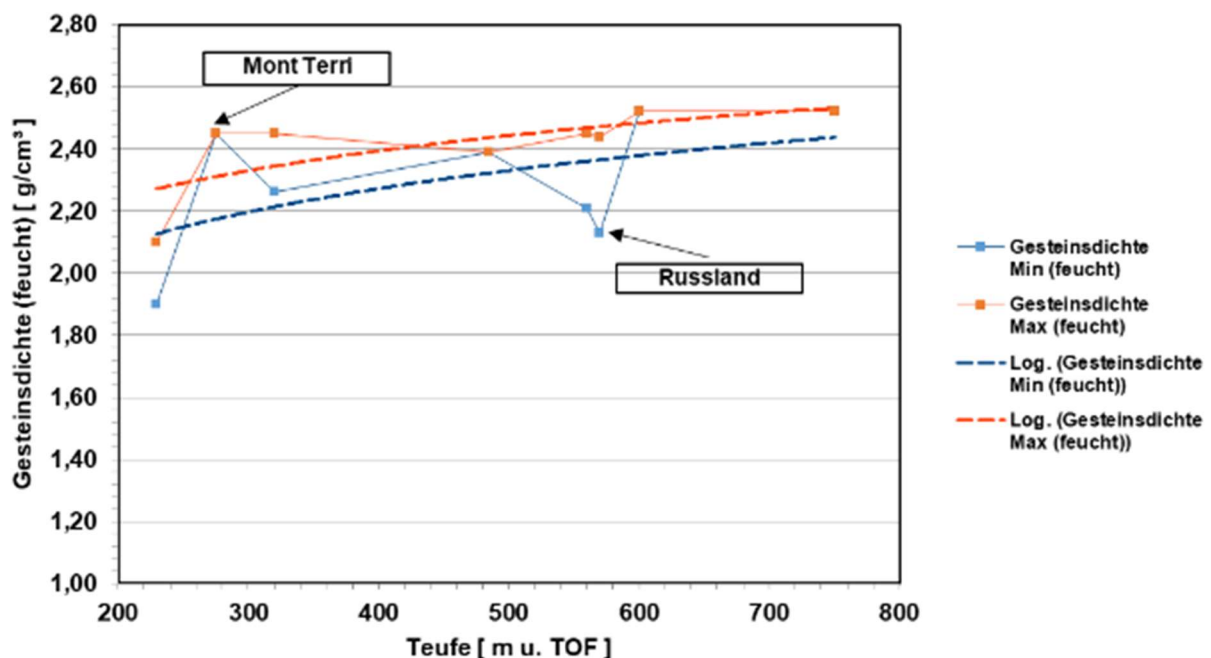


Abbildung 7-2: Dichte der Tongesteine in Abhängigkeit von der Tiefe.

Mit zwei Ausnahmen zeigt die Abbildung 7-2 tendenziell eine Zunahme der Gesteinsdichte mit der Teufe.

- Die Dichte an der Lokalität Mont Terri beträgt im Mittel (best fit) $\gamma = 2,45 \text{ g/cm}^3$ (Streuung von $2,40 \text{ g/cm}^3$ bis $2,53 \text{ g/cm}^3$) und ist für die aktuelle Teufenlage des Untertage-Labors deutlich erhöht.
- Die Dichte an der Lokalität in Russland liegt deutlich unterhalb der Trendlinie und beträgt nur $\gamma = 2,13 \text{ g/cm}^3$, obwohl die mittlere Teufe hier bei ca. 570 m liegt.

Der Teufenunterschied zwischen diesen beiden Lokalitäten beträgt etwa 300 m. Während in Mont Terri Festgesteine bis etwa zur Tagesoberfläche anstehen, werden die Festgesteine in der Lokalität Russland von ca. 350 m Lockergesteinen mit mehreren mächtigen Grundwasserleitern mit Dichten i. Allg. von $\gamma < 2,0 \text{ g/cm}^3$ überlagert.

Darüber hinaus wurde im Bereich Mont Terri eine Überkonsolidierung um das 3,5 bis 5-fache des Überlagerungsdruckes nachgewiesen, vermutlich durch eine größere Versenkungstiefe und durch Deckenüberschiebung(en).

Mit Zunahme der Überlagerungsteufe (Versenkungstiefe) nimmt das Porenvolumen (Porosität) des Gesteins i. Allg. ab (Abbildung 7-3). Die Porosität für das mittlere Teuffenniveau am Standort Mont Terri liegt deutlich unter der Trendlinie. Ein vergleichbares Verhalten zeigt sich auch beim Wassergehalt, der für Mont Terri ebenfalls unterhalb der Trendlinien liegt (Abbildung 7-4).

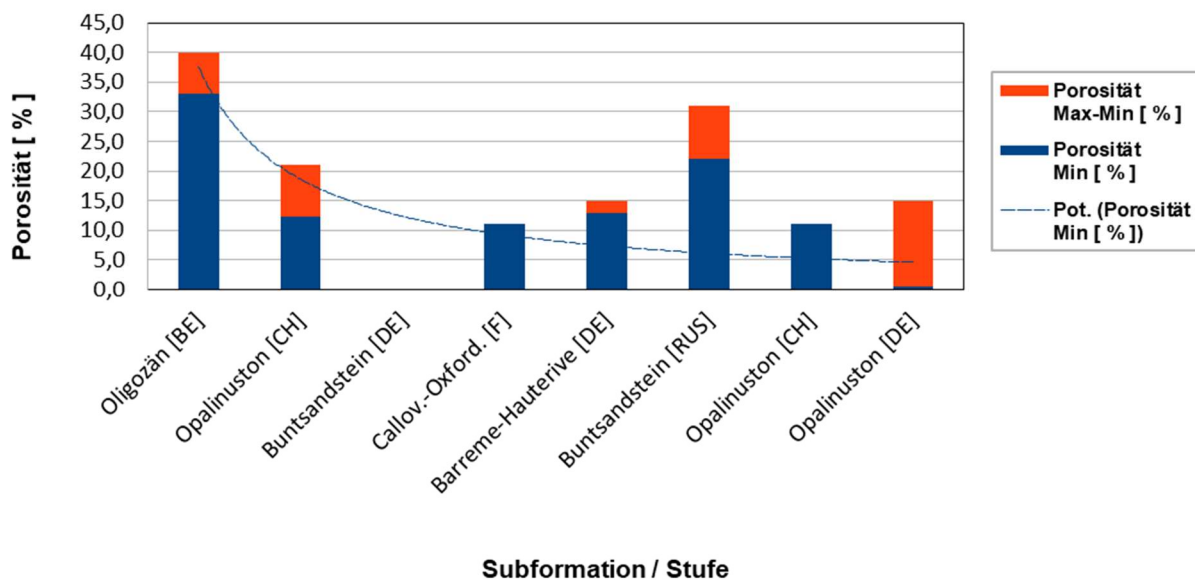


Abbildung 7-3: Porosität von Tongesteinen bezogen auf die Formation bzw. die Teufenlage

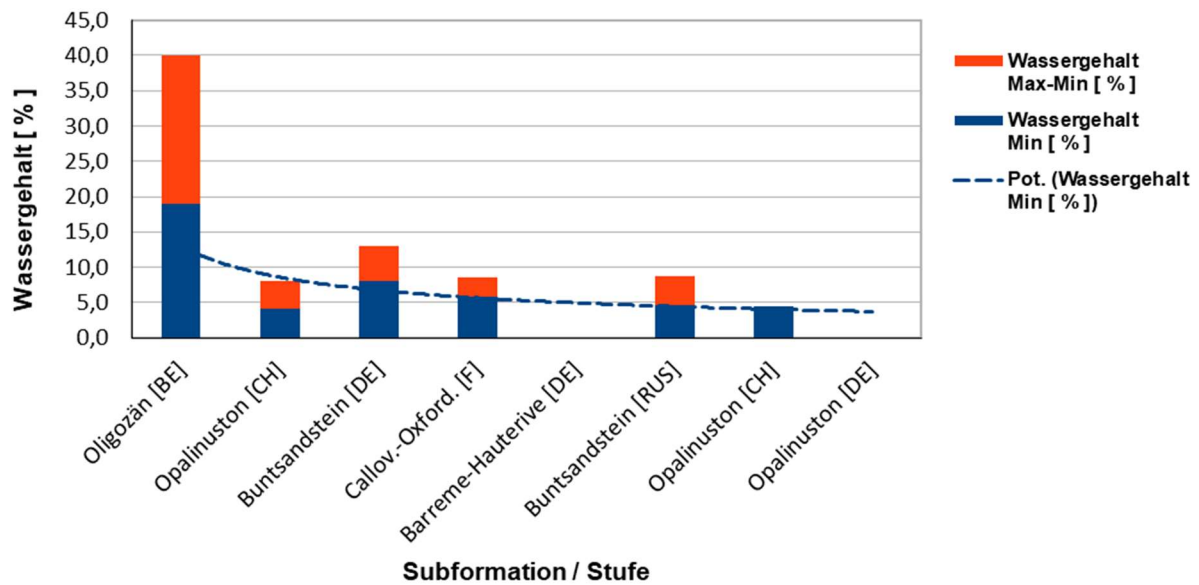


Abbildung 7-4: Wassergehalt von Tongesteinen bezogen auf die Formation bzw. die Teufenlage

Die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit ist ein wichtiger geotechnischer Parameter, der das Verformungsverhalten untertägiger Grubenbaue maßgeblich beeinflusst. In Tongesteinen wird die Festigkeit aber offensichtlich auch durch den Wassergehalt beeinflusst. Die Festigkeit des Tongesteines nimmt z.B. bei Abnahme des Wassergehaltes um einen geringen Prozentsatz bereits deutlich zu (Abbildung 7-5).

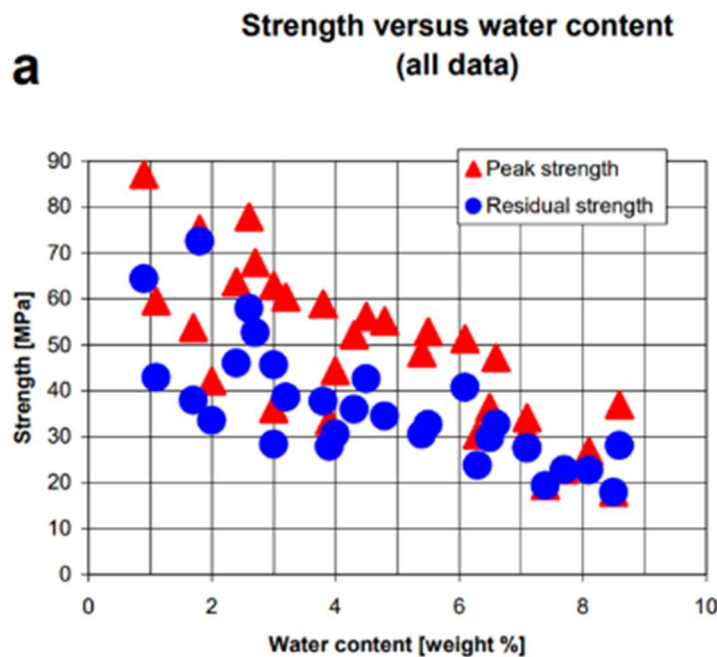


Abbildung 7-5: Zunahme der Festigkeit mit Abnahme des Wassergehaltes. Dabei ist die Zunahme der Spitzenfestigkeit größer als die der Restfestigkeit (Bossart & Thury, 2008)

Tendenziell nimmt die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit mit der Teufe zu (Abbildung 7-6). Der relativ niedrige Wassergehalt, die geringere Porosität und die höhere Dichte im Teufenniveau Mont Terri haben offensichtlich dazu geführt, dass die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit im Vergleich zum Trend deutlich erhöht ist (Abbildung 7-6).

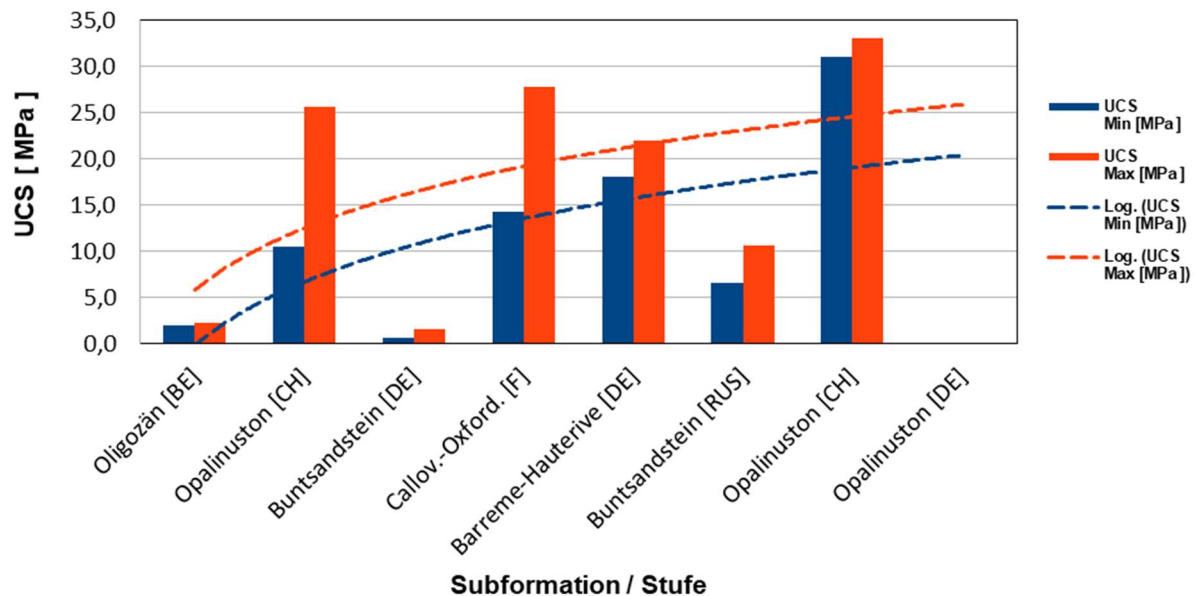


Abbildung 7-6: Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit (USC) bezogen auf Formation bzw. Teufe

Im Unterschied hierzu liegt die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit der russischen Tongesteinsformation deutlich unterhalb der Trendlinien. Der Wassergehalt entspricht zwar in etwa dem der Lokation Mont Terri (vergl. Abbildung 7-4), die hohe Porosität und die geringe Dichte der russischen Tongesteinsformationen haben sich jedoch mindernd auf die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit ausgewirkt.

Die ebenfalls sehr niedrigen einaxialen Gesteinsdruckfestigkeit der Erkundungsbohrung Remmlingen 15 (Abbildung 7-6 Buntsandstein DE) haben vermutlich ihre Ursache im Salzaufstieg (Holokinese) des Salzstockes Asse.

Der belgische Boom Clay des Oligozäns (Tertiär) stellt das geologisch jüngste Tongestein der untersuchten Standorte dar und steht in der Lokalität Mol in Teufen von etwa 170 m bis 290 m an. Die Tonfraktion < 2 μm beträgt 50 bis 60%, der Wassergehalt ca. 20 bis 40% (bei Wassersättigung) und die Konsistenz liegt im weichplastischen bis halbfesten Bereich. Entsprechend des hohen Wassergehaltes (vgl. Abbildung 7-4) beträgt die Porosität bis zu 40% (vgl. Abbildung 7-3). Somit ist erwartungsgemäß die einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit mit rund 2 MPa sehr niedrig (Abbildung 7-6).

Kohäsion (Abbildung 7-7) und innere Reibung (Abbildung 7-8) stellen die wesentlichen Parameter der Gesteinsfestigkeit dar. Auch diese beiden geotechnischen Parameter nehmen tendenziell mit der Teufe zu. Kohäsion und innere Reibung sind beim Boom Clay (Abbildung 7-7

und Abbildung 7-8 Oligozän) im Vergleich zu den übrigen Lokalitäten am geringsten. Das Elastizitätsmodul der Gesteine zeigt ebenfalls den Trend einer deutlichen Zunahme mit der Teufe. Im Unterschied hierzu zeigt die Poissonzahl (mit Ausnahme der Lokalität Mol (Oligozän)) nur eine geringe teufenabhängige Tendenz. Sie beträgt im Durschnitt 0,26 für den Minimalwert und 0,32 für den Maximalwert. Aufgrund der deutlichen Plastizität des Boom Clays ist der E-Modul sehr klein, die Poissonzahl entsprechend groß.

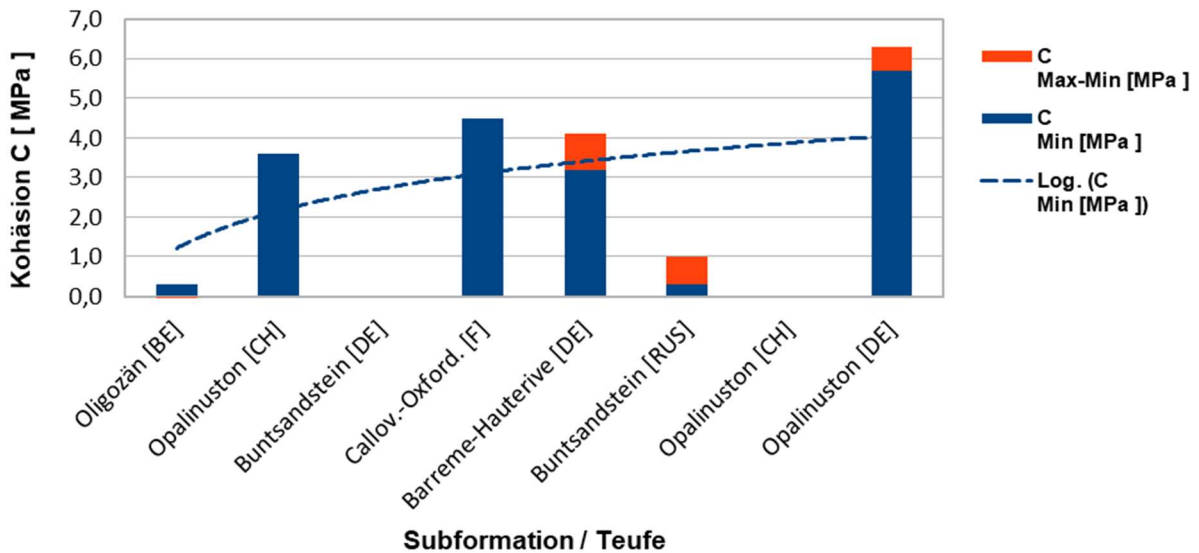


Abbildung 7-7: Kohäsion bezogen auf Formation bzw. Teufe

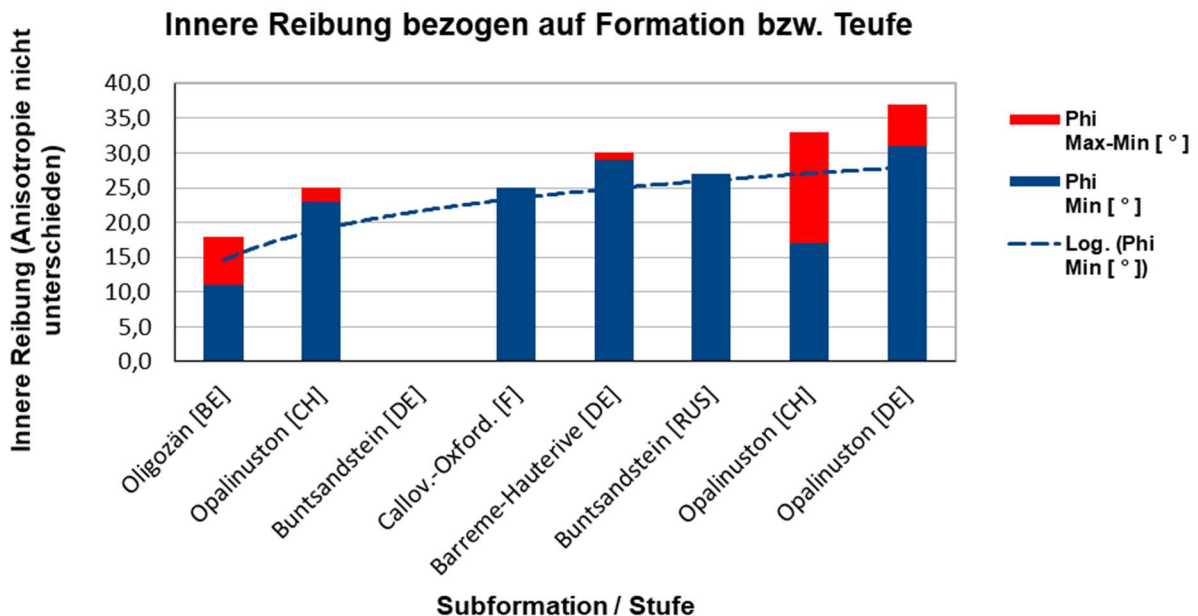


Abbildung 7-8: Innere Reibung bezogen auf Formation bzw. Teufe

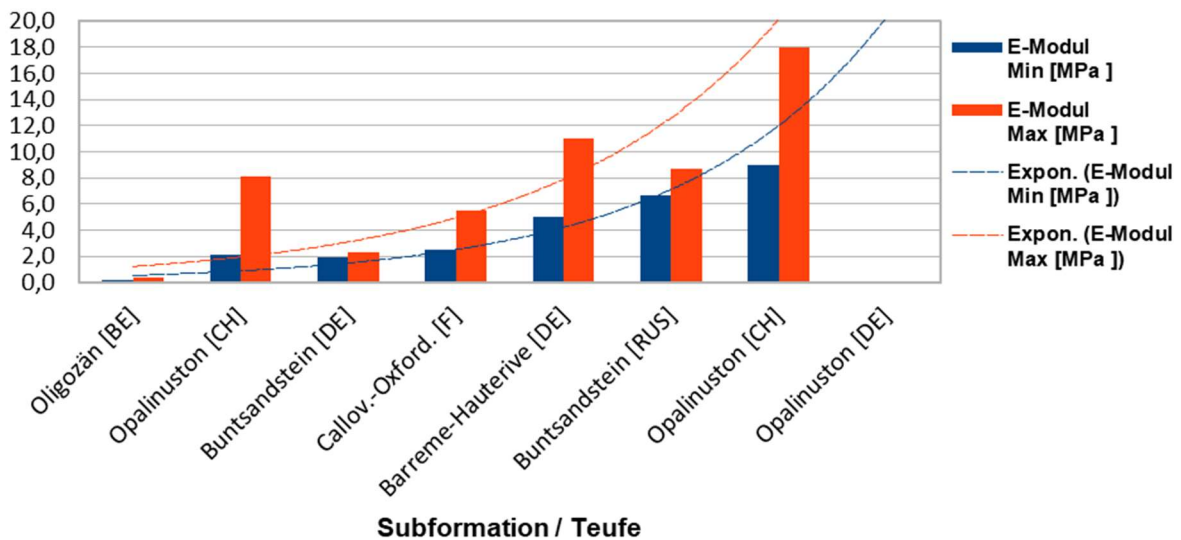


Abbildung 7-9: Statische Elastizitätsmodul bezogen auf die Formation bzw. Teufe

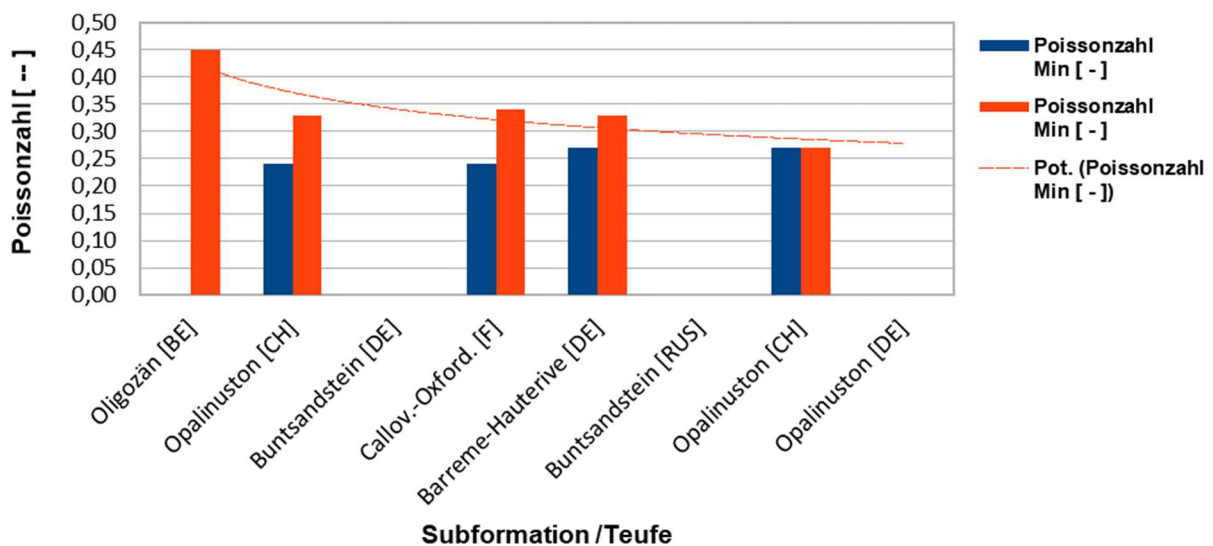


Abbildung 7-10: Poissonzahl bezogen auf die Formation bzw. Teufe

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich die verschiedenen Gesteinsparameter mit zunehmender Teufe hinsichtlich ihrer gebirgsmechanischen Eigenschaften tendenziell verbessern. Diesem Vorteil steht aber der Nachteil entgegen, dass mit zunehmender Teufe der Gebirgsdruck ansteigt, was zu einer stärkeren Belastung untertägiger Grubenbaue führt.

Über das großräumige, sich über mehrere Meter erstreckende, natürliche Trennflächengefüge im unverritzten Gebirge der verschiedenen Lokalitäten gibt es mit Ausnahme der Lokalität Untertage-Labor Mont Terri und der Bohrung Remlingen 15 keine detaillierten Untersuchungsergebnisse.

Durch die Decken-Überschiebung(en) der Westalpen und die Nähe des Oberrheintal-Grabens wurden im Bereich Mont Terri mindestens 3 Hauptstörungssysteme von der Nagra dokumen-

tiert. Es handelt sich überwiegend um Scherflächen und Scherzonen innerhalb des Opalinustons. Die Schichtung ist vermutlich nur noch lokal feststellbar. Auf die Klüftung und Klüftsysteme wird nicht eingegangen, sofern sie überhaupt vorhanden sind.

Für das Tongestein der Bohrung Remlingen 15 wurden die Anzahl der Schichten zu 1,4 Schichtflächen pro Meter ermittelt. Die Anzahl der Klüfte beträgt zwischen 0,2 und 2,0 pro Meter.

Die Bedeutung der Trennflächen auf das Bruch- und Verformungsverhalten beschreibt beispielhaft die Abbildung 7-11.

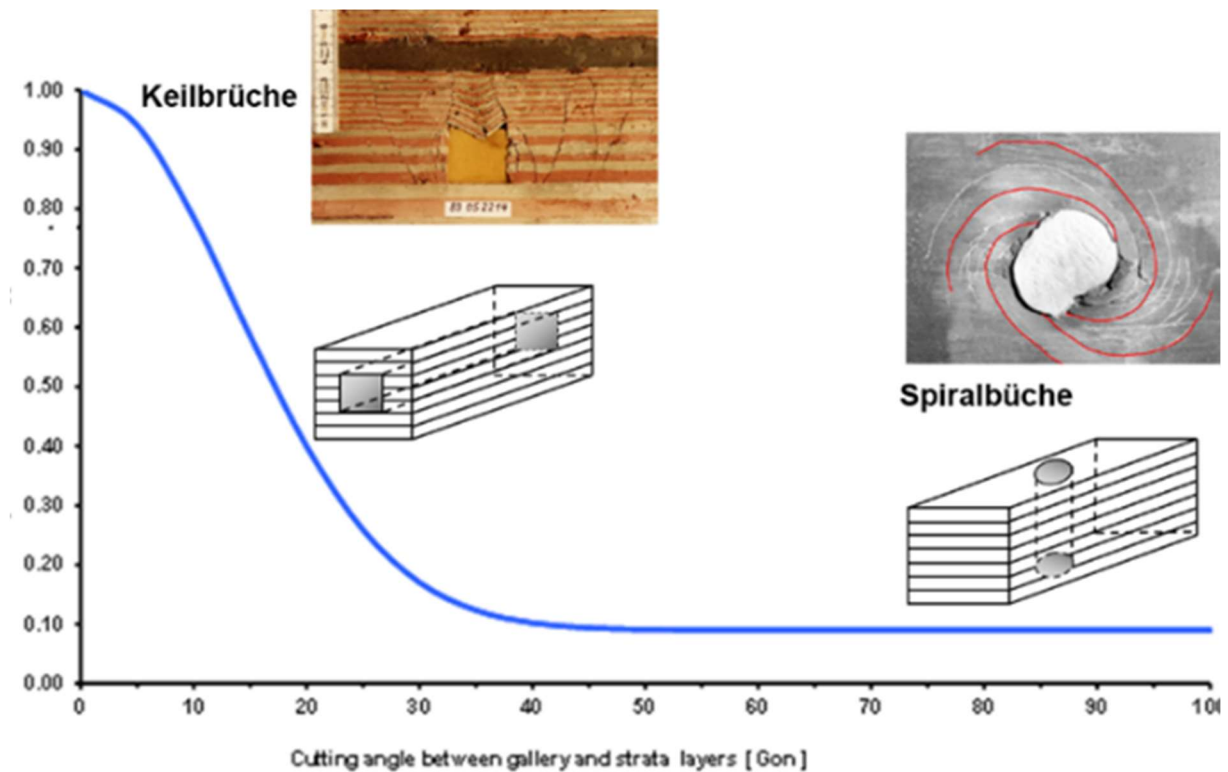


Abbildung 7-11: Zusammenhang zwischen dem Verschneidungswinkel (cutting angle), dem Hohlraum und der Schichtung des Gebirges (Stadie & Wittenberg, 2008).

In der flachen Lagerung verläuft eine horizontale Strecke parallel zur Schichtung (Verschneidungswinkel 0 Gon). Ein senkrechter Schacht hat dagegen einen Verschneidungswinkel von 100 Gon zur Schichtung, was einem homogenen Gebirge entspricht. Diese unterschiedlichen Verschneidungswinkel führen zu einem gänzlich verschiedenen Bruchverhalten. Während bei der Strecke in flacher Lagerung Keilbrüche auftreten, die hohe Verformungen verursachen, treten im Schacht lediglich Spiralbrüche (wie in einem homogenen Gebirge) auf, die zu einem wesentlich günstigeren Verformungsverhalten führen. Unter sonst gleichen Bedingungen wie Tiefe und Gesteinsfestigkeit beträgt die Verformung eines Schachtes nur rd. ein Zehntel einer Strecke.

Bei künftigen Erkundungsbohrungen ist es daher von großer Bedeutung, mittels geotechnischer Aufnahmen das Trennflächengefüge und die Eigenschaften der Trennflächen zu erfassen und zu beurteilen.

Wie am Beispiel des Belchentunnels (siehe Abschnitt 2.3.1) beispielhaft beschrieben, kann es in Tongesteinen durch vorhandenen Quelldruck zu größeren Verformungen kommen. Über die Höhe der Quelldrücke liegen jedoch relativ wenige Informationen vor. Für die Lokation Mont Terri werden Quelldrücke von 0,5 MPa (horizontal) und 1,2 MPa (vertikal) angegeben. Für die Bohrung Benken beträgt der vertikale Quelldruck zwischen 0,8 und 1,4 MPa. Zum horizontalen Quelldruck wurden keine Angaben gemacht. Für den Bereich des Endlagers Konrad wird der vertikale Quelldruck mit 4,9 MPa und der horizontale mit 0,8 MPa angegeben. Ähnlich wie das Trennflächengefüge sollte bei künftigen Erkundungsmaßnahmen das Quellverhalten von Tongesteinen detailliert untersucht werden.

Czaikowski (2011) hat in seiner Dissertation das Kriechverhalten verschiedener Tongesteine, dem von Steinsalz gegenübergestellt (Abbildung 7-12).

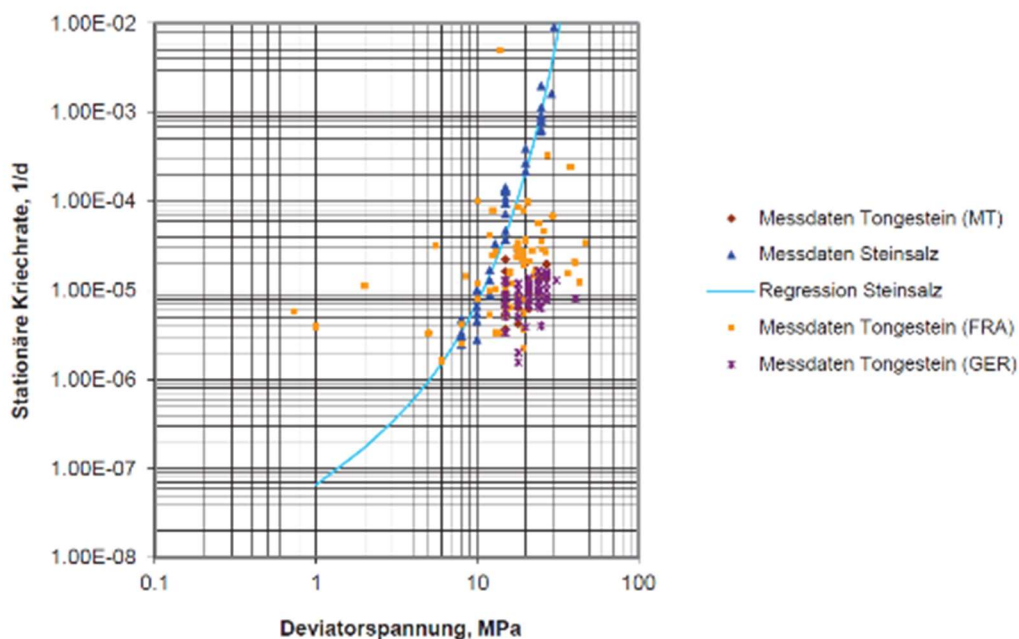


Abbildung 7-12: Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz einer Lokation und von Tongesteinen verschiedener Lokationen (Czaikowski, 2011)

Die stationären Kriechraten der Tongesteine Mont Terri (MT) und die aus deutschen Lokationen liegen allesamt (zum großen Teil sogar erheblich) unter denen von Steinsalz (Abbildung 7-12). Auch die Kriechraten des Tongesteins in Frankreich sind in Ihre Mehrheit niedriger als die von Steinsalz. Beim französischen Tongestein wurden jedoch bei kleinen Deviatorspannungen (< 15 MPa) Kriechraten beobachtet, die deutlich oberhalb der vergleichbaren Kriech-

raten des Steinsalzes liegen. Czaikowski (2011) weist darauf hin, dass Tonsteine grundsätzlich eine relativ geringe Spannungsabhängigkeit der stationären Kriechrate einhergehend mit einer doch relativ großen Streubreite der Messdaten aufweisen.

Der Opalinuston als unterer Teil des Mitteljura stellt eine marine Ablagerung dar. Der Opalinuston ist ein gutfestiger, glimmerführender, siltiger Tonstein mit einer geringen lateralen Variabilität seiner Fazies. Insgesamt können drei Fazies benannt werden: eine tonige, eine sandige und eine karbonatreiche Fazies. Letztere treten nur lokal in Teilbereichen des Opalinustons und außerhalb der betrachteten Regionen auf (Nussbaum et al., 2011). Die sandarme Abfolge tritt im tiefsten und die sandigere Abfolge im oberen Bereich des Opalinustons auf. Im unteren Teil sind sideritische Konkretionen bekannt. Der sandigere, obere Teil ist durch zahlreiche dünne Sandsteineinlagen oder –linsen gekennzeichnet (Reinhold et al., 2016).

Bedingt durch die Einregelung der Tonminerale weist der Opalinuston eine Feinschichtung auf. Diese Schichtung bedingt die Anisotropie felsmechanischer und hydrogeologischer Eigenschaften. Die Feinschichtung wird durch eine stoffliche Heterogenität im cm-Bereich überlagert Abbildung 7-13. Hier sind silt- und feinsandreichere Lagen oder Linsen anzutreffen. Die Mächtigkeit liegt zwischen 0,1 cm bis 3 cm bei einer Ausdehnung von mehreren Dezimetern. Die lokalen Heterogenitäten werden auf Sturmereignisse während der Ablagerung zurückgeführt. Es handelt sich dabei nicht um rhythmische Wechsellagerungen, wie beispielsweise für das Modell Nord beschrieben. Seltener sind auch Siderit-Knauer (1–5 cm dick, 5–20 cm breit entlang der Schichtung) anzutreffen (Reinhold et al., 2016).

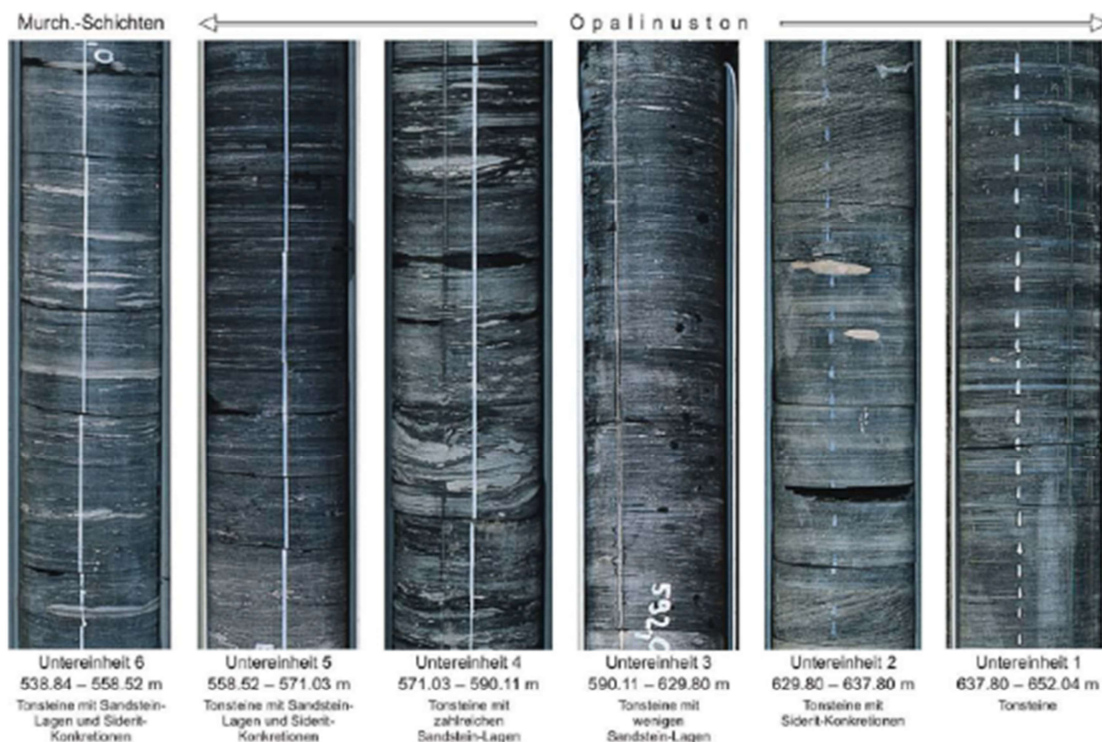


Abbildung 7-13: Kernfotos des Wirtsgesteins aus der Bohrung Benken, Länge der Kerne je 40 cm (Nagra, 2002a)

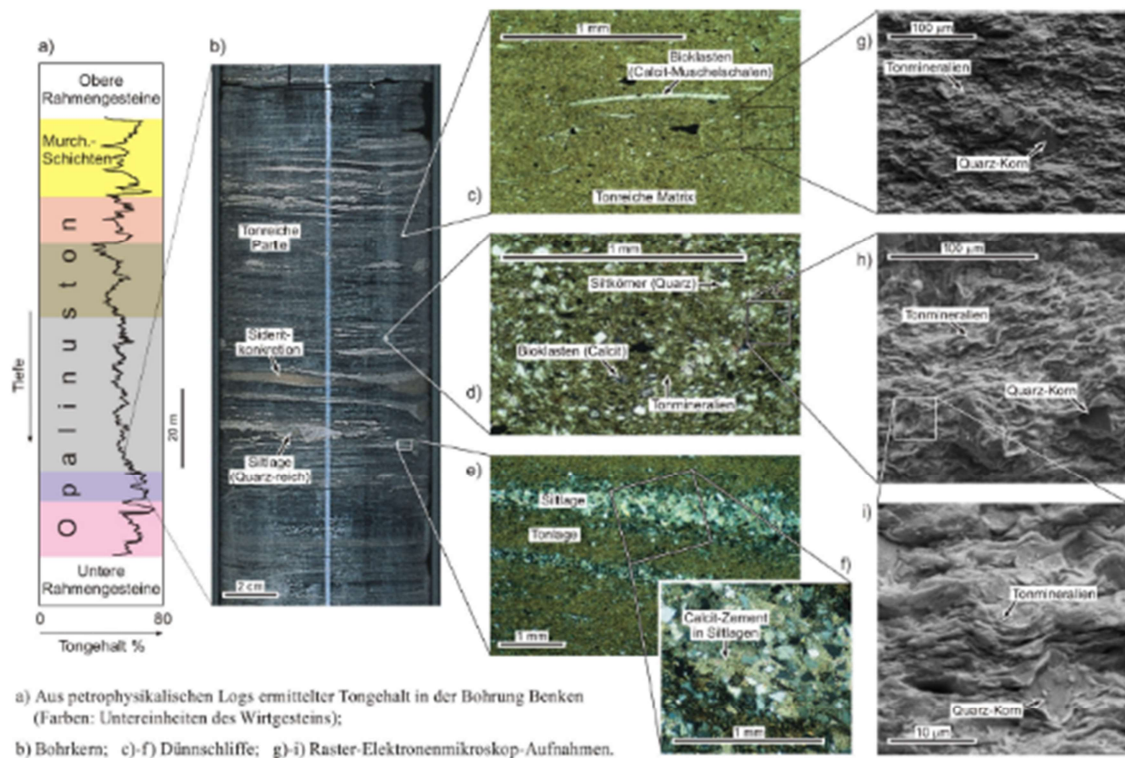


Abbildung 7-14: Illustration des Opalinustons in verschiedenen Maßstäben (Nagra, 2002a)

Innerhalb des Opalinustons sind verschiedene tektonische Überprägungen und damit auch Falten/Kluftsysteme bekannt. Am besten untersucht sind diese am Untertagelabor Mont Terri in der Schweiz. Hier ist besonders die sogenannte "main fault" hervorzuheben. Dabei handelt es sich um eine 0,8 m bis 3,0 m mächtige Verwerfung mit ca. 80 m Versatz. Die Zone ist in sich sehr heterogen aufgebaut. Innerhalb der Faltung treten Scherformationen und Verschiebungen vom mikro- bis metermaßstab auf. Das Gestein ist dementsprechend teils geblockt, kleinräumig zerstückelt/geschuppt, bis hin zu, in Folge der Verwerfung entstandenen, aufgeriebenen und sehr feinen Kluftfüllungen (engl. gouge). Trotz der tektonischen Einflüsse kann in der "main fault" aber keine signifikante Änderung der Permeabilität festgestellt werden (Laurich et al., 2017).

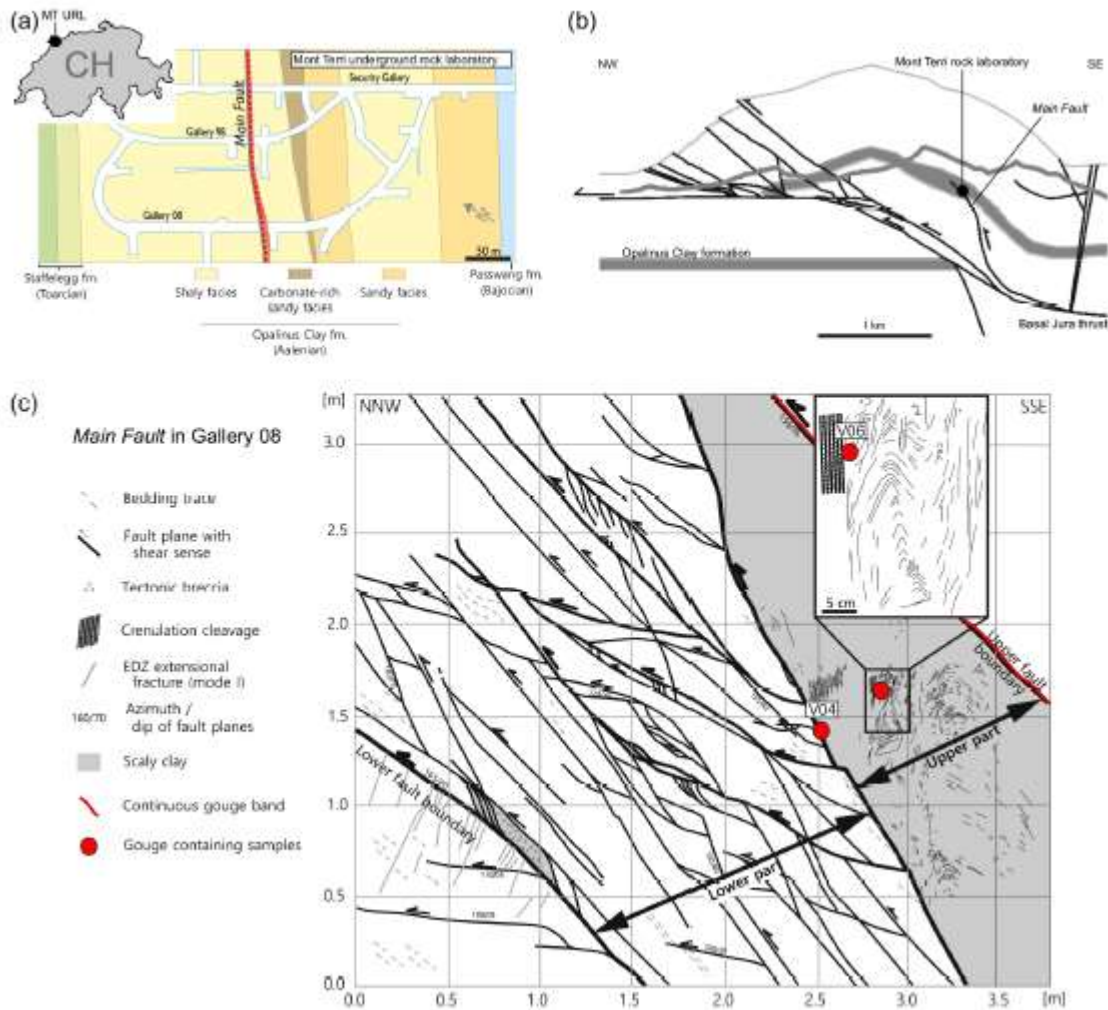


Abbildung 7-15: a - Übersichtskarte zur Lage der main fault im Grubengebäude, b – Schnitt, c – Strecke 08 geologische Aufnahme der main fault (Laurich et al., 2017)

Die Kluffüllungen (engl. gouge) können als zerriebenes Gesteinsmaterial beschrieben werden. Das Ausmahlen fand im Zuge der Verschiebung/Scherbewegung statt. Das Material ist durch eine dunklere Färbung vom restlichen Opalinuston unterscheidbar und ist in bis zu 2 cm dicken Bändern anzutreffen. Die einzelnen Tonminerale sind im Mikromaßstab entlang der Scherrichtung ausgerichtet. Die feine Korngrößenverteilung und die Ausrichtung lässt eine geringe innere Reibung vermuten. Mechanische Untersuchungen sind gegenwärtig nicht bekannt (Laurich et al., 2017). Untersuchungen an ähnlichen tektonischen Strukturen untermauern diese Vermutung (Colletini et al., 2009). Nach Colletini et al. (2009) ergaben Messungen an verschiedenen Gesteinen in den gefüllten Falten/Klüften Reibungskoeffizient zwischen 0,6 bis 0,8, vgl. Abbildung 7-16. Vergleichbare Ergebnisse sind auch aus Bakker et al. (2017) bekannt.

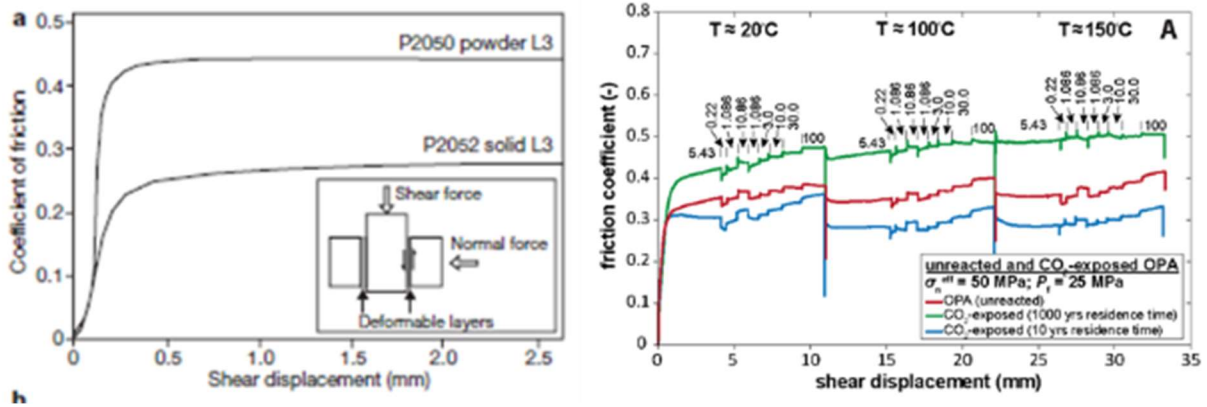


Abbildung 7-16: Klutfreibungswinkel in Abhängigkeit der Verschiebung, links nach (Collettini et al., 2009), rechts nach (Bakker et al., 2017)

Als grundlegende Beziehung für die mechanische Aktivierung einer solchen Kluft kann Gleichung 7.1 nach Byerlee (1978) genutzt werden:

$$\tau = \mu \cdot \sigma \quad [7-1]$$

- T Scherspannung
- μ Reibungskoeffizient
- σ Normalspannung

Für Gesteine liegt μ typischerweise zwischen 0,6 und 0,85. Für Schichtsilikate werden dagegen geringere Werte, zwischen 0,2 und 0,5 definiert. Jeanne et al. (2017) ermittelt beispielsweise anhand von in situ Untersuchungen an der „main fault“ im Felslabor Mont Terri und mit entsprechenden hydromechanisch gekoppelten Modellen Reibungswerte von ca. 0,25.

8 Zusammenwirkung Gebirgsdruck, Gebirgsaufbau und Ausbau

8.1 Empirische und analytische Betrachtungen

Die Ermittlung von Zusammenhängen zwischen dem Gebirgsdruck, dem Gebirgsaufbau bzw. den Gebirgseigenschaften sowie dem Grubenausbau auf der einen Seite und den Gebirgs- bzw. Ausbauverformungen auf der anderen Seite war in der Vergangenheit Gegenstand verschiedener Forschungsvorhaben der DMT.

Vornehmlich in den 1970er und 80er Jahren wurden mittels empirischer Verfahren und physikalischer Modellversuche grundlegende Erkenntnisse gewonnen.

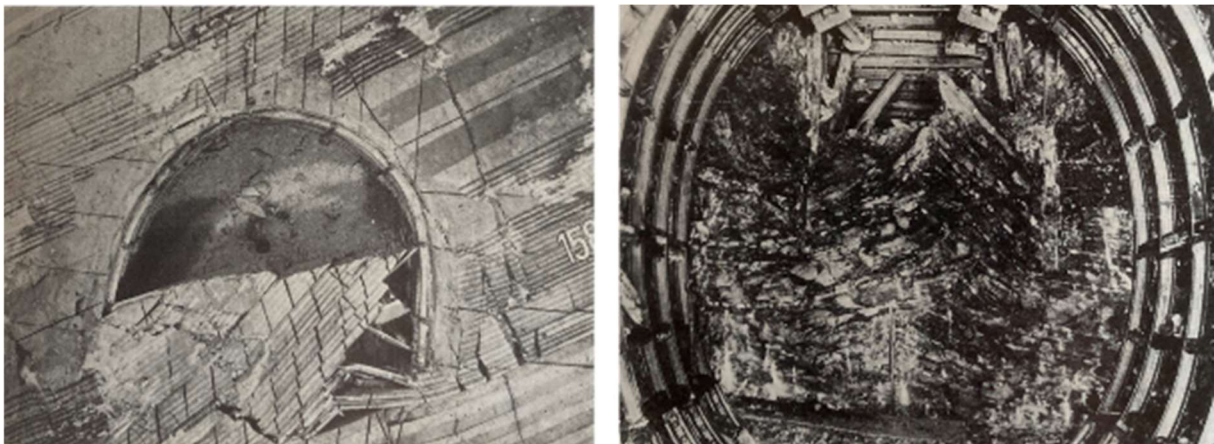


Abbildung 8-1: links: vom Liegenden hochbrechende Schichten im physikalischen Modellversuch, rechts: Überschiebungen und Sohlhebungen in einer Strecke, beides nach (Jacobi, 1981)

Für geschichtetes Gebirge und sohloffene Ausbausysteme kann die vertikale Konvergenz K_A einer Strecke nach deren Auffahrung nach Gleichung 8-1 berechnet werden (te Kook, 1985):

$$K_A = -46 + \frac{13,3 * p}{\sqrt{UCS}} \quad [8-1]$$

K_A Konvergenz nach Streckenauffahrung in % der Ausgangshöhe

p Gebirgsdruck in MPa

UCS Mittlere einaxiale Druckfestigkeit der Gesteinsschichten in der Streckenumgebung

Bis zu einem bestimmten Verhältnis von einaxialer Druckfestigkeit zu Gebirgsdruck tritt keine Konvergenz auf ($K_A = 0$ %). Diese Grenzbedingung ergibt sich anhand folgender Gleichung:

$$K_A = 0, \text{ wenn } p \leq 3,46 * \sqrt{UCS} \quad [8-2]$$

Unterstellt man eine durchschnittliche Wichte der überdeckenden Gesteine von $0,025 \text{ MN/m}^3$ so gilt für den Überlagerungsdruck

$$p_0 = 0,025 * T \quad [8-3]$$

p_0 Primärer Gebirgsdruck in MPa

T Teufe in m

Damit ergibt sich der Grenzdruck p_G bzw. die Grenzteufe T_G , ab der nach der Streckenauffahrung Verformungen auftreten:

$$p_G = 0,25 T_G \leq 3,46 * \sqrt{UCS} \quad T_G = 13,84 * \sqrt{UCS} \quad [8-4]$$

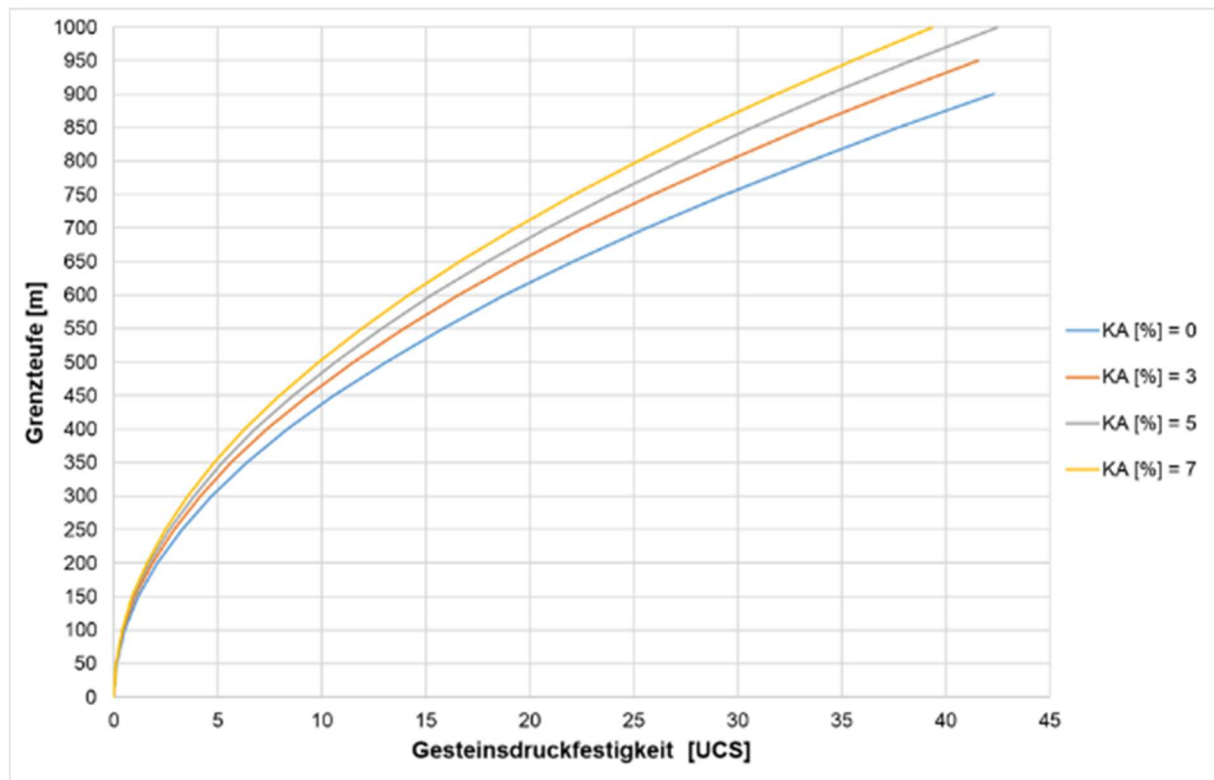


Abbildung 8-2: Grenzteufen für zugelassene Konvergenzen in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit der Gesteine

Die Abbildung 8-2 beschreibt den nach Gleichung 8-4 ermittelten Zusammenhang zwischen der Gesteinsdruckfestigkeit und der Grenzteufe für verschiedene zugelassene Konvergenzen. Mit Ausnahme des belgischen Boom Clays und der Tongesteine der Buntsandsteinformation (vergl. Abbildung 7-6) betragen die einaxialen Druckfestigkeiten der Tongesteine zwischen 10 MPa und 30 MPa. Beträgt die Gesteinsdruckfestigkeit z.B. 10 MPa, so sind bis in rd. 450 m Teufe keine Konvergenzen nach der Streckenauffahrung zu erwarten ($K_A=0\%$). In 750 m Teufe müsste das Gestein eine Druckfestigkeit von 30 MPa besitzen, um keine Konvergenzen nach der Auffahrung aufzuweisen. Die weiteren Kurven in Abbildung 8-2 beschreiben, wie sich die Grenzteufe erhöht sofern man kleinere Konvergenzen zulässt.

Basierend auf einem Betriebsversuch und physikalischen Modellversuchen wurde die Gleichung 8-1 um die Wirkung des Ausbauwiderstandes AW erweitert (Kammer, 1988).

$$K_A = 13,3 \cdot \frac{p}{\sqrt{UCS} + 4,5 \cdot AW} - 46 \quad [8-5]$$

AW *Ausbauwiderstand in MPa*

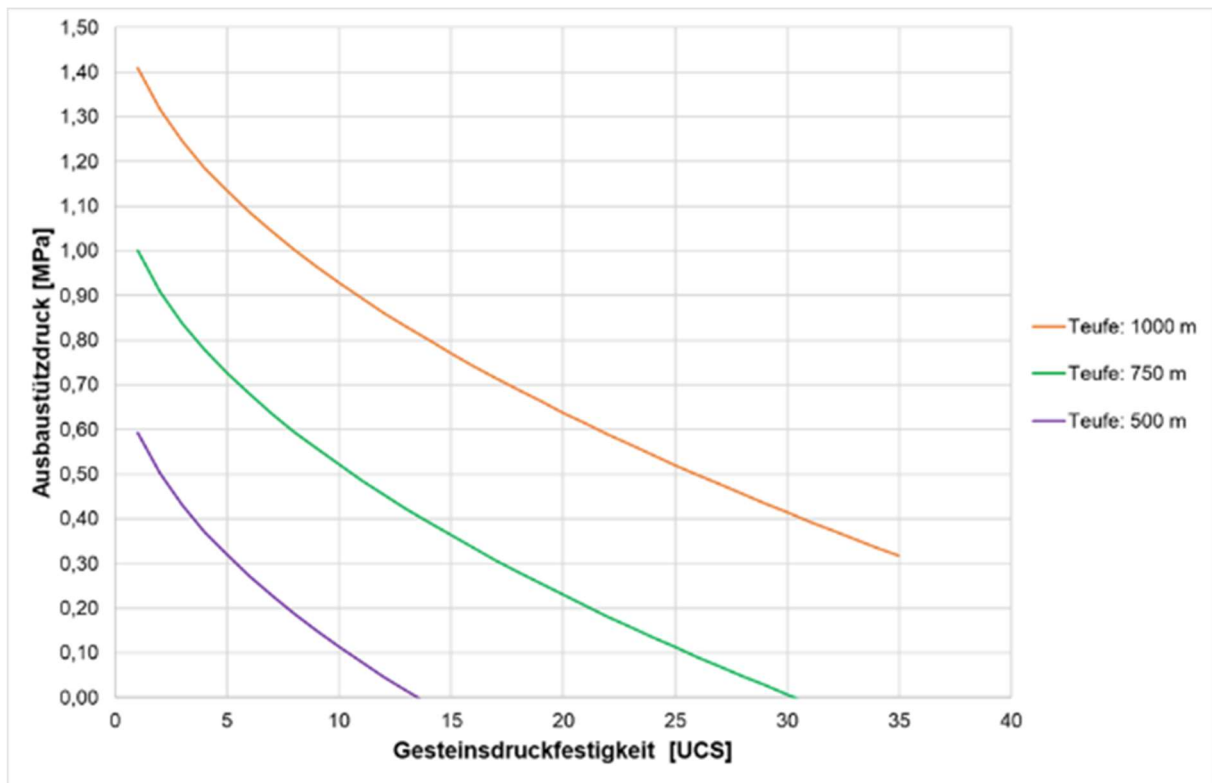


Abbildung 8-3: Zusammenhang zwischen der Gesteinsdruckfestigkeit und dem erforderlichen Ausbauwiderstand zur Vermeidung von Konvergenz nach der Streckenauffahrung

Unter Anwendung von Gleichung 8-5 kann für eine vorgegebene Konvergenz der erforderliche Ausbauwiderstand ermittelt werden. Abbildung 8-3 beschreibt für drei verschiedene Teufen den Ausbauwiderstand, der für unterschiedliche Gesteinsdruckfestigkeiten erforderlich ist, um eine Konvergenz nach der Streckenauffahrung ($K_A = 0 \%$) zu vermeiden. Die Abbildung macht deutlich, dass für ein Endlager in 500 m Teufe sogar bei einer Gesteinsdruckfestigkeit von „nur“ 10 MPa ein sehr geringer Ausbauwiderstand von 0,1 MPa ausreichend wäre. Bei gleicher Gesteinsdruckfestigkeit müsste dagegen in 1.000 m Teufe ein Ausbauwiderstand von über 0,9 MPa eingebracht werden.

Unter Anwendung der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise Rabcewicz (1963) hat die DMT eine Gleichung zur Bestimmung des Ausbauwiderstandes einer Betonschale abgeleitet. Mittels dieser kann für einen gewählten Ausbauwiderstand die erforderliche Dicke der Betonschale ermittelt werden.

$$d_B = \frac{1}{k_0} \cdot \frac{AW_B \cdot K_0 \cdot \frac{D_A + D_I}{2}}{UCS_B} \quad [8-6]$$

Hierin bedeuten:

AW_B	Ausbauwiderstand Beton [MPa]
d_B	Dicke der Betonschale [m]
D_A	Ausbruchsdurchmesse [m]
D_B	lichter Innendurchmesser [m]
UCS_B	Einaxiale Druckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen [MPa]
k_0	Sicherheitsbeiwert, im Bergbau üblicherweise 1,5 [-]

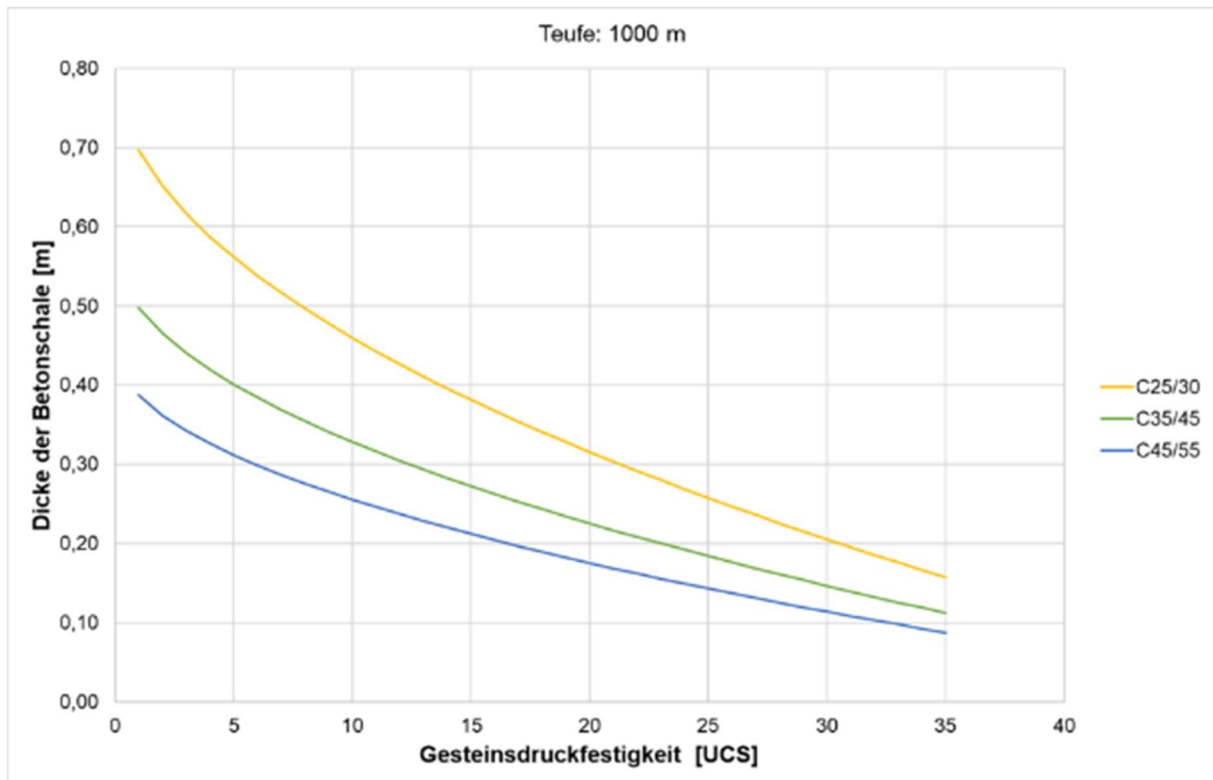


Abbildung 8-4: Erf. Betondicke in Abhängigkeit von der Gesteinsruckfestigkeit für 1.000 m Teufe

Die Abbildung 8-4 zeigt beispielhaft für 1000 m Teufe die erforderliche Betondicke für die in Abbildung 8-3 (orange Kurve) dargestellten Ausbauwiderstände in Abhängigkeit von der Gesteinsdruckfestigkeit des Tongesteins. Für die Beispielstrecke wurde eine lichte Streckenbreite von 8 m gewählt. Bei einer Gesteinsdruckfestigkeit des Tongesteins von 20 MPa wären demzufolge unter Verwendung eines Betons der Klasse C25/30 eine Betondicke von rd. 30 cm erforderlich. Bei gleicher Betonklasse aber einer Tongesteinsfestigkeit von 10 MPa ergibt sich die Betondicke zu rd. 45 cm. Durch die Verwendung eines höherwertigen Betons (C45/C55) kann die Betondicke bei gleicher Gesteinsdruckfestigkeit (10 MPa) auf 25 cm reduziert werden.

8.2 Variationsrechnungen mittels geotechnisch-numerischer Modelle

Geotechnisch-numerische Modelle bieten eine gute Möglichkeit, um das komplexe Bruch- und Verformungsverhalten von Grubenbauen bei unterschiedlichen Randbedingungen (Teufe, Gebirgsaufbau und –festigkeit) in Wechselwirkung mit verschiedenen Ausbausystemen zu untersuchen. Für diese Art der Untersuchungen hat sich die Software FLAC 2D™ der Firma ITA-SCA bewährt. In den nachfolgenden Abschnitten wird das generelle Bruch- und Verformungsverhalten unterschiedlicher Ausbausysteme bei verschiedenen Randbedingungen modelliert und dargestellt. Diese Untersuchungen dienen als Basis für die Modellierungen zur Ermittlung grundlegender technischer Lösungen für den Ausbau von Grubenbauen für ein Endlager im Tongestein in Abschnitt 9.

Dazu wurden in den folgenden Modellen diese Parameter variiert:

- Streckenform
- Streckenausbau (Typ, Eigenschaften)
- Bankung des Gebirges
- Teufenlage der Strecke (Spannungszustand)
- Festigkeit des Gebirges

Die grundlegenden Eigenschaften des Gebirges werden an einem Tongestein orientiert aufgestellt. Bereits in Abschnitt 7 wurden die Eigenschaften bekannter Gesteinsformationen mit ähnlichen Randbedingungen dargestellt und verglichen. Für die folgenden numerischen Modelle werden zu Beginn die Gesteinsfestigkeit und die Bankung (sich lateral über Dekameter erstreckende Trennflächen) der modellierten Schichten konservativ zu 15 MPa und 30 cm abgeschätzt. Über die fortschreitende Projektbearbeitung und damit einhergehenden Kenntnisergebnisse und Analysen der ersten Modelle wurden diese Parameter generell angehoben. Die später durchgeführten Modellrechnungen basieren daher in der Regel auf einer Gesteinsfestigkeit von 20 MPa und einer Bankung von 90 cm. Für die Berechnungen wurde ein hydrostatischer Spannungszustand zugrundegelegt. Weltweite Erfahrungen haben gezeigt, dass insbesondere in großen Teufen sich die horizontalen Spannungen den vertikalen annähern. Nach den Untersuchungen der Spannungen von Röckel & Lempp (2003) für das nordeutsche Becken liegen die kleineren horizontalen Spannungen bei Teufen bis zu 1000 m auf dem Niveau der Vertikalspannung.

Für die Streckenformen wurden drei Grundformen –rechteckig, bogenförmig und kreisrund – berücksichtigt, siehe Abbildung 8-5. Ausgehend davon erfolgte parallel zur Variation der Gebirgseigenschaften auch eine Variation der Ausbausysteme in der jeweiligen Streckenform.

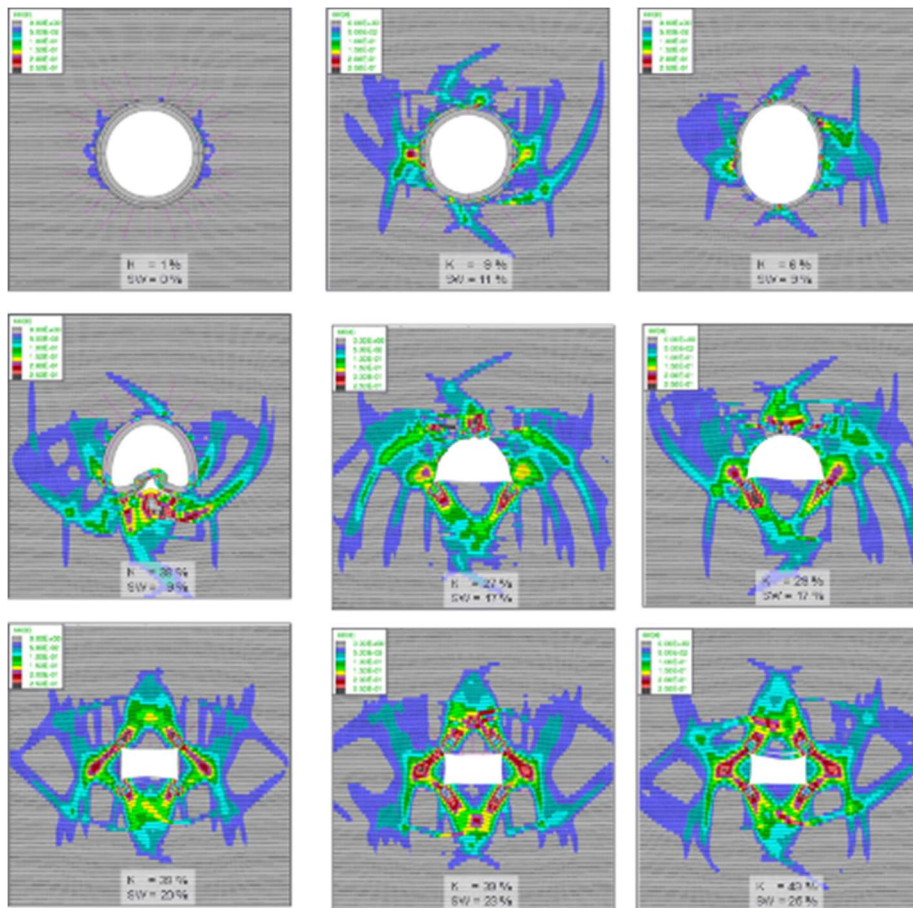


Abbildung 8-5: Vergleichrechnungen unterschiedlicher Streckengeometrien in einem hydrostatischen Spannungszustand (1.000 m Teufe, UCS=15 MPa, Bankung =30 cm)

8.2.1 Rechteckstrecken

Rechteckstrecken können mittels continuous miner schnell und kostengünstig aufgefahren werden und haben sich im amerikanischen und australischen Steinkohlentiefbau bewährt. In Abbildung 8-6 ist das Verformungsverhalten von Rechteckstrecken für einen geschichteten Tonstein mit einer Festigkeit von 15 MPa in einer Teufe von 1.000 m dargestellt. Bei der Variante 11 (links) wurde kein Ausbau eingebracht. Bei der Variante 12 besteht der Ausbau aus, im Bergbau üblichen, Ankern von 2,4 m Länge und einer Tragkraft von 320 kN je Anker (mittleres Bild). Bei der Variante 13 (rechtes Bild) wurde auf die Firste und die Stöße noch zusätzlich eine 0,15 m dicke Spritzbetonschicht mit einer Festigkeit von 20 MPa aufgebracht. Die Streckenhöhe beträgt 4,2 m (Var. 11 und Var. 12) bzw. 4,05 m (Var. 13). Die Streckenbreite beträgt 6,44 m (Var. 11 und Var. 12) bzw. 6,14 m (Var. 13). Die Farbgebung kennzeichnet die Bruchzonen bzw. das Maß der Auflockerung im umgebenden Gebirge. Grau bedeutet hierbei, dass keine Brüche bzw. signifikanten Auflockerungen aufgetreten sind. Mit zunehmender Änderung der Farbe von blau über grün und gelb bis hin zu rot (entsprechend der eingblendeten Skala in den Abbildungen) nehmen die Scherdeformationen im Modell zu, was einer verstärkten Rissbildung bzw. Auflockerung im Gebirge entspricht. Im unteren Teil der Grafiken ist ergänzend die Konvergenz und die Stoßwanderung in % der Ausgangsmaße angegeben. Die Modellergebnisse stimmen weiterhin sehr gut mit physikalischen Modellergebnissen und tatsächlichen Brucherscheinungen unter Tage überein, vgl. dazu Jacobi (1981).

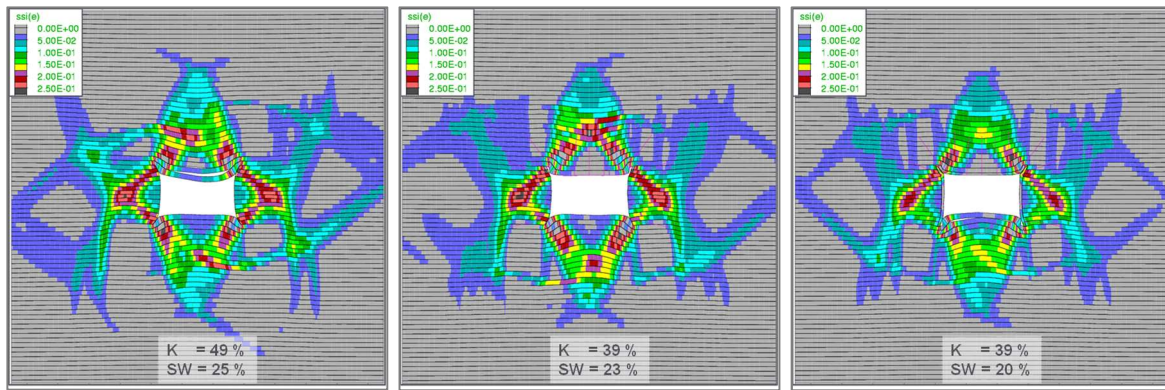


Abbildung 8-6: Verformung von Rechteckstrecken im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 11, Var. 12, Var. 13)

Der Vergleich der Varianten zeigt, dass die Anker (Var 12) die Konvergenz zwar vermindern, aber nur eine geringe Auswirkung auf die Stoßwanderung gegenüber einer nicht ausgebauten Strecke (Var. 11) haben. Die zusätzliche Spritzbetonschicht (Var. 13) hat sich ebenfalls nur geringfügig auf das Bruch- und Verformungsverhalten ausgewirkt. Das Ausmaß der Bruchzonen und die Höhe der Verformungen zeigen deutlich, dass unter den gewählten Randbedingungen (Teufe = 1.000 m, Festigkeit des Tonsteins = 15 MPa) geankerte Rechteckstrecken aufgrund der großräumigen Auflockerungen in Streckenumgebung kein geeignetes Ausbausystem darstellen.

Abbildung 8-7 zeigt beispielhaft, wie sich das Bruchbild und das Ausmaß der Verformungen bei gleichem Gebirgsaufbau und -festigkeit einer geankerten Rechteckstrecke in Abhängigkeit von der Teufe verändert.

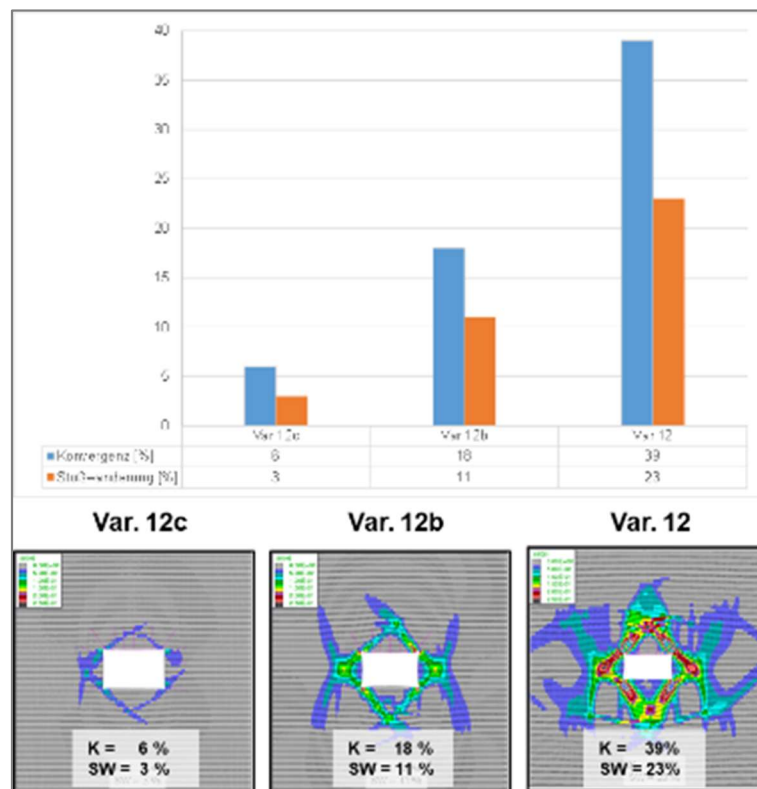


Abbildung 8-7: Verformung von Rechteckstrecken in unterschiedlichen Teufen

Schon eine Verringerung der Teufe von 1000m (Var.12) auf 750 m (Var. 12b) führt zu einer Halbierung der Konvergenz und Stoßwanderung. Darüber hinaus ist die Intensität der Bruchzonen deutlich zurückgegangen. Eine weitere Verringerung der Teufe von 750 m (Var. 12b) auf 500 m (Var. 12c) reduziert Konvergenz und Stoßwanderung nochmals erheblich und vermindert darüber hinaus auch die Reichweite der Bruchzonen deutlich. Für ein Endlager in geringer Teufe und einer ausreichenden Festigkeit des Tongesteins, können demzufolge geankerte Rechteckstrecken möglicherweise ein geeignetes Ausbausystem für kurzlebige Strecken darstellen.

Für den Fall, dass geankerte Rechteckstrecken als Ausbausystem für die kurzlebigen Einlagerungsstrecken in Betracht gezogen werden, sollten günstige gebirgsmechanische Randbedingungen vorliegen.

8.2.2 Bogenförmige Strecken

Eine Bogenstrecke ist eine weitere, im Gewinnungsbergbau sehr verbreitete Streckenform. Aufgrund des Gewölbes sind Bogenstrecken weniger empfindlich gegen Verformungen aus der Firste als Rechteckstrecken.

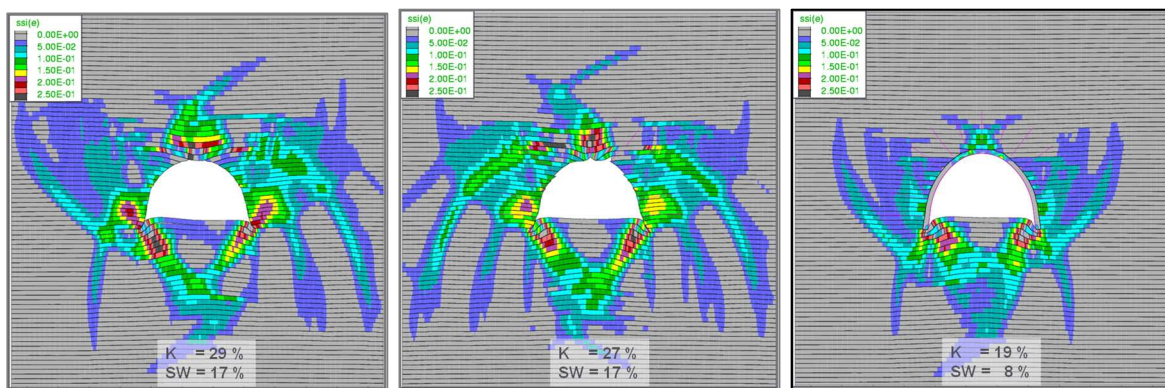


Abbildung 8-8: Verformung von Bogenstrecken im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 01, Var. 02, Var. 06)

Analog zu Abbildung 8-6 beschreibt Abbildung 8-8 das Bruch- und Verformungsverhalten von Bogenstrecken im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) für eine Teufe von 1000 m. Bei den Bogenstrecken der Var. 01 (Abbildung 8-8 links) ohne Ausbau und Var. 02 (Abbildung 8-8 Mitte) mit Systemankerung kommt es zum Versagen der Streckenfirste. Die Bruchverformungen um die Strecke sind sehr weitreichend. Der Ausbau in Var 06 besteht aus einer Systemankerung in Kombination mit baustoffhinterfüllten Gleitbögen (Abbildung 8-8 rechts). Dieses als Kombi Typ A bezeichnete Ausbausystem hat sich im deutschen Steinkohlentiefbau beim Abbau in großen Teufen bewährt. In dieser Variante hat die Strecke eine lichte Breite von 7,5 m und eine lichte Höhe von 5,1 m. Die Baustoffschale hat eine Stärke von 30 cm und eine Festigkeit von 20 MPa. Trotz der immer noch weit ins Gebirge reichenden Brüche und einer Konvergenz von 19 % bzw. einer Stoßwanderung von 8 % wird aus bergmännischer Sicht die Strecke als sehr gut beherrschbar eingestuft werden. Trotz einer leichten Überbeanspruchung des Ausbaus an der Firste hat sich der Streckenausbau weder an der Firste noch

an den Stößen verformt. In einem Bergbaubetrieb wird die Hebung der Streckensohle im Bedarfsfall durch Senkmaßnahmen beseitigt werden.

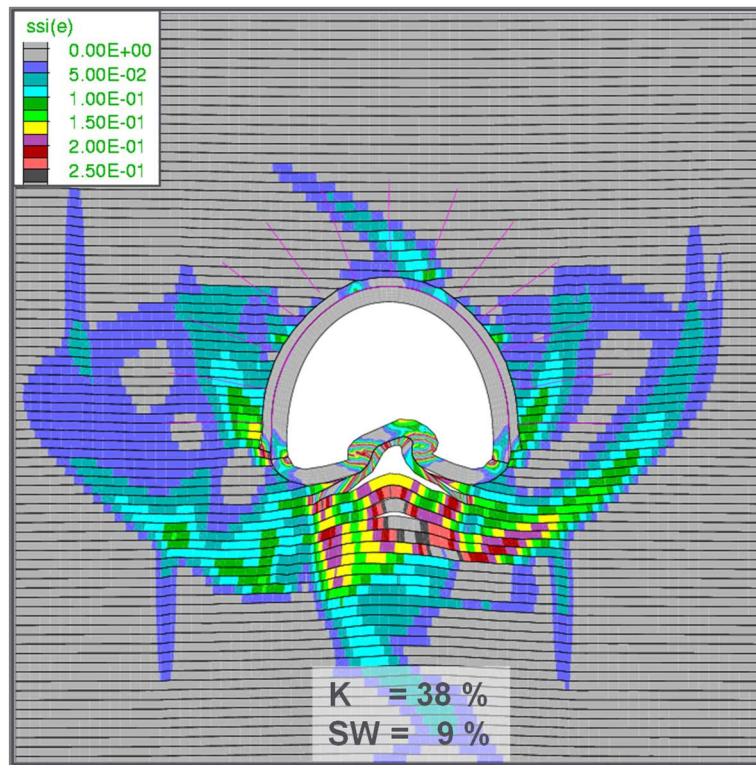


Abbildung 8-9: Kombi Typ A Ausbau mit geschlossenem Innenausbau im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 07)

Es liegt nun der Gedanke nahe, den Kombi Typ A Ausbau durch einen geschlossenen Innenausbau zu verstärken, um Sohlbewegungen zu minimieren. Abbildung 8-9 zeigt, dass dies nicht automatisch zielführend ist. Im Gegenteil, die hereingebrochene Innenschale würde erforderliche Senkarbeiten der Streckensohle erschweren.

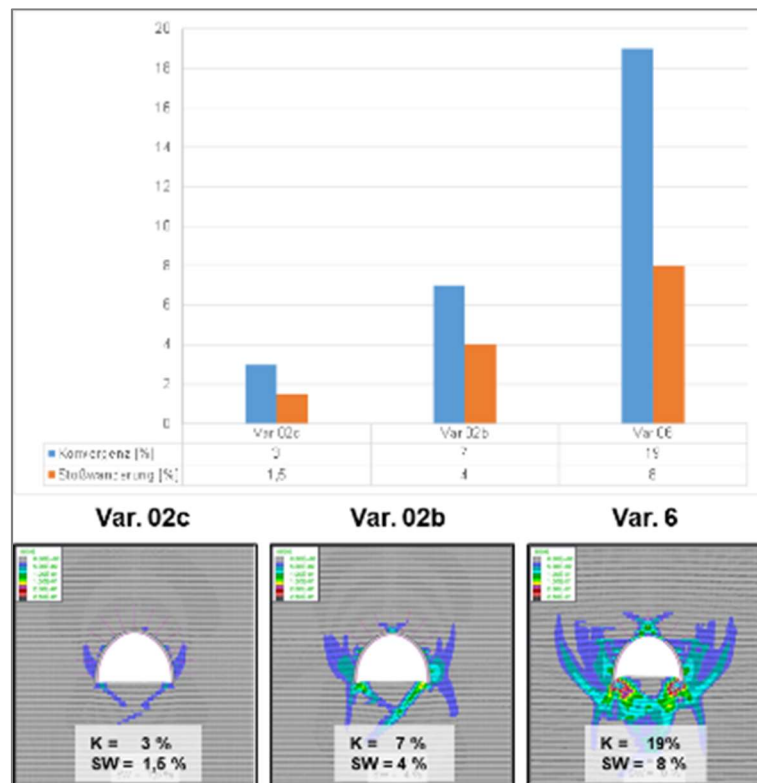


Abbildung 8-10: Verformung des Kombi Typ A Ausbaus in unterschiedlichen Teufen

Abbildung 8-10 zeigt wie sich das Bruchbild und das Ausmaß der Verformungen bei gleichem Gebirgsaufbau und gleicher Gebirgsfestigkeit teufenabhängig verändert. Beträgt die Teufe 750 m (Var. 02b) anstelle von 1000 m (Var. 06), gibt es keine Überbeanspruchung des Ausbaus in der Firste mehr. Die Streckenverformungen haben sich mehr als halbiert. In 500 m Teufe sind die Konvergenz mit 3 % und die Stoßwanderung mit 1,5 % der Ausgangsmaße sehr gering. Unter diesen Voraussetzungen wäre der Kombi Typ A Ausbau für die „kurzlebigen“ Einlagerungsstrecken ein geeignetes Ausbausystem. Bei einer Teufe von 1000 m sollten aber Senkarbeiten eingeplant werden. Aufgrund der geringen Konvergenz von 3 % in 500 m Teufe kann hier auf Senkmaßnahmen sogar verzichtet werden.

In einer weiteren Variationsrechnung wurde untersucht, wie sich der Verzicht auf eine Systemankerung auf das Verformungs- und Ausbauverhalten von Strecken auswirkt. Der Vergleich wurde für 1000 m Teufe und einem geschichteten Tonstein mit einer Festigkeit von 15 MPa durchgeführt (Abbildung 8-11).

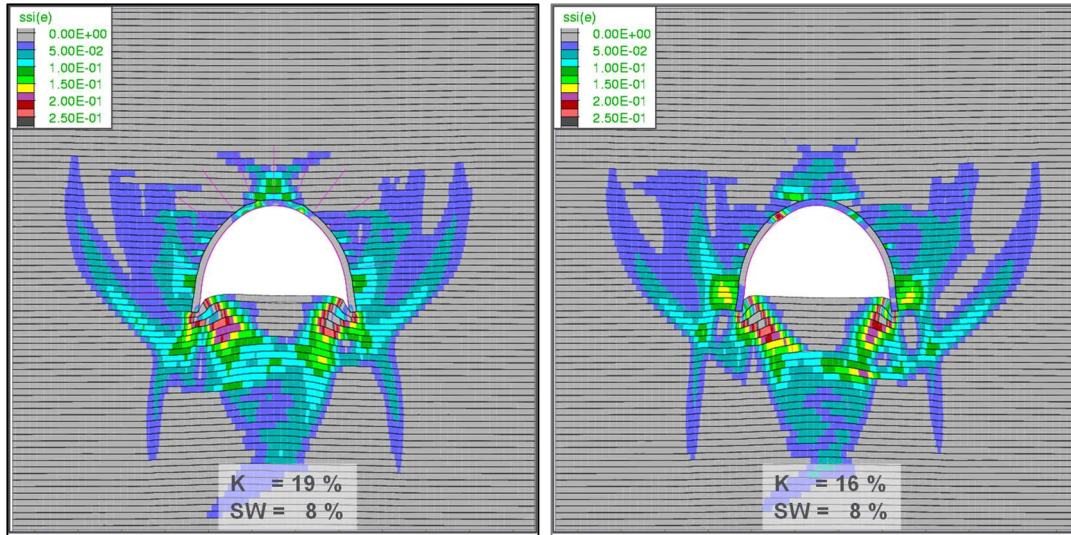


Abbildung 8-11: Vergleich einer Kombi Typ A Strecke (links Var. 06) und einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke ohne Systemankerung (rechts Var. 04)

Der Vergleich zeigt, dass in beiden Modellen die Konvergenz und die Stoßwanderung näherungsweise gleich sind. Auch die Bruchbilder sind sehr ähnlich. Die zusätzliche Systemankerung hat lediglich zu einer etwas geringeren Beanspruchung des Ausbaus in der Streckenfirste geführt. Wie sich die Bankung eines Gesteins auf das Bruch- und Verformungsverhalten auswirkt, ist in Abbildung 8-12 und Abbildung 8-13 dargestellt.

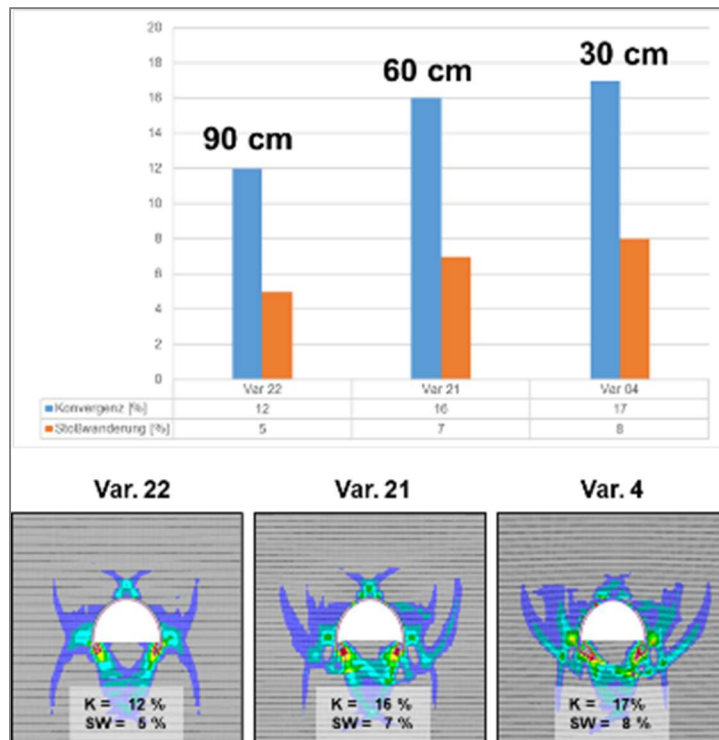


Abbildung 8-12: Einfluss der Bankung auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe und einem Tongstein mit einer Festigkeit von 15 MPa.

Erwartungsgemäß sind Konvergenz- und Stoßwanderung für eine im deutschen Steinkohlentiefbau übliche Bankung des Gesteins von 30 cm deutlich höher als bei Gesteinen mit dickeren Bänken. Zwischen einer Bankung von 30 cm (Abbildung 8-12 - Var. 4) und einer Bankung von 90 cm (Var. 22) besteht ein sichtbarer Unterschied hinsichtlich des Bruch- und Verformungsverhaltens einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe und Tonstein mit einer Festigkeit von 15 MPa. Dies wird speziell in den Auflockerungen im Firstbereich und der daraus resultierenden Beanspruchung des Ausbaus sichtbar.

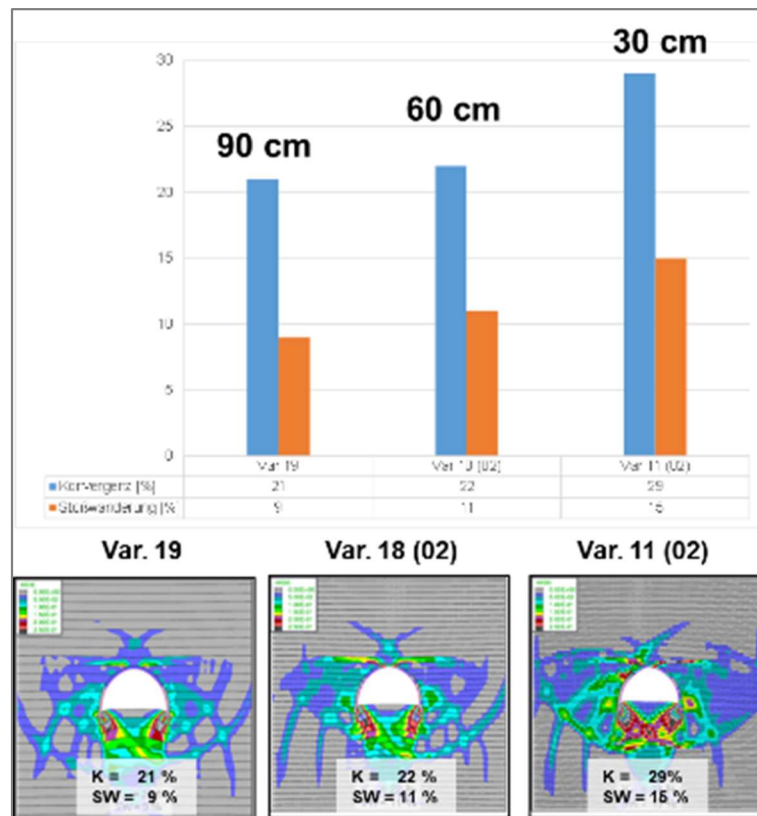


Abbildung 8-13: Einfluss der Bankung auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe und einem Tonstein mit einer Festigkeit von 10 MPa.

Deutlicher ist der Unterschied für den Fall einer Festigkeit des Tonsteins von 10 MPa (Abbildung 8-13). Hier ist speziell zwischen den Fällen mit einer Bankung von 30 cm (Abbildung 8-13 – Var. 11 (02)) und 60 cm (Abbildung 8-13 – Var. 18 (02)) ein deutlicher Unterschied in dem Bruch- und Verformungsverhalten erkennbar. Eine weitere Erhöhung der Bankung von 60 cm (Var. 18 (02)) auf 90 cm (Abbildung 8-13 Var. 19) verändert das Bruch- und Verformungsverhalten nur noch geringfügig. Konvergenz und Stoßwanderung sind in beiden Varianten nahezu gleich. Über die Dicke der Bankung der Tongesteine, die für ein Endlager in Frage kommen, liegen keine ausreichenden Informationen vor. Nach vorliegendem Kenntnisstand, ist aber davon auszugehen, dass die Bankung deutlich über der der Schiefertone des deutschen Steinkohlentiefbaus von 30 cm liegen wird. Aus diesem Grund wird in den weiteren Betrachtungen hier eine Bankung von 90 cm angesetzt.

In einer weiteren Variation wird die Auswirkung der Gesteinsfestigkeit des umgebenden Gebirges im Umfeld einer Bogenstrecke betrachtet. Es ist gemäß den ersten Analysen voraussichtlich davon auszugehen, dass die Festigkeit der Tongesteine im Bereich zwischen 10 MPa und 30 MPa liegen wird.

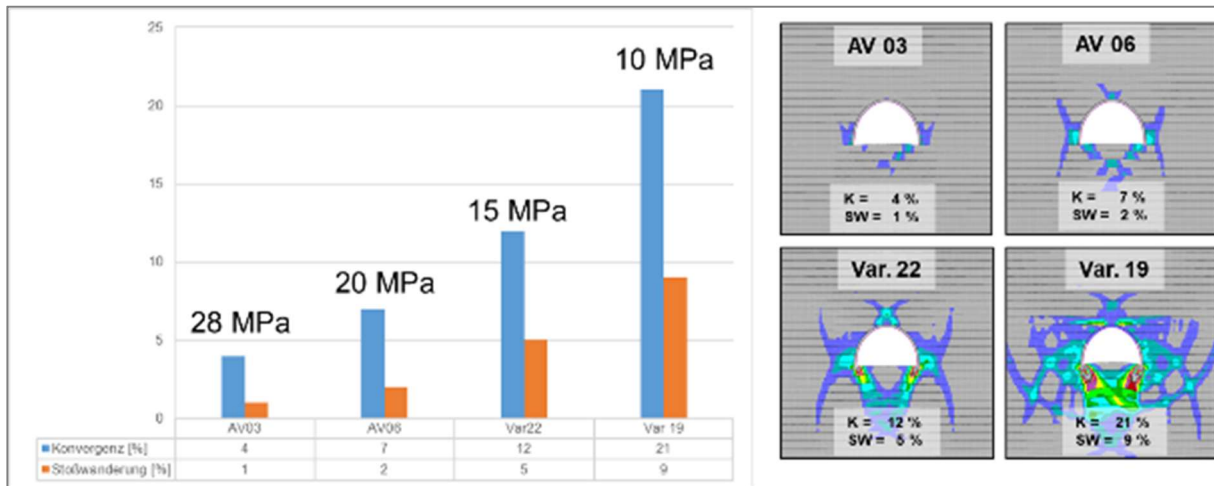


Abbildung 8-14: Einfluss der Gesteinsfestigkeit auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe in einem Tonstein mit einer Bankung von 90 cm

Welchen Einfluss die Gesteinsfestigkeit auf das Bruch- und Verformungsverhalten hat, ist in Abbildung 8-14 für eine baustoffhinterfüllte Strecke in 1000 m Teufe dargestellt. Bei einer Tonsteinfestigkeit von 10 MPa ist eine weit ins Gebirge reichende Bruchbildung vorhanden (Abbildung 8-14 Var.19). Die Streckenkonvergenz beträgt 21 % und die Stoßwanderung 9 % der Ausgangsmaße. Obwohl der Streckenausbau an der Firste stark beansprucht ist, würde in einem Bergbaubetrieb die Strecke als beherrschbar eingestuft werden, da kein deutliches Versagen des Ausbaus stattgefunden hat. Eine etwas erhöhte Festigkeit des Tonsteins von 15 MPa (Abbildung 8-14 Var. 22) lässt zwar noch sichtbare Bruchzonen um die Strecke erkennen, allerdings reduziert sich die Streckenverformung schon beträchtlich auf 12 % Konvergenz und 5 % Stoßwanderung. Bei einer Festigkeit des Tonsteins von 20 MPa (Abbildung 8-14 AV 06) ist die Bruchbildung um die Strecke deutlich geringer ausgeprägt und der Streckenausbau weniger beansprucht. Die Konvergenz beträgt nur noch 7 % und die Stoßwanderung nur noch 2 % der Ausgangsmaße. Bei einer noch höheren Festigkeit des Tonsteins von 28 MPa (Abbildung 8-14 AV03) treten nur noch lokal sehr begrenzte Brüche im Gebirge auf. Konvergenz und Stoßwanderung sind mit 4 % bzw. 1 % der Ausgangsmaße äußerst gering.

Da in Endlagerkonzeptionen ein zementbasierter Ausbau mit möglichst geringem Stahlanteil bevorzugt wird, wurde in weiteren Modellrechnungen beispielhaft untersucht, wie sich der Verzicht auf den Einsatz eines Gleitbogens auf das Bruch- und Verformungsverhalten auswirkt. Die Berechnungen wurden für die Teufe 500 m, 750 m und 1000 m durchgeführt. Wie bereits erwähnt, liegt die Festigkeit des Tonsteines in einem Bereich von ca. 10 – 30 MPa. Für die folgenden Betrachtungen wird – wie bereits oben beschrieben – eine Festigkeit des Tonsteins von 20 MPa und eine Bankung von 90 cm angesetzt. Die Strecken sind 5,1 m hoch und 7,5 m breit. Die Betonschale hat eine Stärke von 30 cm und eine Festigkeit von 20 MPa.

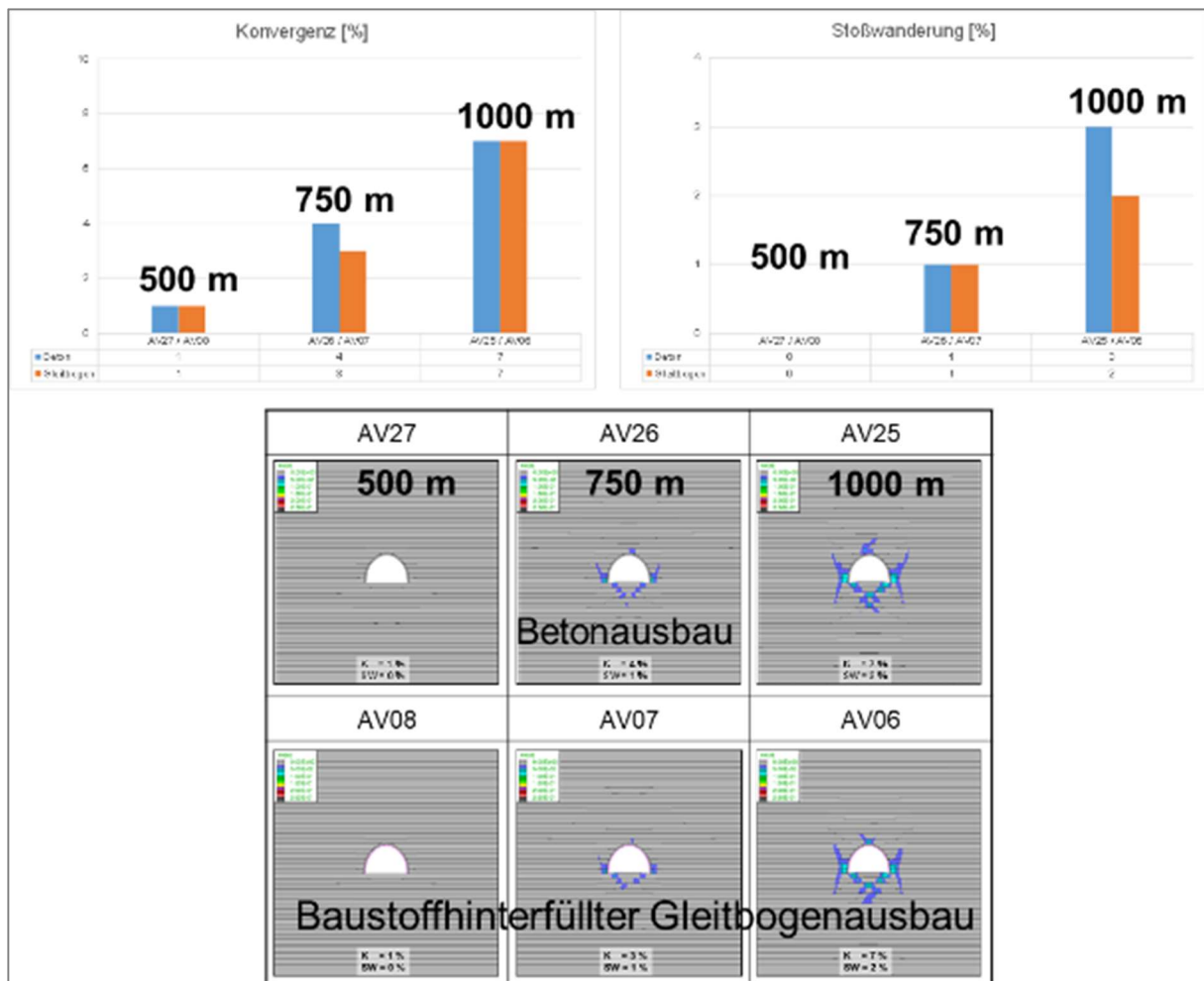


Abbildung 8-15: Vergleich baustoffhinterfüllter Gleitbogen und Bogenstrecke mit Betonausbau (Festigkeit des Tonsteins UCS = 20 MPa, Bankung 90 cm)

Der direkte Vergleich dieser beiden Ausbausysteme (Abbildung 8-15) zeigt, dass unter den hier gewählten Randbedingungen das Bruch- und Verformungsverhalten sehr ähnlich ist. Auf den Einsatz von Stahlbögen in den kurzlebigen Einlagerungsstrecken könnte unter diesen Bedingungen daher durchaus verzichtet werden. Es sollte hierbei jedoch angemerkt werden, dass in diesem Untersuchungsfall nur geringe Verformungen auftreten, so dass die Wirkung der nachgiebigen Gleitbögen noch nicht zum Tragen kommt. Für größere Verformungen wird sich erwartungsgemäß ein anderes Ergebnis einstellen, da Betonschalen für größere Verformung eher ungeeignet sind.

In den folgenden Abschnitten werden auf der Basis der hier dargestellten Modelluntersuchungen kurzlebige und langlebige Strecken eines fiktiven Endlagers im Tongestein modelliert und analysiert.

9 Grundlegende technische Lösungen für den Ausbau von Grubenbauen für ein Endlager im Tongestein

9.1 Kurzlebige Strecken

Das Einlagerungskonzept eines generischen Endlagers basiert auf den Ausführungen von Jobmann et al. (2017) und ist in Abschnitt 3.2.3 beschrieben. Für die Einlagerungsstrecken ist ein Mehrstreckensystem geplant. Nach Jobmann et al. (2017) werden die Einlagerungsstrecken entsprechend den Abmessungen der Behälter und des Einlagerungs equipments dimensioniert und haben eine Länge von 400 m. Mittels indikativer thermischer Berechnungen wurde für die wärmeentwickelnden Abfälle ein Behälterabstand von 23 m in Streckenlängsrichtung bzw. ein Streckenmittenabstand der parallel angeordneten Strecken von 20 m ermittelt. Die Strecken haben einen bogenförmigen Querschnitt mit einer Breite von 6,4 m und einer Höhe von 4,8 m. Die Einlagerungsstrecken müssen planmäßig nur für eine kurze Standzeit (< 1 Jahr) zur Einlagerung der Abfallgebinde offengehalten werden. Nach der Einlagerung des Abfalls sollen sie direkt wieder verfüllt werden. Aus diesem Grund wurden zum derzeitigen Untersuchungszeitpunkt noch keine zeitabhängigen Verformungsprozesse, wie z.B. Kriechen, berücksichtigt. Das Ziel der Untersuchungen an dieser Stelle besteht vorrangig darin, die Pfeilerbreite des vorgeschlagenen Strecken- und Ausbaudesign für die Einlagerungsstrecken zu überprüfen und ggf. anzupassen sowie eine, aus geotechnischer Sicht, erforderliche Pfeilerbreite zwischen den Strecken zu ermitteln.

Die in Abschnitt 8.2 durchgeführten Berechnungen für eine einzelne Strecke haben ergeben, dass eine bogenförmige Strecke mit einem Betonausbau (30 cm Schalendicke, 20 MPa Betonfestigkeit) bei Gesteinsfestigkeiten von >15 MPa aus gebirgsmechanischer Sicht ausreichend ist, sofern Stoßwanderungen von max. 10 % der Ausgangsbreite tolerierbar sind und Senkarbeiten (Begradigung der Sohle) durchgeführt werden können.

Demzufolge wird in den weiteren Analysen von einem bogenförmigen Streckenquerschnitt mit einem Betonausbau (30 cm, 20 MPa) ausgegangen. Auf Basis der Erkenntnisse der ersten Untersuchungen (siehe Abschnitt 8.2) wird hier von einer modelltechnisch berücksichtigten Bankung des Tongesteines von 90 cm ausgegangen. In den folgenden Modellen wird die erforderliche Pfeilerbreite in Abhängigkeit von den jeweils drei bereits oben verwendeten Teufenstufen (500 m, 750 m 1000 m) sowie Gesteinsfestigkeiten (15 MPa, 20 MPa, 28 MPa) untersucht. Zur Vergleichbarkeit dieser Modelle zu den vorherigen Modellen (siehe Abschnitt 8.2) wurde die Streckenbreite von 7,50 m und die Streckenhöhe von 5,10 m beibehalten. Die Pfeilerbreite wurde dementsprechend geringfügig angepasst, um wieder gleiche Proportionen zwischen Streckenbreite und Pfeilerbreite zu erhalten. Im ersten Schritt wird ein System mit 3 Einlagerungsstrecken betrachtet. Der Modellaufbau ist in Abbildung 9-1 dargestellt.

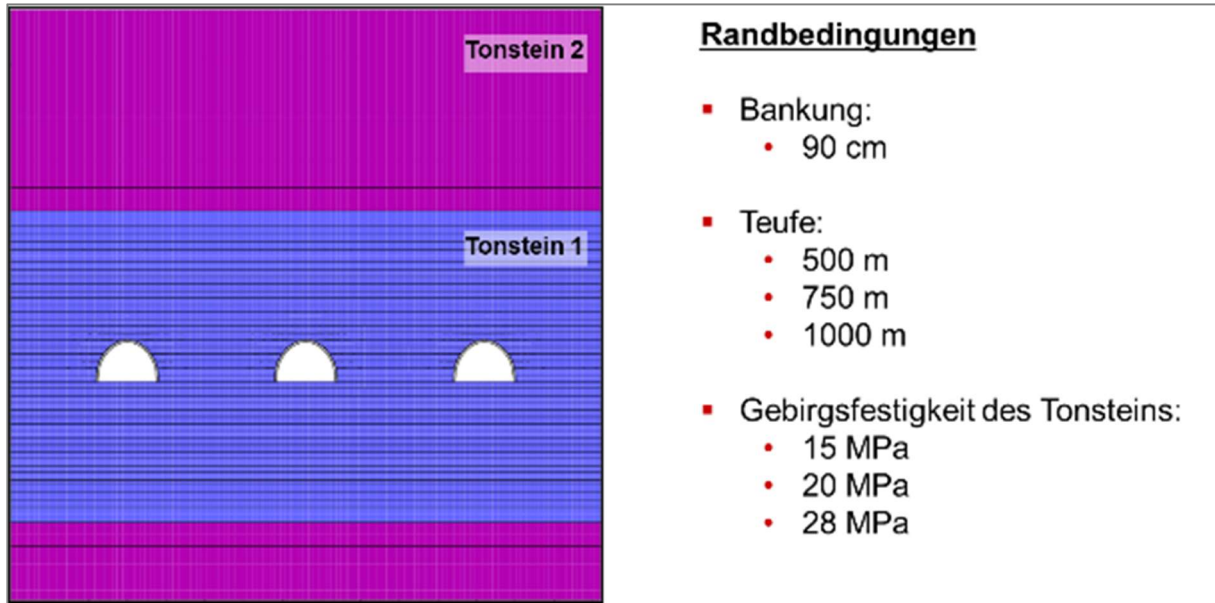


Abbildung 9-1: Modellaufbau und Randbedingungen

Die Pfeilerbreite beträgt entsprechend der in Jobmann & Lommerzheim (2015) dargestellten Planung in etwa zweimal der Streckenbreite (ca. 16 m). Die Ergebnisse dieser Modelle fasst die folgende Matrix (Abbildung 9-2) zusammen.

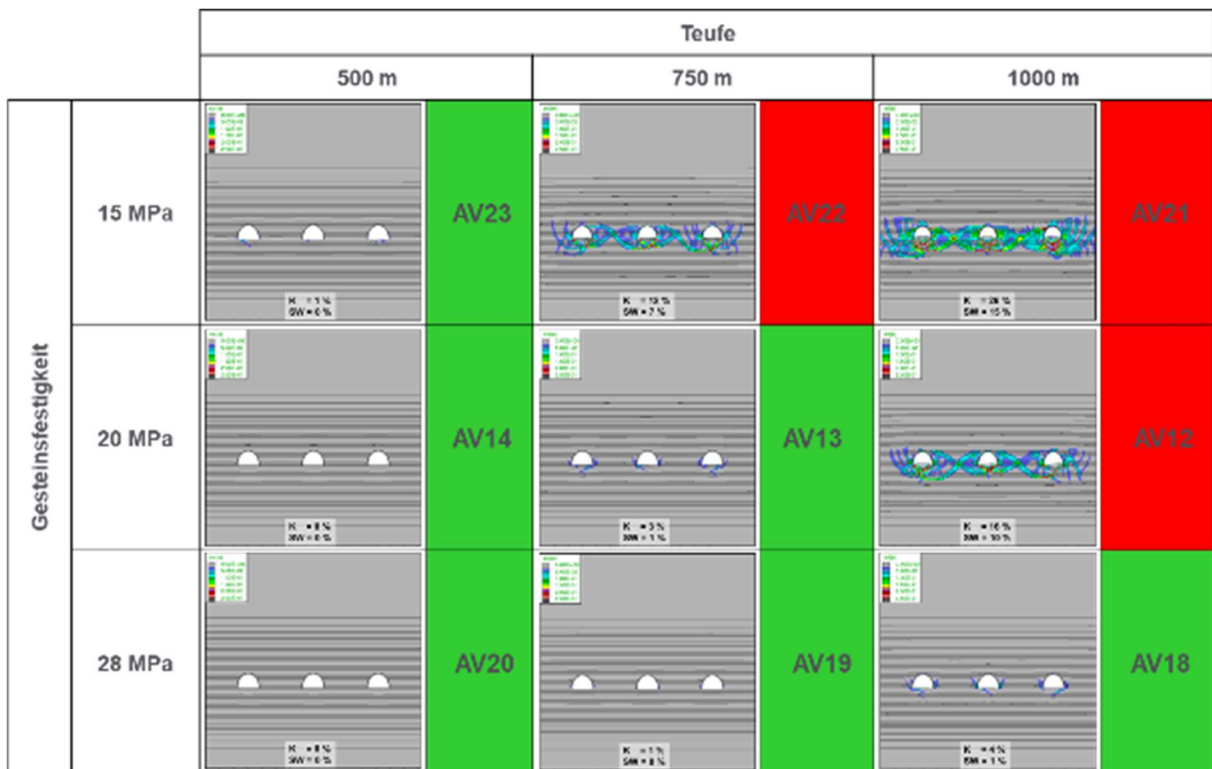


Abbildung 9-2: Ergebnisse der Modellberechnungen mit einer Pfeilerbreite = 2*Streckenbreite

Dargestellt sind hier, wie in den vorherigen Abschnitten, die Auflockerungszonen im Gebirge und mit der farbigen Hinterlegung der Modellbezeichnung die jeweilige Bewertung der Standsicherheit. Grau dargestellte Auflockerungsbereiche sind dabei nicht oder nur sehr geringfügig aufgelockert. Die weiteren Farben stellen den zunehmenden Grad der Auflockerung dar. Damit erkennt man einerseits die Auflockerungen um eine Strecke herum, aber auch die Beanspruchung des Pfeilers. Es zeigt sich hier, dass bei einer Gesteinsfestigkeit von 15 MPa in Kombination mit einer Teufenstufe ab 750 m die Pfeiler vollständig zerschert und somit nicht mehr stabil sind. Bei einer Gesteinsfestigkeit von 20 MPa tritt dieser Effekt nur bei der Teufenstufe von 1000 m auf. Bei einer höheren Festigkeit von 28 MPa sind die Pfeiler auch bei einer Teufe von 1000 m noch als stabil zu bewerten. Ein Zerschneiden der Pfeiler führt neben dem Entstehen von potentiellen Wegigkeiten für Gase und Lösungen auch zu einer erhöhten Strecken- und Ausbaubelastung bzw. -verformung bis hin zum Versagen des Systems. Demzufolge sind für die Modellvarianten, die in der oben dargestellten Matrix mit „rot“ bewertet wurden, die Pfeiler zu schmal dimensioniert und deren Breite muss erhöht werden.

In einer ersten Variation wurde im Folgenden, für die als nicht mehr standsicher eingestuft Modelle (AV12, AV21, AV22), die mittlere der drei Strecken im Modell nicht aufgefahren. Für diesen Fall erhöht sich die Pfeilerbreite auf die etwa fünffache Streckenbreite. Die Ergebnisse sind in Abbildung 9-3 dargestellt (rot eingerahmt). Das Modell AV13 wurde dabei aus Abbildung 9-2 übernommen.

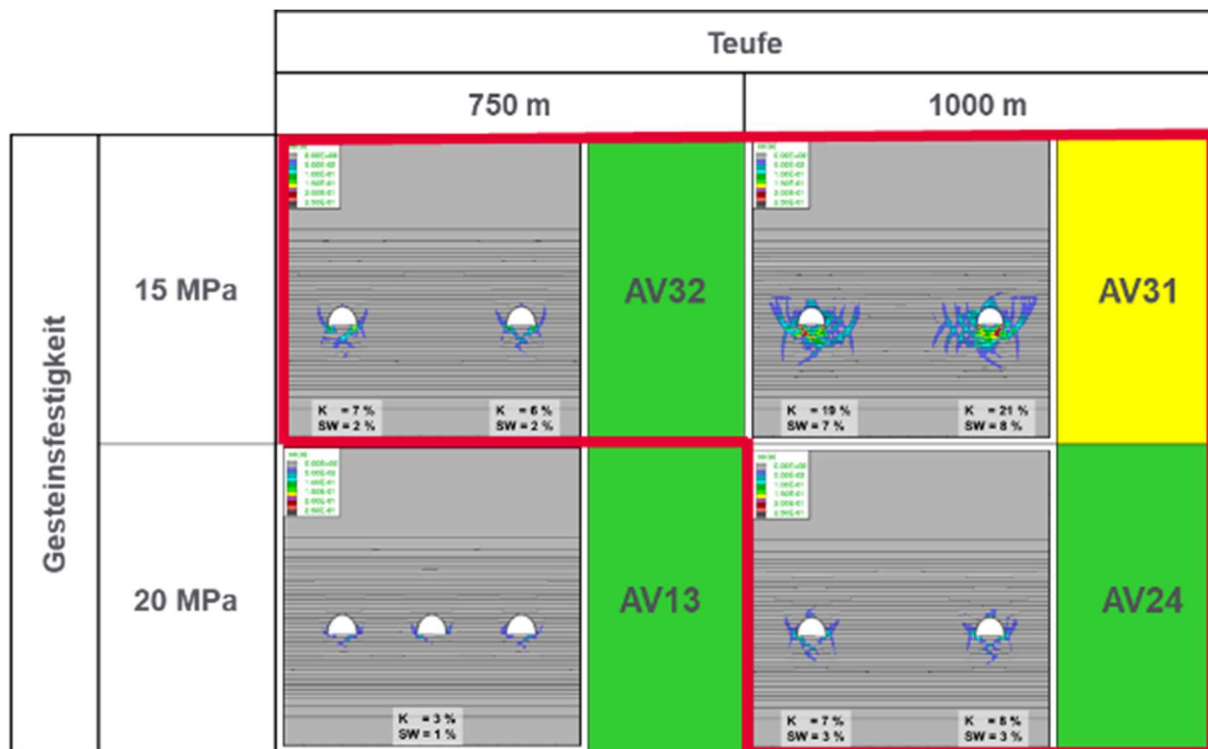


Abbildung 9-3: Ergebnisse der Modellberechnungen mit einer Pfeilerbreite = 5*Streckenbreite

Es zeigt sich, dass in allen neu berechneten Fällen die Scherzonen die Pfeiler nichtmehr komplett durchziehen und somit die Pfeiler als stabil angesehen werden können. Nichtsdestotrotz werden hier nicht alle Fälle mit „grün“ bewertet, weil die Auflockerungen um die Strecken für

den Fall der Kombination einer Gesteinsfestigkeit von 15 MPa mit einer Teufe von 1000 m bereits starke Auflockerungen um die Strecke sowie eine hohe Ausbaubeanspruchung zeigen. Hier ist davon auszugehen, dass unter diesen Randbedingungen derartige Einlagerungstrecken mit dem dargestellten Ausbausystem nicht mit ausreichender Sicherheit erstellt werden können. Für die anderen beiden Fälle zeigt sich, dass in jedem Fall ein Zustand mit stabilen Pfeilern erstellt werden kann, wenn man die Pfeilerbreite ausreichend dimensioniert.

Aus dem Einlagerungskonzept geht hervor, dass bis zu max. 9 Einlagerungstrecken nebeneinander geöffnet sein können, so dass dieser Fall hier ebenfalls untersucht werden soll. Um dies weiter zu untersuchen wurde ein Modell auf Basis des Modells AV12 (Gesteinsfestigkeit 20 MPa, 90 cm Bankung, 1000 m Teufe) erstellt. Im ersten Schritt wurde die Pfeilerbreite auf die dreifache Streckenbreite (ca. 24 m) eingestellt. Die Ergebnisse für ein 3-Strecken-System und ein 9-Strecken-System sind zum Vergleich in Abbildung 9-4 dargestellt.

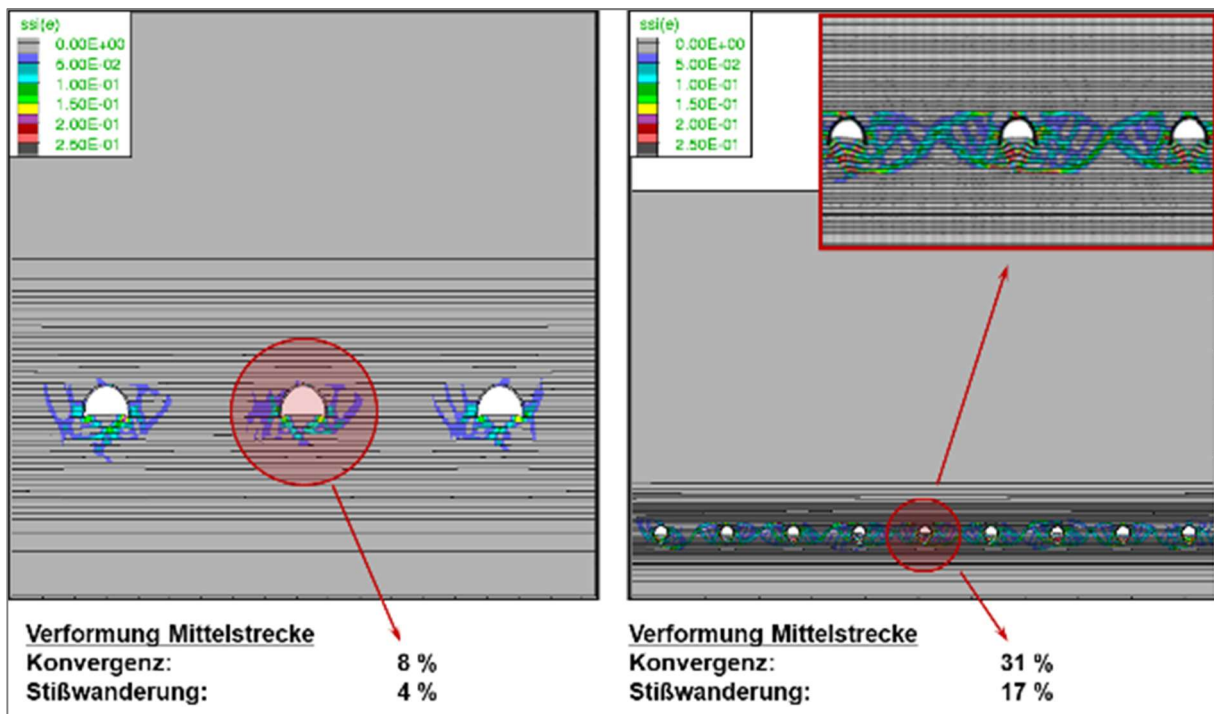


Abbildung 9-4: Modell mit einer Pfeilerbreite entsprechen 3 * Streckenbreite (links: 3-Strecken-System, rechts: 9-Strecken-System)

Es zeigt sich, dass dabei die Anzahl der parallel nebeneinander angeordneten Strecken einen deutlichen Einfluss auf die Stabilität der einzelnen Pfeiler und daraus resultierend, die der Strecken besitzt. Während bei dem 3-Strecken-System zwar Auflockerungen um die Strecken auftreten, sind dort noch keine durchgehenden Scherzonen in den Pfeilern zu erkennen. Im Gegensatz dazu sind die Pfeiler im 9-Strecken-System durchgehend zerschert, was zu hohen Streckenverformungen und Ausbaubelastungen führt. Grund für das bessere Verhalten bei einem Streckensystem mit einer geringeren Anzahl paralleler Strecken ist eine stärkere Aufnahme der hohen Spannungen des überlagernden Gebirges durch die Randbereiche seitlich des parallelen Streckensystems und daraus resultierend eine geringere Belastung der Pfeiler zwischen zwei Strecken. Bei einer Erhöhung der Anzahl der parallel angeordneten Strecken und Pfeiler tritt dieser Effekt immer weiter in den Hintergrund und die hohen Spannungen aus

dem überlagernden Gebirge belasten auch die Pfeiler – speziell in Systemmitte (Modellmitte) – deutlich stärker. Dieser Effekt ist bei weiteren Planungen eines Streckensystems zu berücksichtigen. Da das betrachtete 9-Strecken-System noch nicht standfest ist, wird in einem weiteren Modell die Pfeilerbreite auf das Vierfache der Streckenbreite erhöht (ca. 32 m). Die Ergebnisse sind wiederum als Vergleich zwischen einem 3-Strecken-System und einem 9-Strecken-System in Abbildung 9-5 dargestellt.

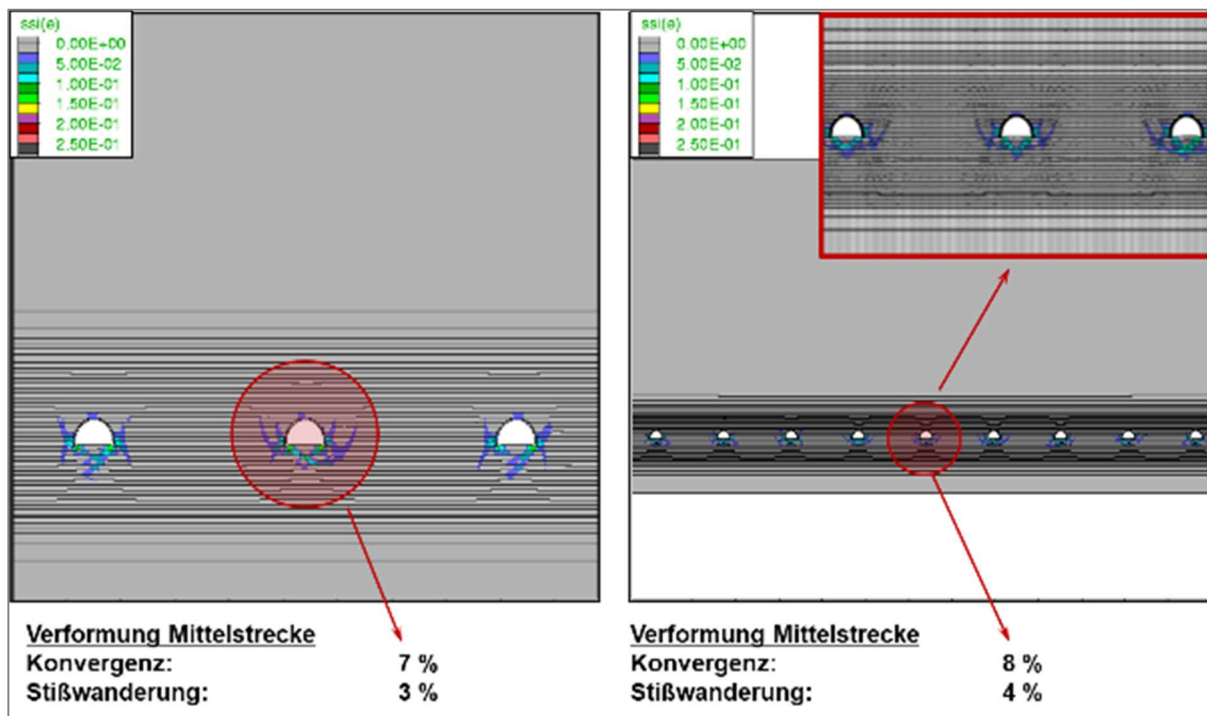


Abbildung 9-5: Modell mit einer Pfeilerbreite entsprechen 4 * Streckenbreite (links: 3-Strecken-System, rechts: 9-Strecken-System)

Hier ist zu erkennen, dass sich beide Systeme jetzt nicht mehr wesentlich unterscheiden. Auch bei einem 9-Strecken-System versagen die Pfeiler nun nicht mehr. Dadurch sind auch die Streckenverformungen verhältnismäßig gering. Dies wäre also ein System, welches aus gebirgsmechanischer Sicht unter den angesetzten Randbedingungen als standsicher einzustufen ist. Somit wäre für die gewählten Randbedingungen (1000 m Teufe, Gesteinsfestigkeit 20 MPa) ein Mindestpfeilerabstand entsprechend der vierfachen Streckenbreite erforderlich.

Als Fazit dieser Untersuchungen für die kurzlebigen Einlagerungsstrecken muss festgehalten werden, dass die aus thermischer Sicht angesetzten Abstände zwischen den Einlagerungsstrecken aus gebirgsmechanischer Perspektive nicht für alle Randbedingungen ausreichend sind. Bei ungünstigen gebirgsmechanischen Bedingungen (geringe Gebirgsfestigkeit, hohe Teufe) werden größere Pfeilerbreiten erforderlich, um einen beherrschbaren bzw. als standsicher einzustufenden gebirgsmechanischen Zustand (stabile Pfeiler im Kernbereich, geringe Streckenverformungen) zu gewährleisten. Es zeigt sich aber auch, dass selbst anspruchsvolle gebirgsmechanische Zustände mit vertretbarem Ausbauraufwand beherrschbar sind. Allerdings steigt dann der Platzbedarf für die Einlagerungsbereiche auf Grund der größeren erforderlichen Pfeilerbreiten deutlich an. Da sich in den Untersuchungen aber auch gezeigt hat,

dass die Stabilität des Gesamtsystems auch von der Anzahl gleichzeitig offenstehender, paralleler Strecken abhängig ist, sollten bei der Entwicklung künftiger Endlagerkonzepte Möglichkeiten geprüft werden, welche eine geringere Anzahl gleichzeitig offengehaltener, benachbarter Einlagerungsstrecken vorsehen. Durch eine geschickte Kombination von offenstehenden und bereits wieder qualitativ ausreichend verfüllter Einlagerungsstrecken kann wiederum der Platzbedarf eines Einlagerungsfeldes optimiert werden.

9.2 Langlebige Strecken

Im Gegensatz zu den Einlagerungsstrecken, die durch eine kurze Standzeit mit direkt anschließender Verfüllung gekennzeichnet sind, müssen Hauptstrecken für die gesamte Lebensdauer des Endlagerbergwerkes standsicher dimensioniert werden. Aufbauend auf Abschnitt 7 und 8 werden für diese Strecken kreisrunde Querschnitte berücksichtigt. Da auf Grund der radiologischen Anforderungen eine Sanierung der Strecken generell als unvorteilhaft angesehen wird, ist davon auszugehen, dass hier hochtragfähige Ausbausysteme zum Einsatz kommen müssen, um die Sicherheit- und Gebrauchsfähigkeit über einen langen Zeitraum (bis zu ca. 50 Jahre) zu gewährleisten.

In durchgeführten Voruntersuchungen (siehe Abschnitt 8) hat sich gezeigt, dass Tonsteine mit einer Festigkeit von >15 MPa mit hochtragfähigen Ausbausystemen auch in Teufen von 1000 m gut beherrschbar sind, solange keine Quelldrücke oder Kriechverformungen auftreten. Aufgrund der langen Lebensdauer der Strecken können diese Effekte jedoch nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Um den hohen Anforderungen an eine Strecke in einem Endlagerbergwerk gerecht zu werden, muss demzufolge das Ausbausystem der Hauptstrecken auch gegen Quell- und Kriecheffekte ausgelegt werden sofern diese nicht durch Gesteinsuntersuchungen ausgeschlossen werden können.

Angelehnt an die vorherigen Betrachtungen, wurde für die durchgeführten Analysen eine Gebirgsfestigkeit des Tonsteines von 20 MPa sowie eine Bankung von 90 cm gewählt. Der dafür gewählte Modellaufbau und die Randbedingungen sind in Abbildung 9-6 dargestellt.

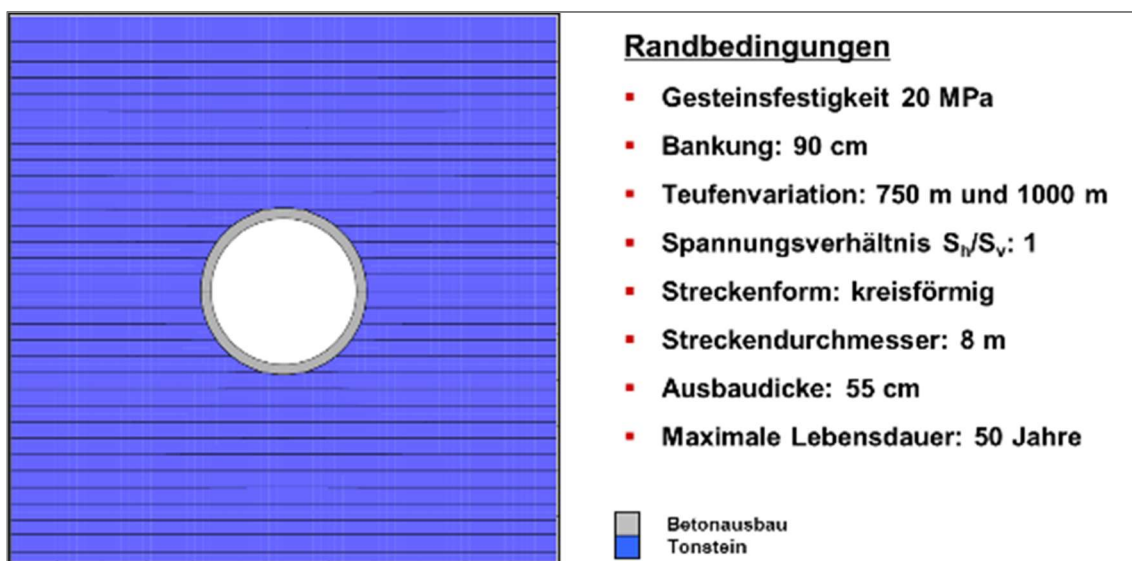


Abbildung 9-6: Modellaufbau und Randbedingungen für die langlebigen Hauptstrecken

Als Belastungsfälle wurden folgende Zustände untersucht:

- „rein mechanische“ Berechnung ohne Quelldrücke und Kriecheffekte
- Modell mit zusätzlicher Belastung durch Quelldrücke
- Modell mit zusätzlicher Belastung durch Kriechen

Über die Höhe der Quelldrücke liegen relativ wenige Informationen vor. Für die Lokation Mont Terri werden Quelldrücke von 0,5 MPa (horizontal) und 1,2 MPa (vertikal) angegeben. Für die Bohrung Benken beträgt der vertikale Quelldruck zwischen 0,8 und 1,4 MPa. Zum horizontalen Quelldruck wurden keine Angaben gemacht. Für den Bereich des Endlagers Konrad wird der vertikale Quelldruck mit 4,9 MPa und der horizontale mit 0,8 MPa angegeben. Für den Belchen Tunnel haben Chiaverio et al. (2018), einen Quelldruck von 2 MPa angenommen. Für die folgenden Berechnungen wird der Quelldruck für Tongesteine zu 2 MPa gewählt. In Modellberechnungen wurde dabei der Quelldruck einerseits als allseitig wirkender Druck und andererseits lediglich als Sohldruck, wie in der Abbildung 9-7 dargestellt, angesetzt.

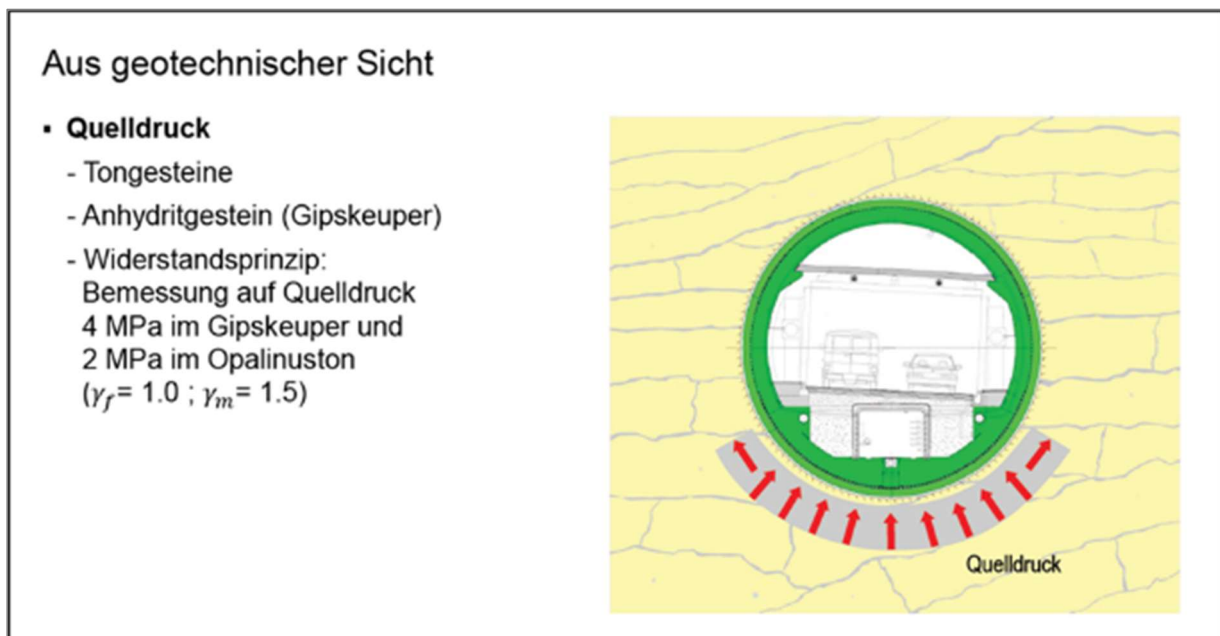


Abbildung 9-7: Quelldrücke im Ton (Chiaverio, et al. 2018)

Die Ermittlung der in den Modellen mit Berücksichtigung des Kriechens verwendeten Kriechparameter basiert auf den Ausführungen von Czaikowski (2011), wie bereits in Abschnitt 7 und Abbildung 7-12 dargestellt.

Als Stoffgesetz wird in den Modellen die ein Kriechen beinhalten das NORTON-Kriechgesetz in Kombination mit dem MOHR/COULOMB'schen Gesetz mit Entfestigung verwendet. In dem NORTON-Kriechgesetz stellt sich die Beziehung zwischen dem anstehenden Spannungszustand und der Kriechrate des Gesteins wie folgt dar:

$$\dot{\epsilon} = A \cdot \sigma^n \quad [9-1]$$

Mit σ – Deviatorspannung.

$\dot{\epsilon}$ – Deformationsrate.
 n – Materialkonstante.
 A' – Materialkonstante.

Die Materialkonstanten n und A' bestimmen dabei den Verlauf der Kriechkurve und werden mittels der in Abbildung 7-12 dargestellten Kurve ermittelt. Um dies deutlicher zu machen, wird dazu eine andere Darstellung gewählt (Abbildung 9-8).

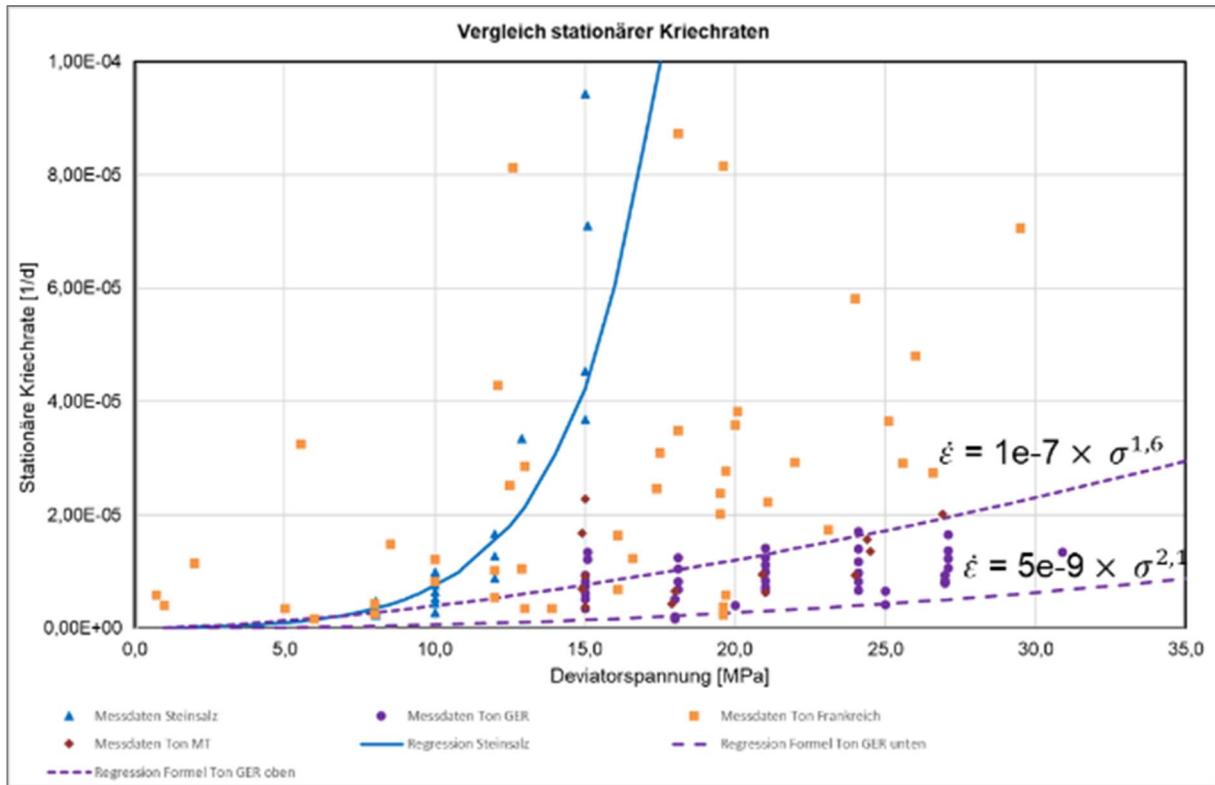


Abbildung 9-8: Ermittlung der Materialkonstanten n und A' (X-Achse: Deviatorspannung, Y-Achse: Stationäre Kriechrate)

Die blauen Dreiecke und die blaue Kurve stellen dabei zum Vergleich eine typische Kurve für ein Steinsalz in deutschen Lagerstätten dar. Die Punkte und Rechtecke im Diagramm zeigen dagegen die Ergebnisse von Kriechversuchen an unterschiedlichen Tongesteinen (Schweiz, Frankreich, Deutschland). Es ist zu erkennen, dass die Kriechfreudigkeit des Tongesteins deutlich unterhalb der des Steinsalzes liegt. Für die Berechnungen im Rahmen dieses Projektes wurden die Parameter für das Tongestein aus Deutschland angesetzt. Allerdings zeigt sich eine beträchtliche Streuung innerhalb der dargestellten Werte, weshalb entschieden wurde, die Modellierung sowohl für einen kriechfreudigeren Ton (obere gestrichelte Linie in Abbildung 9-8), als auch für einen kriechärmeren Ton (untere gestrichelte Linie in Abbildung 9-8) durchzuführen.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zudem drei Arten von Ausbausystemen betrachtet:

- Starres, frühzeitig eingebrachtes, einschaliges Ausbausystem
- Ausbausystem mit nachgiebiger Außenschale und anschließend eingebrachter, starrer Innenschale

- Nachgiebiges Ausbausystem

Die drei verschiedenen Systeme sind in Abbildung 9-9 schematisch dargestellt.



Abbildung 9-9: Untersuchte Ausbauvarianten

Der Vorteil einer frühzeitig eingebrachten, starren Schale (linkes Bild) besteht grundsätzlich darin, dass unmittelbar nach der Auffahrung ein hoher Ausbaustützdruck eingebracht wird, der verhindert, dass Auflockerungen im Gebirge auftreten. Der Ausbau muss dabei so ausgelegt werden, dass er die Bewegungen des Gebirges in die Hohlraumkontur verhindert. Gelingt dies nicht, kommt es auf Grund der starren Ausführung zu einem frühzeitigen Versagen des Ausbaus.

Im Tunnelbau hat sich ein System bewährt, bei dem unmittelbar nach dem Ausbruch eine dünne Spritzbetonschicht eingebracht wird. Anschließend werden Verformungen zugelassen und ab einem definierten Grenzwert wird dann eine starre Innenschale (üblicherweise aus Beton oder Stahlbeton) eingebracht. Dieses Prinzip (mittleres Bild in Abbildung 9-9) – oft auch als Neue Österreichische Tunnelbauweise bezeichnet – hat den Vorteil, dass eine Entspannung des Gebirges an der Hohlraumkontur stattfinden kann. Durch diesen Spannungsabbau infolge von Verformungen kann die Belastung auf die starre Innenschale reduziert und gleichmäßig gemacht werden, was in der Regel geringere Schalendicken oder Betongüten erlaubt.

Wird der Aufwand zur Verhinderung von Gebirgsbewegungen zu hoch, besteht noch die Möglichkeit, mittels Nachgiebigkeitselementen die Verformungen zwar dauerhaft zuzulassen, aber sicher zu beherrschen (rechtes Bild). Hier gibt es einerseits die Möglichkeit, eine Nachgiebigkeitsschicht zwischen Gebirge bzw. Spritzbetonschicht und einer starren Innenschale zu setzen. In diesem Fall wird die Bewegung nur in der Nachgiebigkeitsschicht zugelassen, während auf der Innenseite trotzdem eine starre Schale eingebaut ist. Andererseits können auch Nachgiebigkeitselemente in die Innenschale integriert werden. Damit kann es gelingen, die Verformungen dauerhaft zu kontrollieren und somit die Belastung auf die Ausbauschale soweit zu reduzieren, dass sie dauerhaft standsicher bleibt. Nachteil ist jedoch vor allem bei sehr kriechfreudigem Gebirge, dass diesem nicht unmittelbar ein hoher Ausbauwiderstand entgegengebracht wird, womit die Kriechprozesse verringert werden könnten. Vorteil ist aber, dass durch die Nachgiebigkeitsschicht bzw. –elemente die Gebirgsverformungen den Ausbau nicht in dem

Maße beschädigen, dass er seine Gebrauchsfähigkeit verliert. Alle drei Ausbausysteme wurden in der Praxis bereits erfolgreich angewendet. Im Folgenden wird untersucht, welches System für quell- und kriechfähiges Tongestein prinzipiell geeignet ist.

Zunächst wird zu Vergleichszwecken eine Strecke ohne zusätzliche Belastung durch Quellen bzw. Kriechprozesse mit einem starren Ausbausystem betrachtet. Hierfür wurden zunächst gängige Betonfestigkeiten entsprechend EN 1992 von 20 MPa und 50 MPa betrachtet. Beide Modelle wurden für 750 m und 1000 m Teufe berechnet. Die weiteren Randbedingungen sind identisch mit dem Modell aus der Abbildung 9-6. Die Ergebnisse dieser 4 Modellvariationen sind in Abbildung 9-10 dargestellt.

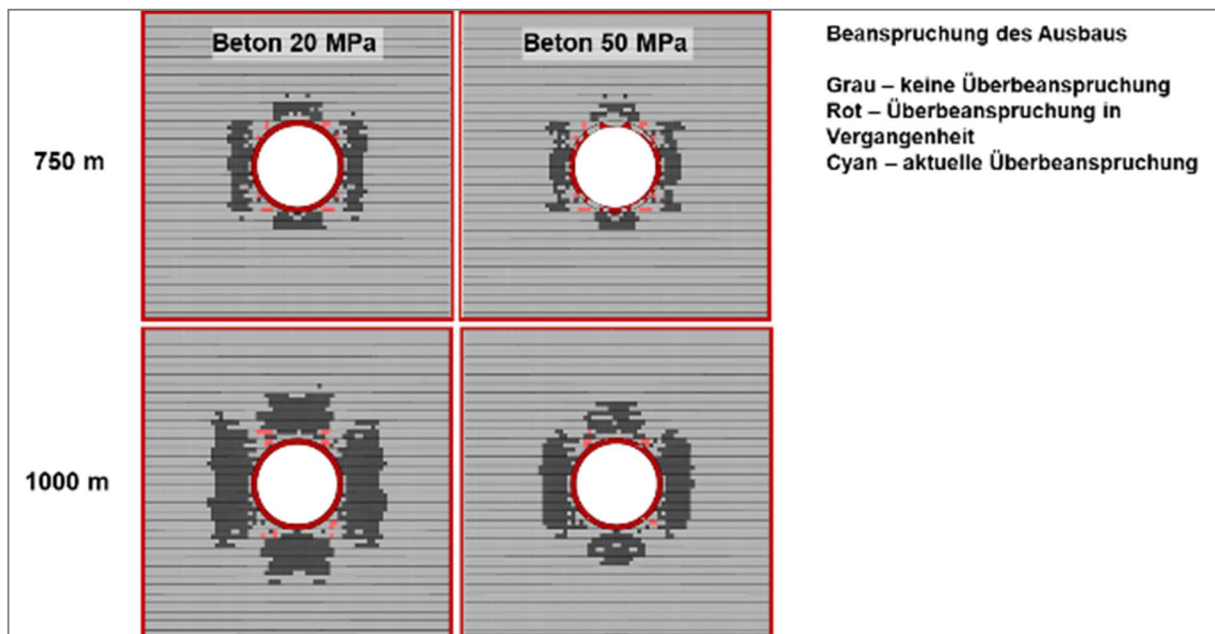


Abbildung 9-10: Starres Ausbausystem mit Betonfestigkeiten von 20 MPa und 50 MPa, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Gegenüber den Modellen für die kurzlebigen Strecken wurde hier eine andere Art der Darstellung gewählt. Da die langlebigen Strecken über einen langen Zeitraum standsicher sein müssen und Sanierungsmaßnahmen nur auf den Ausnahmefall zu begrenzen sind, ist davon auszugehen, dass der Ausbau wie ein klassisches, statisches Ingenieurbauwerk geplant werden muss, in dem keine signifikanten Überbeanspruchungen der Beton- bzw. Stahlbetonstruktur auftreten dürfen. Der Fokus in den Bildern in Abbildung 9-10 liegt demzufolge auf der Ausbauschaale. Hellgraue Bereiche in der Ausbauschaale kennzeichnen dabei Elemente ohne Überbeanspruchungen, rote oder cyanfarbene Bereiche kennzeichnen hingegen Zonen die überbeansprucht sind oder waren (Überschreitung des Bruchkriteriums). Sobald eine Überbeanspruchung – also beispielsweise ein Versagen des Betons – auftritt, treten mehr oder weniger starke Auflockerungen auf, welche zu weitergehenden Schädigungen des Ausbaus führen. Sobald die Überbeanspruchungen durchgehend durch die Ausbauschaale verlaufen und/oder umfänglich im ganzen Ausbau verteilt sind, wird das System als nicht standsicher klassifiziert, auch wenn die Streckenverformungen im Allgemeinen eher gering sind. In späteren Modellrechnungen ist zu erkennen, dass vereinzelt lokale Überbeanspruchungen auftreten, die die

Gesamtstabilität des Ausbaus aber nicht gefährden. Diese Modelle werden als ausreichend standsicher eingestuft.

Für die Modelle, die in Abbildung 9-10 dargestellt sind, bedeutet dies jedoch, dass der Ausbau in allen 4 Varianten über große Bereiche des Ausbaquerschnittes überbeansprucht ist. Folglich ist der Ausbau für die untersuchten Randbedingungen unterdimensioniert. Deshalb erfolgte in den anschließenden Modellvariationen eine sukzessive Erhöhung der Betongüte bei gleichbleibender Ausbaudicke (55 cm). Dabei werden auch eher theoretische Festigkeiten von bis zu 150 MPa angesetzt, die derzeit nicht realisierbar erscheinen, aber die Anforderungen an das statisch dimensionierte Ausbausystem verdeutlichen sollen. In Abbildung 9-11 sind die Ergebnisse der Modellvariationen mit Betonfestigkeiten zwischen 100 MPa und 150 MPa dargestellt.

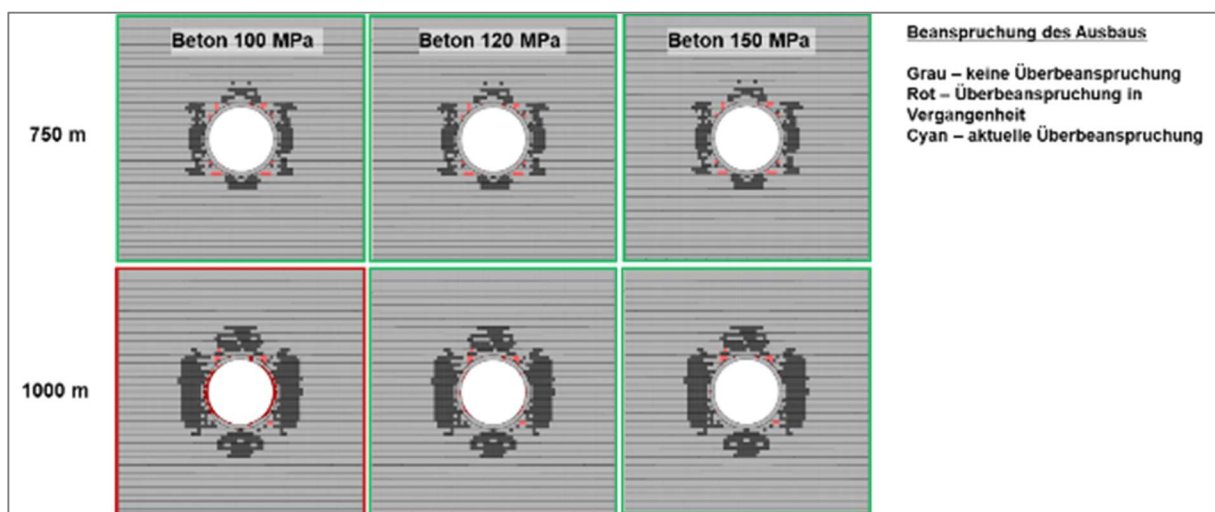


Abbildung 9-11: Stabres Ausbausystem mit Betonfestigkeiten von 100 MPa bis 150 MPa, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Hier ist zu erkennen, dass signifikante Überbeanspruchungen lediglich noch in dem Modell mit 100 MPa Betonfestigkeit und einer Teufe von 1000 m auftreten. Alle anderen zeigen höchstens lokale Überbeanspruchungen und werden deshalb als standsicher eingestuft. Wie der Abbildung 9-11 entnommen werden kann, ist in einer Teufe von 750 m eine Ausbauschale mit einer Festigkeit von 100 MPa standsicher, in 1000 m Teufe benötigt man dagegen eine höhere Festigkeit von 120 MPa, um eine standsichere Ausbauschale zu erreichen. Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass dies eine konzeptionelle Betrachtung ist und lediglich ausgewählte Betonfestigkeiten untersucht wurden. Bei einer detaillierten Planung können die Betonfestigkeiten und auch die detaillierte Ausbildung der Ausbauschale weiter variiert und möglicherweise auch optimiert werden.

Im nächsten Schritt werden die oben untersuchten starren Ausbausysteme zusätzlich mit einem Quelldruck von 2 MPa beaufschlagt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Abbildung 9-12 und Abbildung 9-13 dargestellt.



Abbildung 9-12: Starres Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quelldrücken (2 MPa) in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Bei den betrachteten Modellvarianten zeigt sich, dass unter Berücksichtigung von Quelldrücken, egal ob nur aus der Sohle oder als allseitiger Quelldruck, in einer Teufe von 750 m eine Betonfestigkeit von 100 MPa benötigt wird, um die Standsicherheit ohne signifikante Überbeanspruchungen des Betons zu gewährleisten (Abbildung 9-12).



Abbildung 9-13: Starres Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quelldrücken (2 MPa) in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Aus Abbildung 9-11 (Bild links unten) geht hervor, dass in 1000 m Teufe der Ausbau bereits ohne Einfluss von Quelleffekten großräumig überbeansprucht ist. Demzufolge musste die Betonfestigkeit für diesen Fall erhöht werden. Die Modelle haben gezeigt, dass für eine Teufe von 1000 m eine Betonfestigkeit von 150 MPa erforderlich ist (Abbildung 9-13).

In den folgenden Modellvariationen wird ein Kriechen des Tons unterstellt. Wie bereits zuvor erwähnt, werden dabei zwei unterschiedliche Kriechkurven betrachtet – ein kriechfreudigeres Material (mit „obere Kurve“ bezeichnet) und ein Ton mit einer geringeren Kriechfreudigkeit (mit „untere Kurve“ bezeichnet). Als maximale Standzeit für die Strecken wurden dabei 50 Jahre angesetzt. In Abbildung 9-14 wird eine Modellvariation beider Kriechkurven in 750 m Teufe und einer Betonfestigkeit von 100 MPa betrachtet.

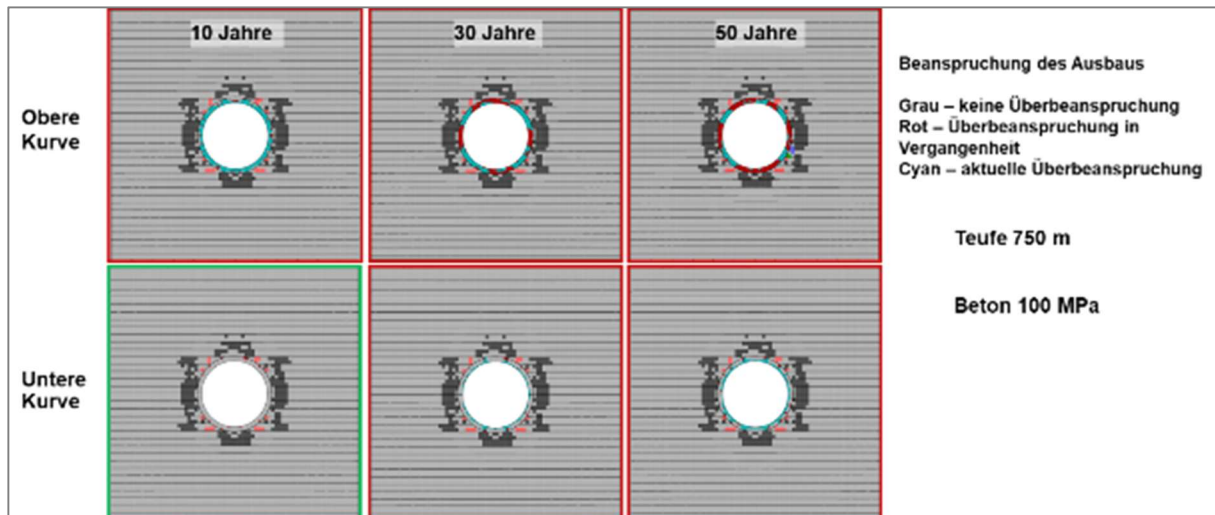


Abbildung 9-14: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 100 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Bei der höheren Kriechrate (Modell obere Kurve), zeigt sich, dass schon nach 10 Jahren Standzeit der Ausbau überbeansprucht wird. Bei der geringeren Kriechrate (Modell untere Kurve) ist die Ausbauschaale nach 10 Jahren noch standsicher, allerdings kann hier für eine Standzeit von 30 Jahren ebenfalls keine Standsicherheit mehr gewährleistet werden. Aus diesem Grund wird in den folgenden Modellrechnungen die Betonfestigkeit erhöht (Abbildung 9-15).

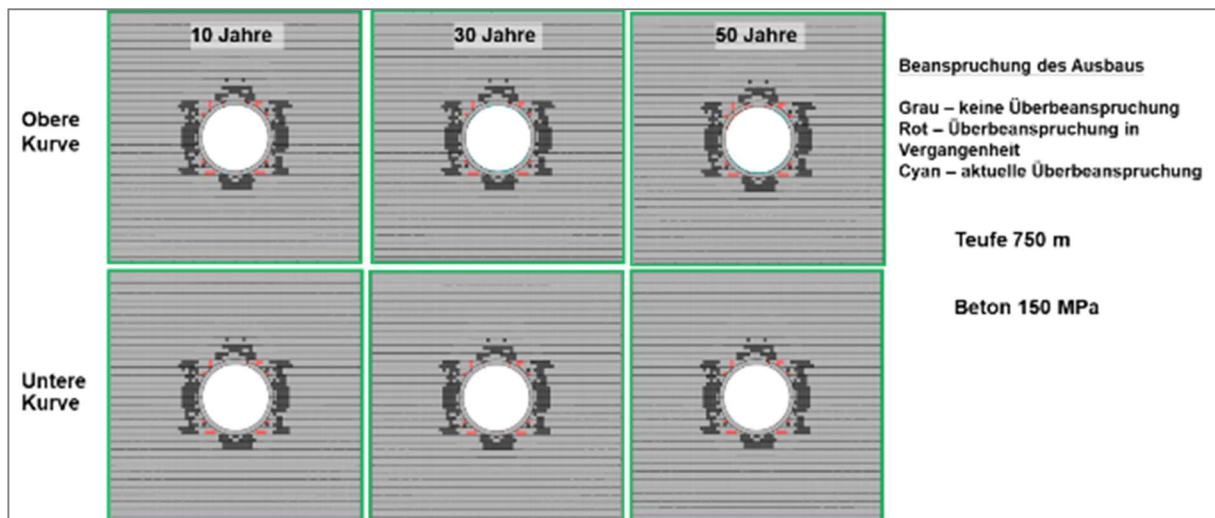


Abbildung 9-15: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 150 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Bei einer Betonfestigkeit von 150 MPa (Abbildung 9-15) kann in 750 m Teufe für beider Kriechparametersätze eine Standzeit von 50 Jahren ohne Überbeanspruchung des Ausbaus erreicht werden.

Gleiche Berechnungen wurden für die Modelle in einer Teufe von 1000 m durchgeführt (Abbildung 9-16, Abbildung 9-17).

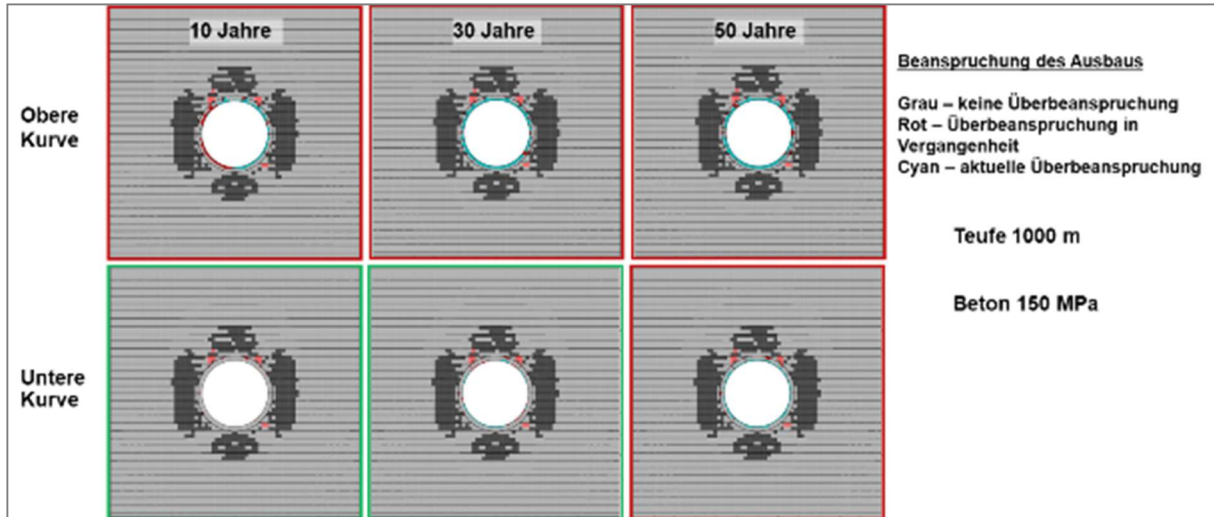


Abbildung 9-16: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 150 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

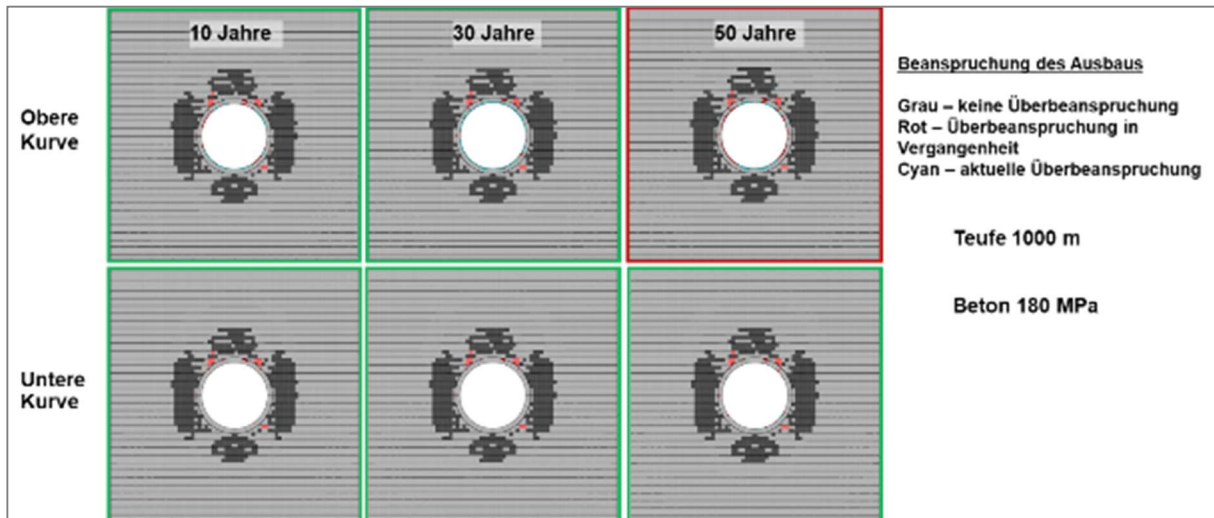


Abbildung 9-17: Modell mit Kriechen mit 180 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

In 1000 m Teufe ist eine Betonfestigkeit von 150 MPa bei längeren Standzeiten nur für den Ton mit geringerer Kriechfreudigkeit geeignet (Abbildung 9-16). Allerdings kann die Standsicherheit bei 50 Jahren ebenfalls nicht mehr sichergestellt werden. Es ist also eine weitere Erhöhung der Betonfestigkeit erforderlich.

Deshalb wurde in einem nächsten Schritt, die Betonfestigkeit auf 180 MPa erhöht. Hier zeigt sich nun (Abbildung 9-17), dass die Festigkeit ausreicht, um bei Tonen mit geringerer Kriechfreudigkeit die Standzeit von 50 Jahren standsicher zu gewährleisten. Bei deutlich kriechfreudigerem Ton ist die Strecke auch über einen längeren Zeitraum standsicher, bei einer Standzeit von 50 Jahren treten dann aber durchgehenden Überbeanspruchungen auf und die Standsicherheit kann nicht mehr gewährleistet werden.

Es zeigt sich also, dass die Betonfestigkeit größer als 180 MPa sein müsste, um für beide Kriechparametersätze eine standsichere Strecke auch nach 50 Jahren Standzeit zu gewährleisten.

Fazit dieser ersten Untersuchungsreihe ist, dass enorme (derzeit nur theoretische) Betonfestigkeiten benötigt würden, um unter Berücksichtigung von Kriechen eine langfristig standsichere Strecke gewährleisten zu können. Selbst unter Berücksichtigung der „unteren Kurve“ wären noch unrealistisch hohe Festigkeiten des Ausbaus erforderlich, um die Standsicherheit dauerhaft zu gewährleisten.

Um die Belastung der Ausbauschale reduzieren zu können, werden häufig zweischalige Ausbausysteme eingesetzt. Der Modellaufbau wurde für diesen Fall modifiziert (Abbildung 9-18). Die Gesamtdicke des zweischaligen Systems wurde gegenüber dem einschaligen System nicht erhöht und beträgt insgesamt 55 cm.

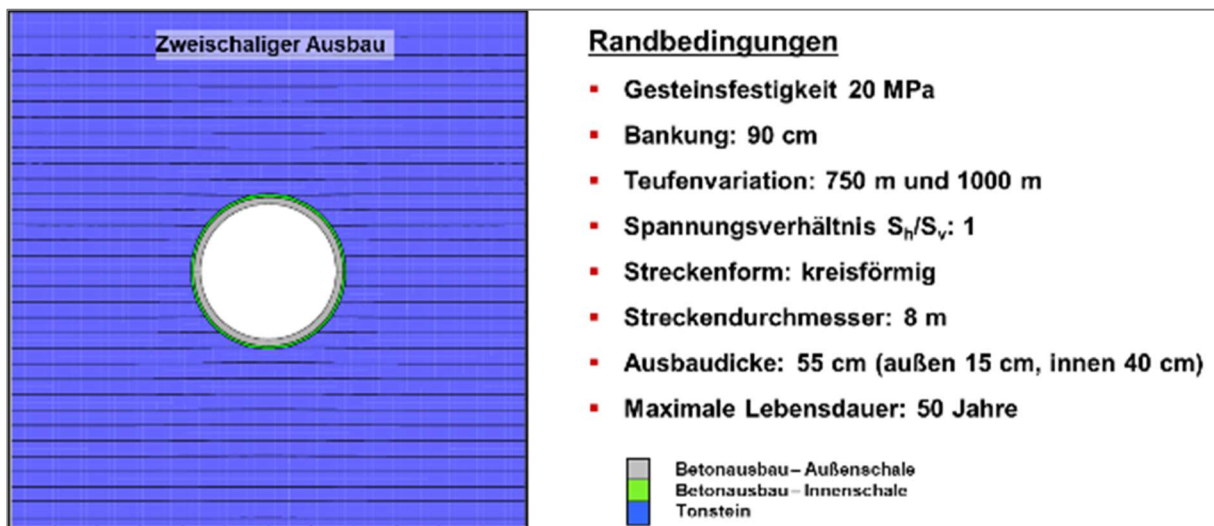


Abbildung 9-18: Modellaufbau und Randbedingungen für die langlebigen Hauptstrecken (zweischaliges Ausbausystem)

Wie bereits vorher erläutert, erfolgt nach der Auffahrung und dem Einbringen der relativ dünnen Außenschale (vor Einbau der starren Innenschale) eine Entspannung des Gebirges. Diese Entspannung des Gebirges kann je nach Gebirgseigenschaften zur dauerhaft geringeren Belastung der endgültigen Ausbauschale (Innenschale) führen. Die Ergebnisse der Ausgangsmodelle in 750 m und 1000 m Teufe ohne Berücksichtigung einer Zusatzbelastung durch Quellen oder Kriechen sind in Abbildung 9-19 dargestellt.

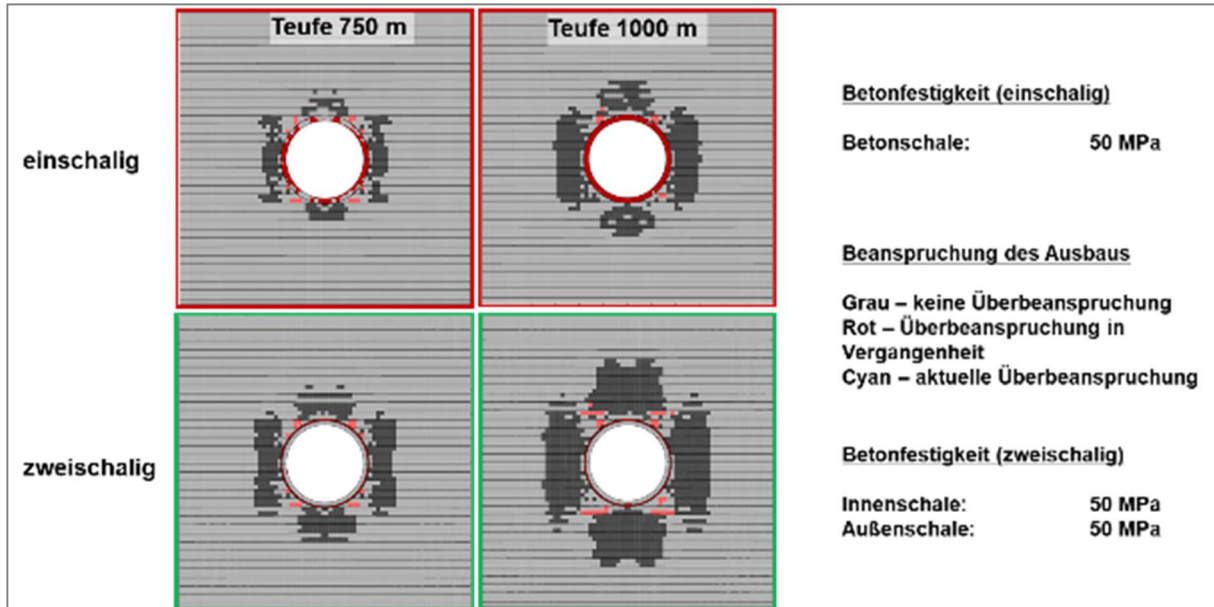


Abbildung 9-19: Vergleich einschaliges (oben) und zweischaliges (unten) Ausbausystem von 55 cm Dicke mit Betonfestigkeiten 50 MPa in Teufen von 750 m und 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Im Gegensatz zu den vergleichbaren Berechnungen mit einem starren, direkt nach der Auf-fahrung eingebrachten einschaligem System (obere Bilder in Abbildung 9-19) sind hier bereits bei einer angesetzten Betonfestigkeit von 50 MPa keine durchgehenden Überbeanspruchungen in der Innenschale sichtbar, so dass diese Modelle als standsicher eingestuft werden können. Hier ist der zuvor beschriebene Vorteil dieses Systems deutlich erkennbar. Im Vergleich zu der direkt eingebrachten Ausbausohle ermöglicht die zugelassene Entspannung des Gebirges in einem ersten Schritt den Einsatz deutlich geringerer Betongüten für die endgültige Ausbausohle.

Es soll auch für dieses System untersucht werden, welche Betongüten bei Berücksichtigung von Quell- und Kriecheffekten erforderlich sind. Abbildung 9-20 zeigt dabei die Ergebnisse unter Berücksichtigung eines Quelldruckes von 2 MPa für ein zweischaliges Ausbausystem.

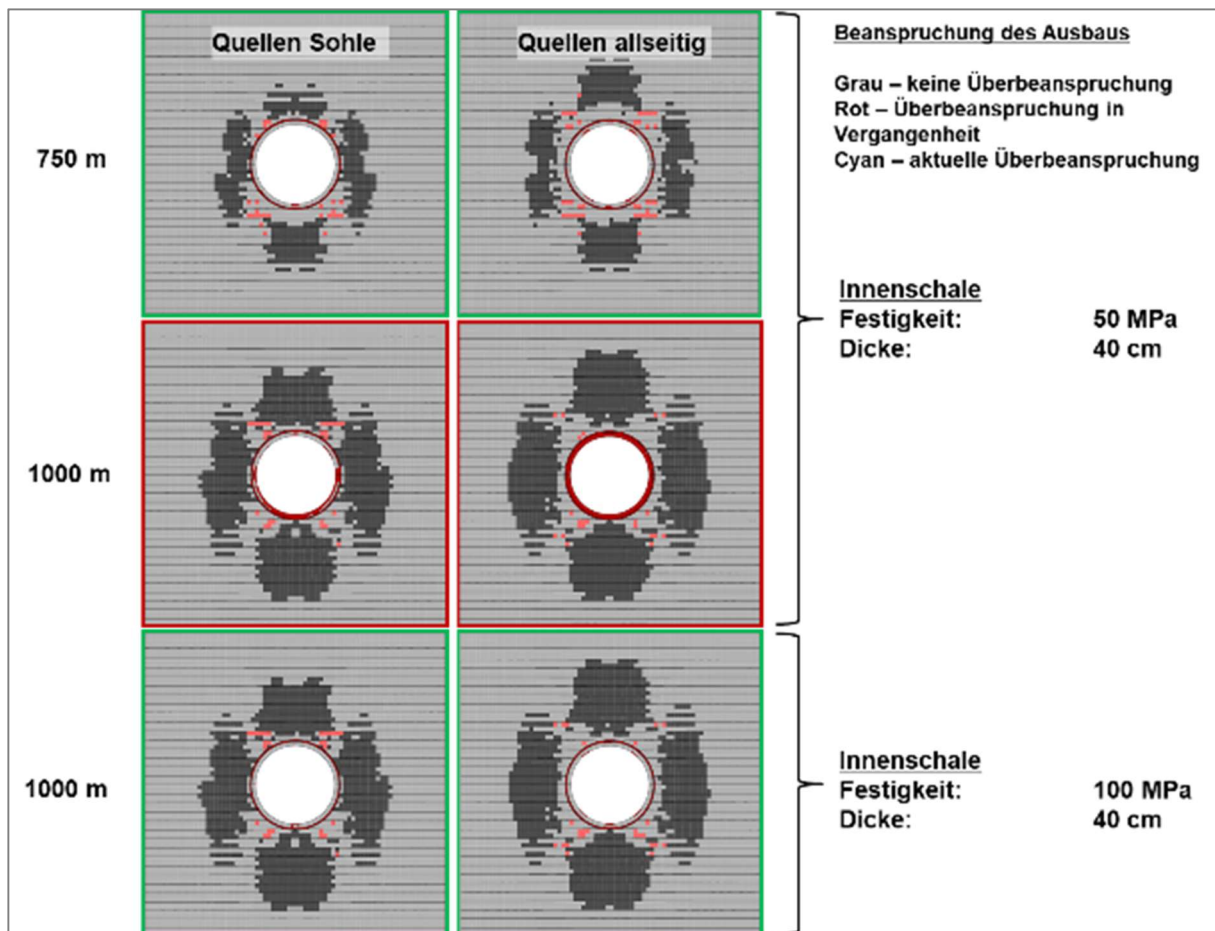


Abbildung 9-20: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quellen, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Für eine Teufe von 750 m (obere Bilder) ist eine die Festigkeit von 50 MPa gerade noch ausreichend, um Überbeanspruchungen im Ausbau zu vermeiden. In einer Teufe von 1000 m treten dagegen signifikante Überbeanspruchungen auf, so dass diese Systeme nicht mehr als standsicher einzustufen sind. Hier zeigt sich, dass eine Festigkeit von mindestens 100 MPa erforderlich ist, um eine Überbeanspruchung zu vermeiden. Im Vergleich zu den Modellen mit einschaligem Ausbausystem ist aber immer noch eine deutliche Reduzierung der benötigten Festigkeit zu erkennen, sodass auch unter Quelldrücken ein zweischaliges System eindeutig zu bevorzugen ist.

In den folgenden Modellvariationen wird nun die Auswirkung des Kriechens im umgebenden Gebirge auf das Ausbausystem genauer betrachtet. Es zeigt sich unter Berücksichtigung der beiden ausgewählten Kriechfunktionen, dass in 750 m Teufe ein zweischaliges Ausbausystem mit einer Innenschale von 100 MPa Festigkeit und einer Innenschalendicke von 40 cm lediglich nach 10 Jahren bei einer geringen Kriechfreudigkeit des Tons standsicher ist. In allen weiteren Stufen sind deutliche Überbeanspruchungen des Ausbaus zu erkennen (Abbildung 9-21).

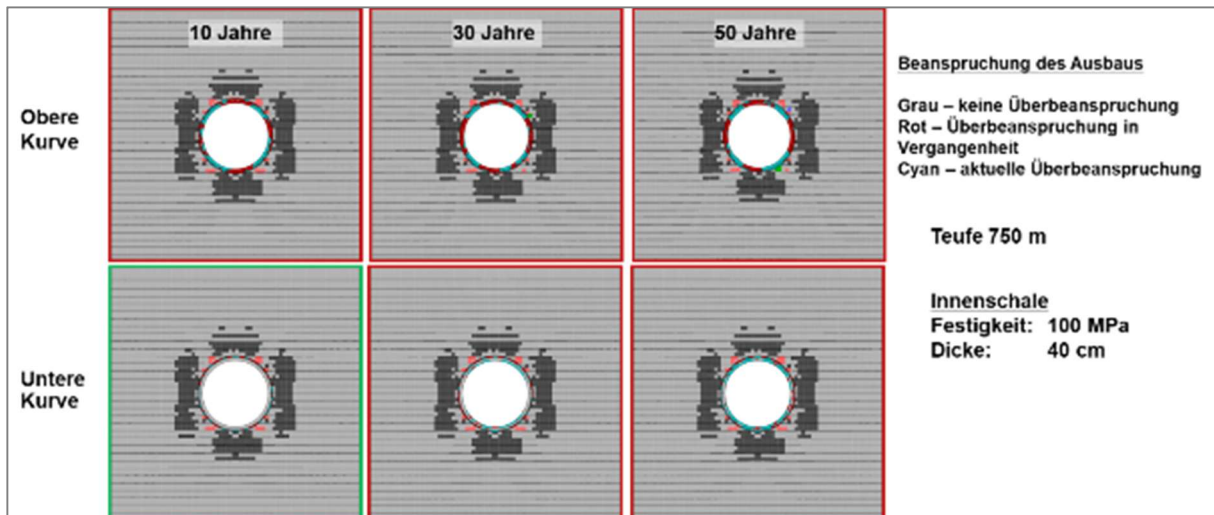


Abbildung 9-21: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Da Betonfestigkeiten von über 100 MPa nur mit sehr hohem Aufwand erreicht werden können und auch die Anforderungen an Equipment und Qualitätssicherung ebenfalls deutlich ansteigen, wird in den folgenden Modellen unter Berücksichtigung von Kriechen die Betonfestigkeit bei 100 MPa belassen. Nachdem man in den Versuchsreihen zuvor (Abbildung 9-15, Abbildung 9-17) gesehen hat, wie hoch die Anforderungen an ein Ausbausystem werden können (je nach Teufe 150 MPa bzw. 180 MPa) ist es hier das Ziel, annähernd realistische Methoden und Systeme (z.B. Dicke der Innenschale, Nachgiebigkeit) zu finden, die die Standsicherheit über die Lebensdauer gewährleisten.

In den Abbildungen sind die Ergebnisse der Modelle unter Berücksichtigung von Kriechen für die Teufen von 750 m (Abbildung 9-21 und Abbildung 9-22) sowie 1000 m (Abbildung 9-23) dargestellt.

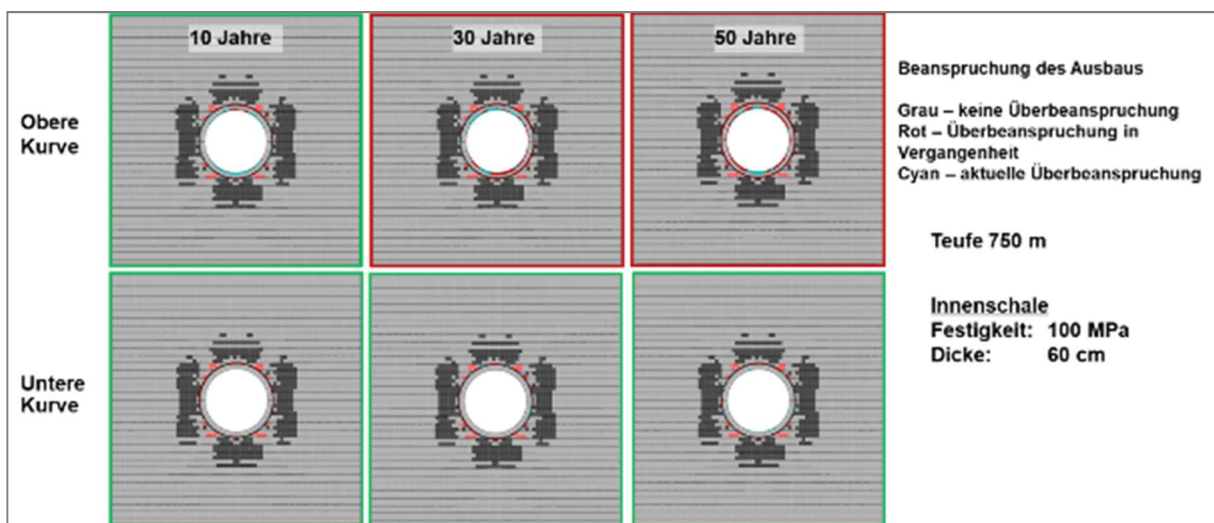


Abbildung 9-22: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Im Modell in Abbildung 9-22 in einer Teufe von 750 m wurde die Dicke der Innenschale um 20 cm auf 60 cm erhöht. Hier zeigt sich bereits eine deutliche Verbesserung der Situation, da in diesem Fall die Strecke in einem Ton mit geringerer Kriechfreudigkeit (untere Kurve) die geforderten 50 Jahre ohne signifikante Überbeanspruchungen des Ausbaus übersteht. Für den kriechfreudigeren Ton (obere Kurve) treten jedoch bereits ab einer Standzeit >10 Jahren deutliche Überbeanspruchungen auf (Abbildung 9-22).

Betrachtet man das gleiche Modell (Innenausbau: 100 MPa, 60 cm) in einer Teufe von 1000 m (Abbildung 9-23), so treten bereits ab einer Standzeit von > 30 Jahren für den Ton mit geringerer Kriechfreudigkeit signifikante Überbeanspruchungen auf. Eine Standzeit von 50 Jahren kann hier nicht mehr sichergestellt werden. Für den kriechfreudigeren Ton beträgt die Standzeit ohne signifikante Überbeanspruchungen sogar weniger als 10 Jahre.

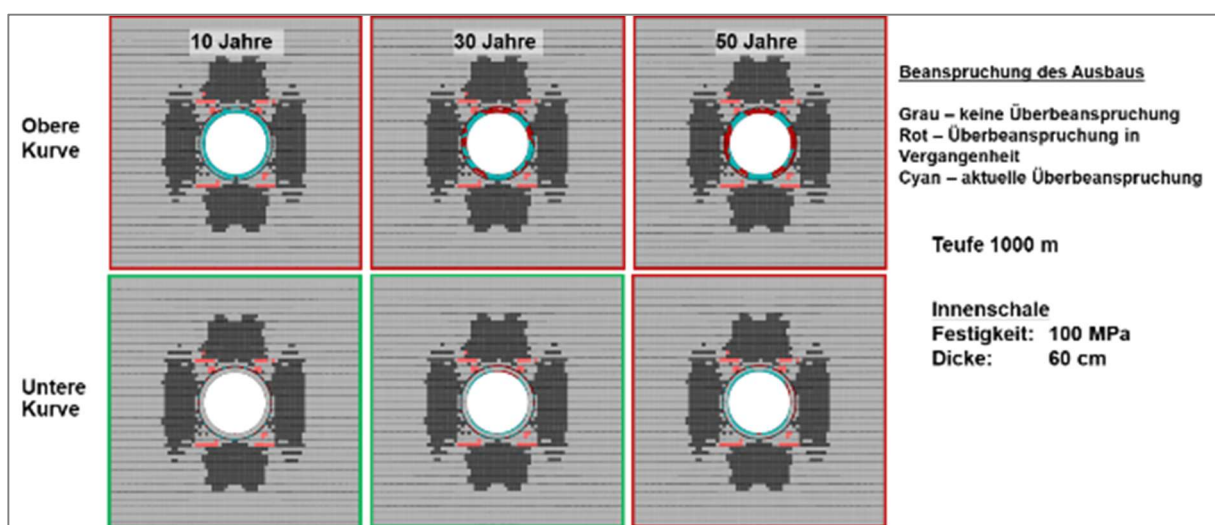


Abbildung 9-23: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa

Eine weitere Erhöhung der Betondicke ist sicher technisch möglich, zieht aber andere Probleme nach sich. Neben einem erhöhten Ausbruchsquerschnitt und einer erhöhten Menge an Beton tritt auch beim Aushärten von Ort beton/Spritzbeton ein erhöhter Wärmeanfall auf. Bei unsachgemäßer Wärmeableitung kann dies beim Aushärten zu Rissen führen. Ergebnis davon ist eine Reduzierung der Festigkeit sowie das Auftreten von Wegsamkeiten und eine daraus resultierende erhöhte Korrosionsanfälligkeit des Betons. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle diese Betrachtung nicht weitergeführt, sondern es wird nach Alternativen gesucht.

Anstelle einer Erhöhung der Ausbaudicke wird die Verwendung von Nachgiebigkeitselementen im Ausbausystem betrachtet. Diese Nachgiebigkeitselemente werden in das Ausbausystem integriert und sind in der Lage, Bewegungen kontrolliert aufzunehmen.

Prinzipiell gibt es zwei Möglichkeiten, einen Betonausbau nachgiebig zu gestalten. Einerseits kann zwischen Gebirge bzw. Konsolidierungsschicht (Spritzbeton) und der starren Innenschale eine Schicht aus einem nachgiebigen Material eingebracht werden. Des Weiteren können über den Streckenumfang verteilte Nachgiebigkeitselemente (vgl. auch Abbildung 9-9

rechtes Bild) im Innenausbau installiert werden. Für beide Systeme wurden Berechnungen durchgeführt, um deren Wirkung bewerten zu können. Der Modellaufbau dieser Systeme ist in Abbildung 9-24 dargestellt.

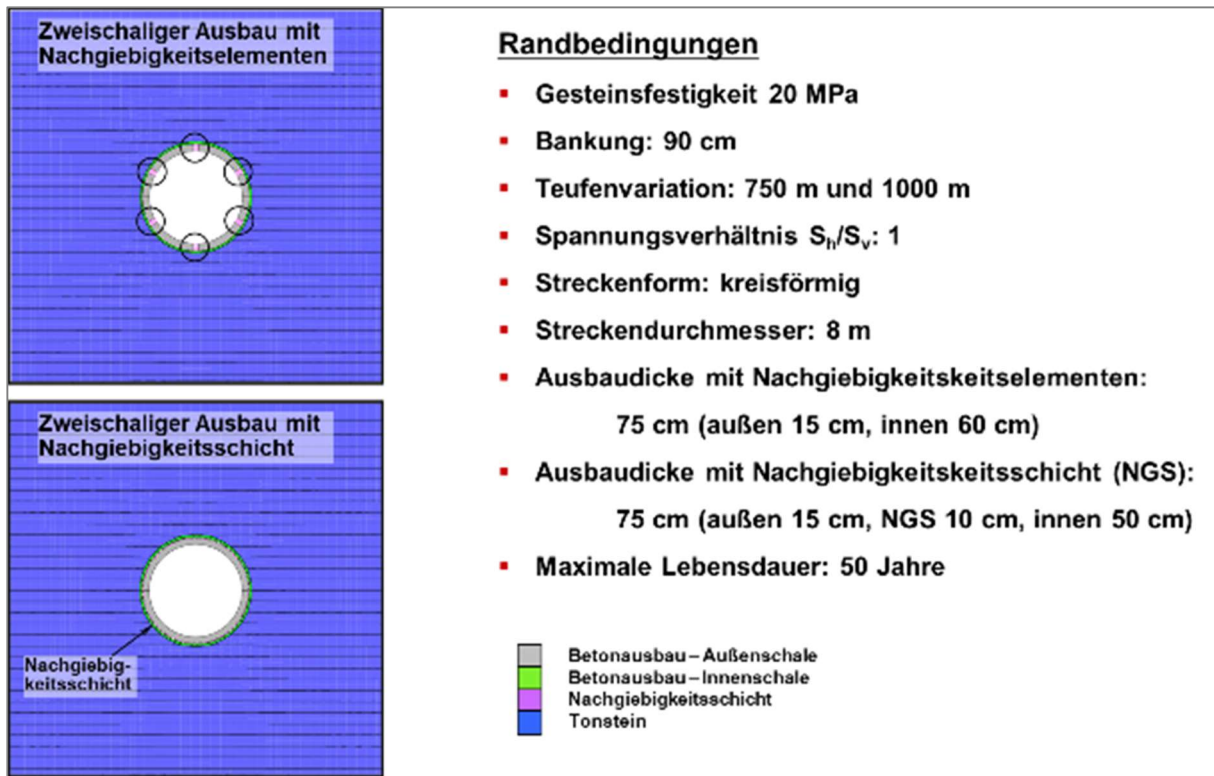


Abbildung 9-24: Modelle mit Nachgiebigkeitselementen / Nachgiebigkeitsschicht

Die Gesamtdicke des Ausbausystems ist in beiden Modellen gleich. Für diese Untersuchungen war eine Vielzahl an Berechnungen erforderlich, da die Modellierung der Kombination zwischen den verschiedenen Elementen und einem annähernd realitätsnahen Nachbilden des Verhaltens dieser Systeme modelltechnisches Neuland darstellte. Die Nachgiebigkeitselemente wurden auf verschiedene Weise nachgebildet (Gitterelemente, Strukturelemente).

Die Parameter für die hier angesetzten Nachgiebigkeitselemente orientieren sich dabei entweder an dem System der Bochumer Eisenhütte (WABE) oder an einem System, welches für die ANDRA entwickelt wurde (siehe Abschnitt 2.4.3). Die daraus abgeleiteten Parameter der Nachgiebigkeit wurden in die Modelle übertragen.

In Abbildung 9-25 sind exemplarische Ergebnisse der Untersuchungen für den oberen Modellaufbau aus Abbildung 9-24 (Modell mit Nachgiebigkeitselementen innerhalb der starren Betonschale) dargestellt. Dabei wurden modellierungstechnisch im linken Bild die Nachgiebigkeitselemente mittels Blöcken und im rechten Bild mittels Stäben nachgebildet.

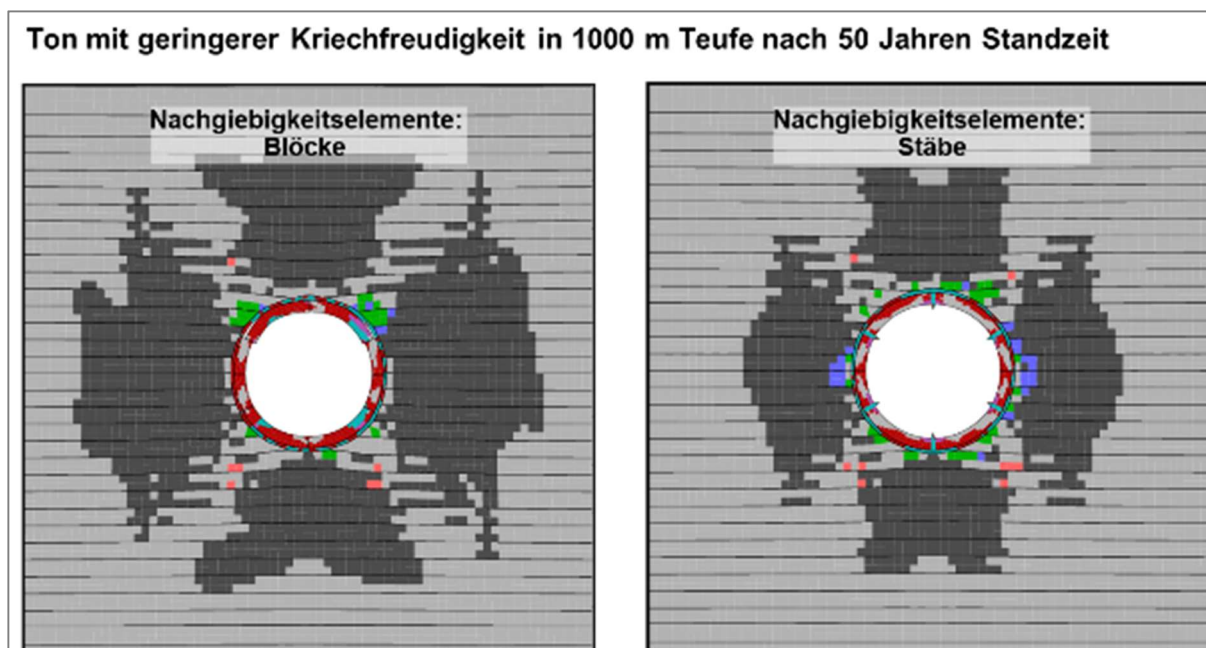


Abbildung 9-25: Modelle mit Nachgiebigkeitselementen (links: Blöcke, rechts: Stäbe)

Entgegen den Erwartungen für ein solches Ausbausystem zeigen sich in beiden Simulationsrechnungen auch bei geringer Kriechfreudigkeit des Tons schon sehr frühzeitig (< 5 Jahre) Überbeanspruchungen in dem Betonausbau. Nach 50 Jahren war der Ausbau in beiden Fällen stark zerstört (Abbildung 9-25).

Das könnte zwar auf den ersten Blick darauf schließen lassen, dass dieses System nicht geeignet ist. Allerdings wurden solche Systeme schon erfolgreich eingesetzt, vgl. Abschnitt 2.2. Eine genaue Analyse der Modellierung zeigt in allen derzeitigen Variationen der Nachbildung des Nachgiebigkeitselementes deutliche Defizite. Die gewählten Ansätze sind derzeit noch nicht in der Lage, die in Realität zu beobachtende Verhaltensweise eines solchen Elementes in jedem Fall passend nachzubilden, so dass in den Modellen Verformungen bzw. Belastungen auftreten, die bereits frühzeitig zu einer Überbelastung des Ausbausystems führen.

Durch eine stetige Optimierung und Verbesserung der Modellierungsansätze der Nachgiebigkeitselemente sowie durch Parametervariationen dieses System sollten die Berechnungsgrundlagen weiter verifiziert werden, um zu einem abschließenden Statement zu kommen. An dieser Stelle wird in jedem Fall ein weiterer Forschungsbedarf gesehen.

Für die Modelle mit einer Nachgiebigkeitsschicht (unteres Modell in Abbildung 9-24) wurden ebenfalls unterschiedliche Modellierungsansätze gewählt. Im Vergleich zu dem oben beschriebenen Modell mit Nachgiebigkeitselementen zeigten sich hier bereits vielversprechende Ergebnisse. In Abbildung 9-26 wird das Modell mit einer Nachgiebigkeitsschicht mit dem Modell ohne Nachgiebigkeitsschicht (vgl. Abbildung 9-23) verglichen.

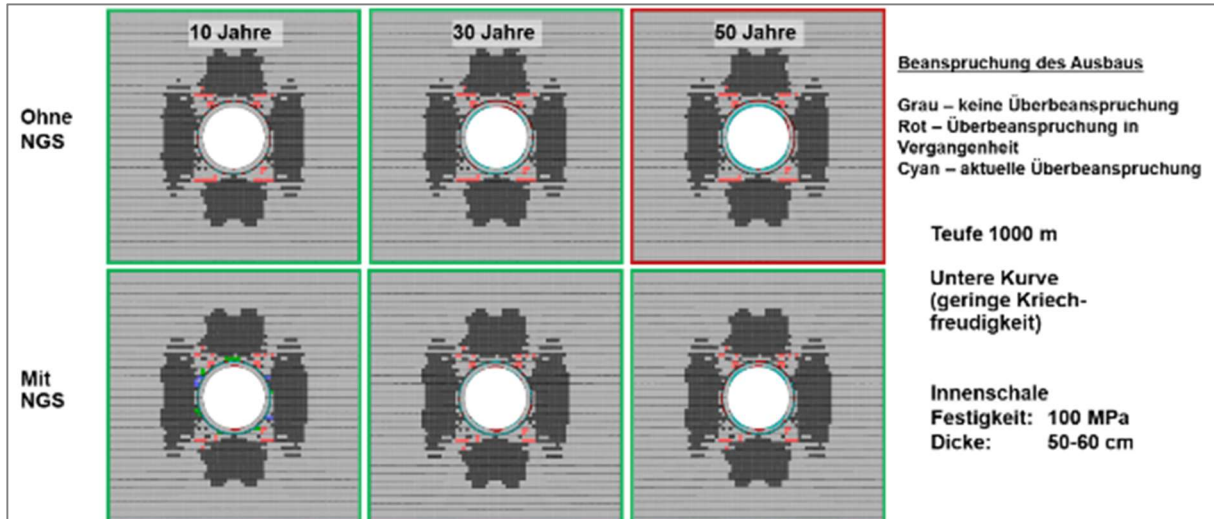


Abbildung 9-26: Vergleich Modell ohne (oben) und mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm (unten) in einem Tongestein von 20 MPa Festigkeit und geringerer Kriechfreudigkeit

Während die Situation nach 50 Jahren im Modell ohne Nachgiebigkeitsschicht kritisch zu bewerten ist (durchgehende Auflockerungen im gesamten Umfang), konnte eine leichte Verbesserung im Modell mit Nachgiebigkeitsschicht erkannt werden. Zwar können Überbeanspruchungen hier nicht vermieden werden, diese sind jedoch nicht über den ganzen Umfang verteilt. Aus diesem Grund wird dieser Zustand besser bewertet als im vergleichbaren Modell ohne Nachgiebigkeitsschicht. Im kriechfreudigeren Gestein konnte ebenfalls eine Verbesserung erzielt werden, wobei die Lebensdauer, bevor signifikante Überbeanspruchungen auftreten, hier im Bereich <10 Jahren liegen.

Auf Basis der oben genannten Analysen wurde im Rahmen dieses Projektes noch Risikobetrachtungen durchgeführt. So wurde u.a. ein ungleichförmiger Spannungszustand untersucht. Basis war dabei das Modell mit einem Tonstein mit geringerer Kriechfreudigkeit in einer Tiefe von 1000 m (siehe auch untere Bilder Abbildung 9-26) mit einer Nachgiebigkeitsschicht. In Abbildung 9-27 sind die Ergebnisse für den Fall mit erhöhter Horizontalspannung senkrecht zur Streckenachse (hier beispielhaft: Verhältnis Horizontal- zu Vertikalspannung mit Seitendruckkennzahl = 2) dargestellt. In Abbildung 9-28 wurde die Horizontalspannung auf die Hälfte der Vertikalspannung reduziert.

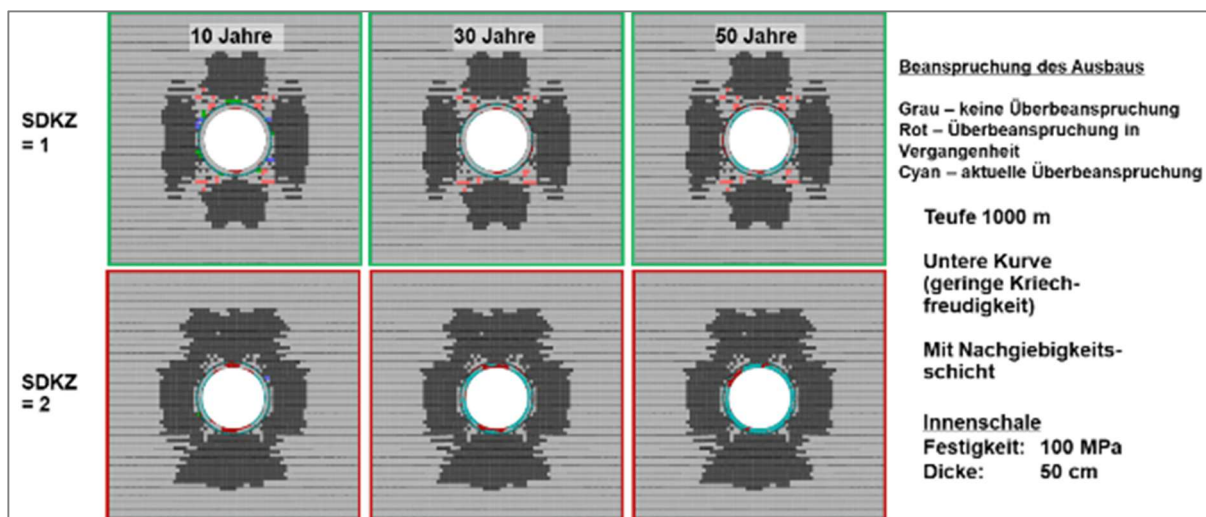


Abbildung 9-27: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit bei einer Seitendruckkennzahl von 1 (oben) und 2 (unten)

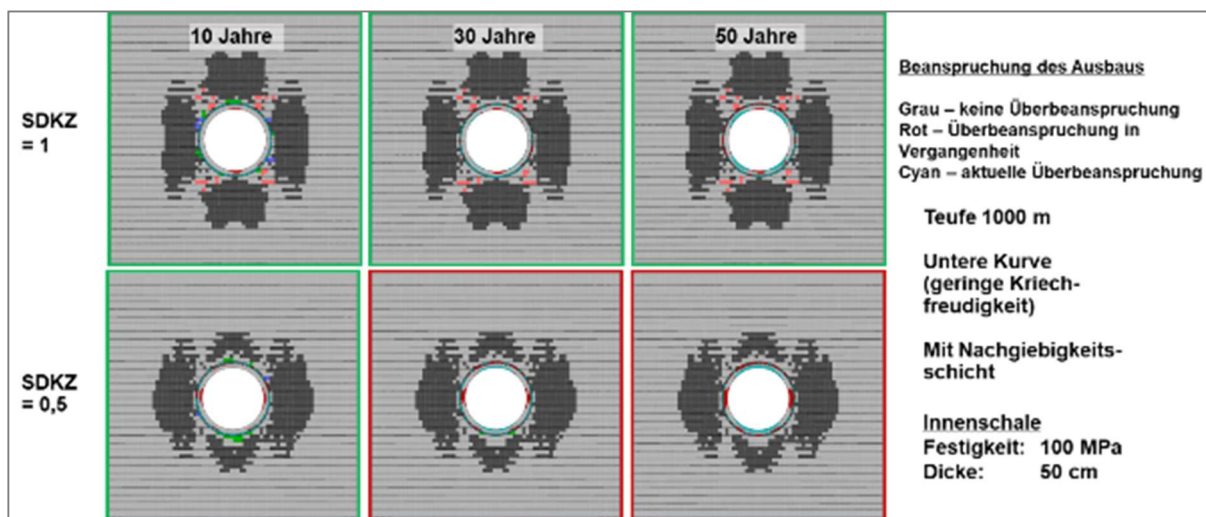


Abbildung 9-28: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit bei einer Seitendruckkennzahl von 1 (oben) und 0,5 (unten)

Es zeigt sich bei beiden Modellen, dass sich der ungleichförmige Spannungszustand ungünstig auf den Zustand des Ausbaus auswirkt. Der Grund hierfür sind die größeren Deviatorspannungen infolge des ungleichförmigen Primärspannungszustandes, welche zu höheren Kriechraten führen. Diese Modelle zeigen, dass die Kenntnis des Primärspannungszustandes von wichtiger Bedeutung für die Orientierung von Hauptstrecken für ein Endlager im Ton ist. Eine weitere Betrachtung im Rahmen des Projektes ist in Abbildung 9-29 zu sehen. Basis war ebenfalls das Modell mit dem Ton mit geringerer Kriechfreudigkeit in einer Tiefe von 1000 m (siehe auch untere Bilder Abbildung 9-26) mit einer Nachgiebigkeitsschicht. Die Strecke wurde in einem Tonstein mit einer Bankung von 90 cm untersucht. Demgegenüber wurde hier ein homogener Tonstein ohne Bankung untersucht.

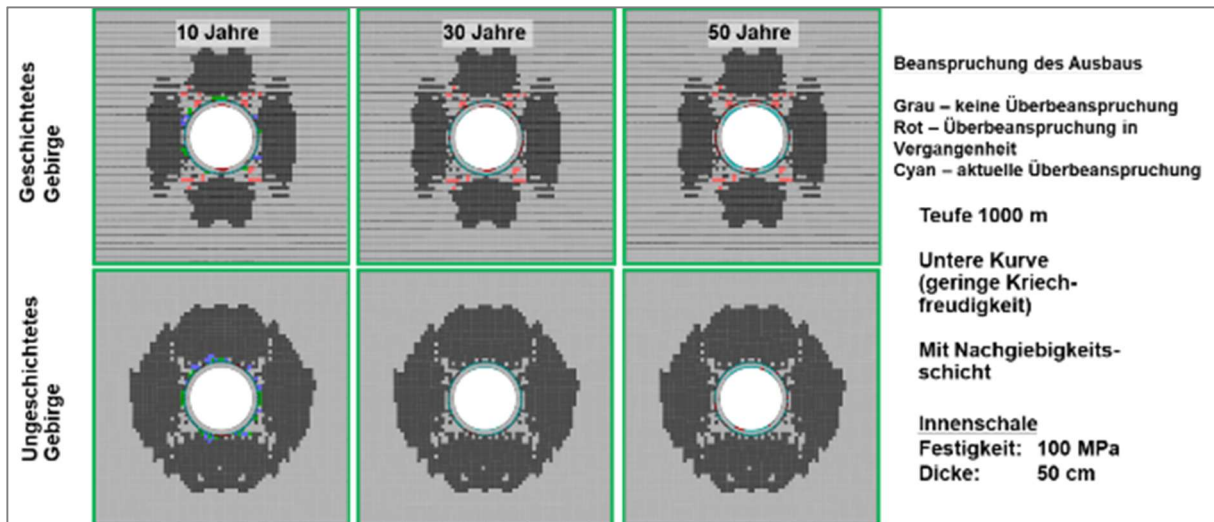


Abbildung 9-29: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für grob geschichtetes (oben) und ungeschichtetes Gebirge (unten)

Generell kann hier gesagt werden, dass die lokalen Überbeanspruchungen im Tonstein ohne Bankung geringer sind, aber auch nicht gänzlich vermieden werden können. Während im geschichteten Tonstein die Belastung des Ausbaus neben der elasto-plastischen Gebirgsentspannung und Kriechverformungen auch durch Bewegungen auf den potentiellen Trennflächen hervorgerufen wird, sind im ungeschichteten Tonstein lediglich die elasto-plastischen Gebirgsentspannung und die Kriechverformungen dafür verantwortlich. Es zeigt sich hier allerdings, dass die Kriechverformungen einen Hautanteil an der Verformung haben.

Zusammenfassend zu den Analysen der Modelle mit einer Nachgiebigkeitsschicht kann man feststellen, dass das Potential der Installation einer Nachgiebigkeitsschicht erkennbar ist. Aber auch an dieser Stelle zeigt sich noch deutlicher Bedarf an weiteren Forschungsaktivitäten. Dies beinhaltet einerseits die Nachbildung dieser Schichten in numerischen Modellen (Parameter, Eigenschaften bezüglich Verformung und Widerstandskraft), auf der anderen Seite auch das Entwickeln von Materialien, die ein geeignetes Nachgiebigkeitsverhalten aufweisen, um unter den hier vorliegenden Lastbedingungen sinnvoll eingesetzt werden zu können.

In weiteren Modell wird eine zusätzliche Ausbauvariation untersucht. Im Rahmen dieses Projektes wurden Baustoffentwicklungen vorgenommen, um einen für ein mögliches Endlager geeigneten Baustoff mit niedrigem pH-Wert herzustellen (siehe Abschnitt 5). Für verschiedene entwickelte Baustoffe wurden die mechanischen Parameter im gesteinsmechanischen Labor ermittelt. Exemplarisch wurde im Rahmen des Projektes nach Abschluss der Baustoffentwicklungen ein Modell mit den im Labor ermittelten Baustofffestigkeiten nachgebildet. Dazu wurde der Baustoff S5 mit einer Festigkeit von ca. 60 MPa nach 28 Tagen ausgewählt. Da diese Festigkeit geringer ist, als die in den meisten Modellen verwendete Baustofffestigkeit, wird hierfür das Modell mit geringerer Kriechfreudigkeit in 750 m sowie in 1000 m Teufe mit Nachgiebigkeitselementen als Untersuchungsbasis gewählt.

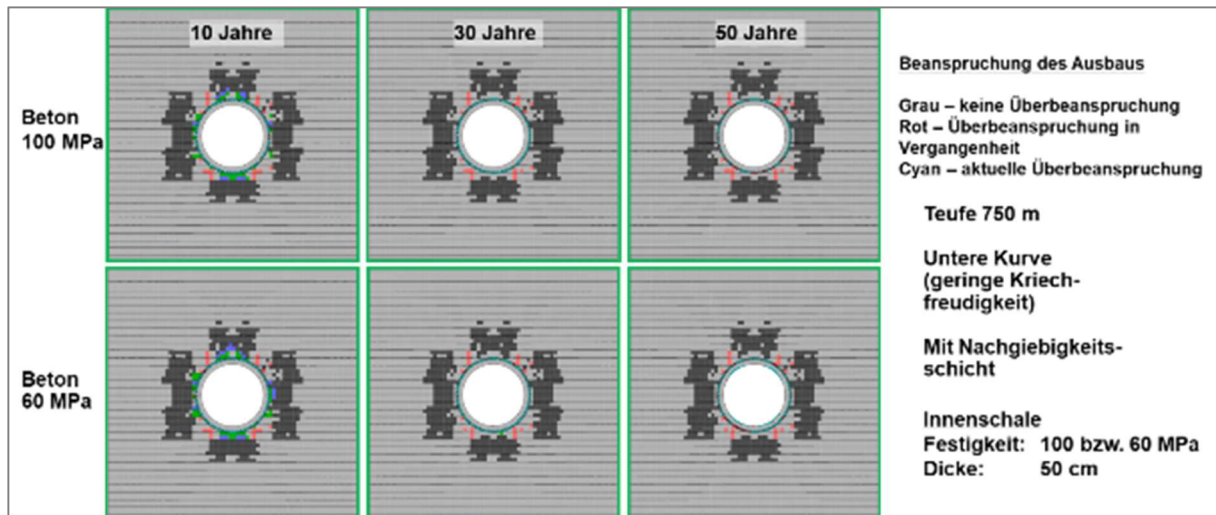


Abbildung 9-30: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für eine Betonfestigkeit von 100 MPa (oben) und 60 MPa (unten) für 750 m Teufe

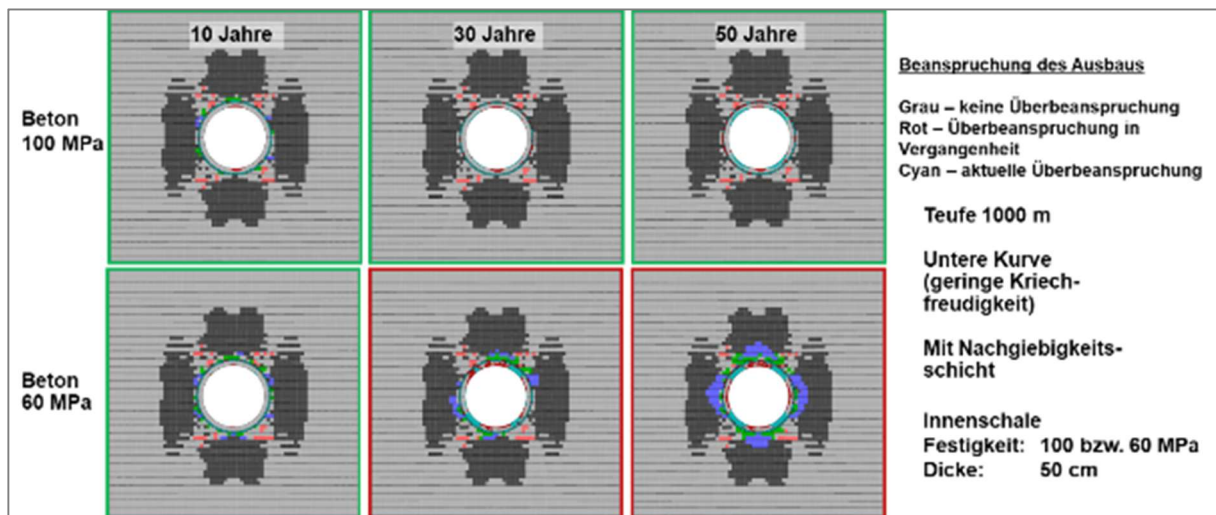


Abbildung 9-31: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für eine Betonfestigkeit von 100 MPa (oben) und 60 MPa (unten) für 1000 m Teufe

9.3 Fazit der Variationsrechnungen

In 750 m Teufe (Abbildung 9-30) zeigt sich, dass für die untersuchten Randbedingungen ein Ausbau mit einer Innenschalendicke von 50 cm und einer 10 cm dicken Nachgiebigkeitsschicht in Kombination mit dem entwickelten Beton mit einer Druckfestigkeit von 60 MPa für die Standzeit von 50 Jahren geeignet ist.

Im Modell in einer Teufe von 1000 m hingegen (Abbildung 9-31) ist der gleiche Ausbau für eine Standzeit von 10 Jahren geeignet. Bei einer Standzeit von 30 Jahren ist er bereits großräumig überbeansprucht. Dies bedeutet, dass hier unter den untersuchten Bedingungen höhere Festigkeiten erforderlich sind.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass an den Ausbau für die Hauptstrecken bei sehr großen Belastungen (mechanisch, Quellen, Kriechen) auch sehr hohe Anforderungen gestellt werden. Es hat sich aber gezeigt, dass es Ausbausysteme gibt, die auch unter diesen hohen Belastungen für eine längere Zeit ihre Standfestigkeit und Gebrauchstauglichkeit beibehalten können. So bieten hochfeste Betone in Kombination mit Nachgiebigkeitsschichten die Möglichkeit, große Belastungen über längere Zeiträume aufzunehmen. Es zeigt sich aber auch, dass es Zustände gibt, bei denen auch diese Systeme an ihre Grenzen kommen. So sind speziell bei ausgeprägtem Kriechverhalten sehr hohe Betonfestigkeiten und Ausbaustärken erforderlich, um die Standsicherheit des Ausbaus über lange Zeiträume gewährleisten zu können.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass das verwendete Kriechstoffgesetz eine gute Nachbildung von Kriechprozessen erlaubt, aber dazu tendiert, diese, speziell bei längeren Standzeiten, etwas überzubewerten. Auch hier zeigt sich weiterer Forschungsbedarf, um dort die Prognosegenauigkeit verbessern zu können.

Abschließend kann aber festgehalten werden, dass aus gebirgsmechanischer Sicht bei der Suche nach einem Endlager im Ton / Tonstein darauf geachtet werden sollte, eine Kombination aus verschiedenen „ungünstigen“ Faktoren zu vermeiden. So erhöhen große und / oder ungleichförmige Gebirgsspannungen die Kriechraten, was sich speziell bei kriechfreudigem Ton sehr ungünstig auswirkt. Dies trifft ebenfalls auf geringfeste oder stark durchtrennte Gesteine zu. In diesem Fall wird empfohlen, die Teufe für ein mögliches Endlager zu begrenzen. Trifft man dagegen festere Tone mit geringerer Kriechfreudigkeit an, sind durchaus Teufen für ein Endlager von 1000 m realisierbar.

Speziell durch Ausbausysteme mit einer Nachgiebigkeit kann es gelingen, Hauptstrecken über einen langen Zeitraum standsicher zu gestalten, ohne dabei extrem hohe Betonfestigkeiten einsetzen zu müssen.

Die Modellrechnungen zeigen bereits die mögliche Vielfalt der Ausbaugestaltung in Abhängigkeit des Verwendungszwecks einer untertägigen Strecke. Für kurzlebige Streckensysteme, die vor allem im direkten Einlagerungsbereich anstehen werden, können deutlich einfacherer Ausbausysteme zur Anwendung kommen. Auch in größeren Teufen sind solche Strecken auf Grund der geringen Nutzungszeit durchaus gut realisierbar. Es wurde aber auch gezeigt, dass

die Pfeilerbreiten dieser Strecken unbedingt aus geomechanischer Sicht betrachtet werden müssen, wenn zu hohe Verformungen oder ein Ausbaufersagen vermieden werden soll. Dabei spielt vor allem das Auffahrregime, die Anzahl der Strecken und damit verbunden die gleichzeitige Offenhaltung mehrerer paralleler Strecken eine sehr bedeutende Rolle. Diese Effekte müssen in einer Endlagerplanung Berücksichtigung finden.

Bei den langlebigen Strecken steigt der Ausbaufersand deutlich an. Vor allem wenn neben einer hohen Teufe auch noch weitere Effekte wie Quellen, Kriechen oder ungleichförmige Spannungszustände hinzukommen, ist ein teilweise sehr hoher Ausbaufersand erforderlich, wenn ein Streckensystem wartungsarm über 50 Jahre betrieben werden soll. Trotzdem bieten sich mehrere Lösungen zur Beherrschung der Strecken auch unter schwierigen Randbedingungen.

Während in oben dargestellten, grundsätzlichen Untersuchungen die Eignung verschiedener Ausbausysteme bei unterschiedlichen Randbedingungen (geotechnisch, betrieblich) analysiert und bewertet wurde, wird im Anschluss ein idealisiertes Beispiel einer Hauptstrecke unter Berücksichtigung definierter Randbedingungen (anisotroper Spannungszustand; anisotropes, kriechfähiges Gebirge; Berücksichtigung von Porendrücken) detaillierter untersucht. Hierbei wurden durch Verwendung eines vollständig gekoppelten, hydromechanischen Modells weitere Aspekte wie mögliche Strömungsprozesse infolge Gebirgsauflockerungen modelliert und deren Einfluß auf das oben erarbeitete Ausbausystem untersucht. Mit dem gewählten Ansatz soll untersucht werden, ob das erarbeitete Ausbausystem auch unter diesen Randbedingungen funktionsfähig ist und inwieweit sich eine mögliche Nachgiebigkeitsschicht auf die Ausbreitung der Auflockerungszone im Gebirge auswirkt.

9.4 Hydro-mechanisch gekoppelte Simulationen einer langlebigen Strecke

9.4.1 Modelltechnische Abbildung des Wirtsgesteins

Eine ausführliche Beschreibung des verwendeten Modells zur Charakterisierung des Verhaltens der Wirtsgesteinsformation ist in Manica (2018) zu finden. Das Modell wurde aufbauend auf der Elasto-Viskoplastizitätstheorie nach Perzyna (1966) und des Plastizitäts-Kriechtrennflächen-Ansatzes nach Chaboche (2008) entwickelt. Darüber hinaus enthält es eine Reihe von Merkmalen, die relevant für die zufriedenstellende Beschreibung von Tonstein sind, wie z.B:

- ein nichtlineares Fließkriterium
- Festigkeits- und Steifigkeitsanisotropie
- eine nicht-assoziierte Plastizität
- Verformungsabhängigkeit
- Spannungserweichung
- nicht-lokale Regularisierung
- Kriechverformungen
- Permeabilitätszunahme bei Schädigung

Das Modell wurde im Finite Element Code Plaxis implementiert und als ein benutzerdefiniertes Modell für die vollständig gekoppelte hydromechanische Analyse verwendet. Details über die hydromechanische Formulierung in Plaxis sind in Brinkgreve et al. (2019) zu finden.

9.4.2 Modelltechnische Abbildung der Hinterfüllung

Das im vorangegangenen Abschnitt entwickelte Ausbaukonzept für langlebige Strecken des Endlagers berücksichtigt die Verwendung eines kompressiblen Mörtels als Hinterfüllung zur Reduzierung der Wechselwirkung zwischen Wirtsgestein und dem Tübbingausbau. Der Mörtel füllt den Spalt zwischen Gebirge und dem Tübbingring und kontrolliert die Belastung die durch das Auflaufen des Gebirges auf die Tübbingge übertragen wird. Die Hinterfüllung erlaubt dem Gebirge sich mehr oder weniger frei zu verformen, sobald die entsprechende Scherfestigkeit des Baustoffes erreicht ist. Die Vorteile eines solchen verformbaren Ausbaussystems werden beispielsweise in Mezger et al. (2018) diskutiert.

Speziell aus dem Tunnelbau ist der Einsatz unterschiedlicher kompressibler Vergussmörtel bzw. Hinterfüllungen bekannt. Für die Anwendung in einem zukünftigen HAW-Endlager im Tonstein wurden bisher keine Festlegungen bezüglich eines speziellen Mörtels getroffen, der Anwendung finden soll. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Materialverhalten der Hinterfüllung durch Labordaten eines von Zghondi et al. (2015) beschriebenen, kompressiblen Mörtels berücksichtigt, siehe Abbildung 2-45. Der dort beschriebene Baustoff entspricht einem kompressiblen Verpressmörtel vom Typ DeCoGrout / Compex, einem Produkt aus der Partnerschaft zwischen Hochtief AG und Schretter & Cie, basierend auf Polystyrolperlen. Der Mörtel verhält sich bis zum Erreichen der Scherfestigkeit elastisch und die auf den Ausbau übertragene Last wird weitgehend kontrolliert. Danach setzt ein Verfestigungsverhalten ein, bei dem das Material bei einer geringen Erhöhung der Last mit sehr großen Verformungen reagiert. Dabei wird das Kompressionspotential der Polystyrolperlen langsam erschöpft. Die Steifigkeit nimmt dann wieder deutlich zu. Der Mörtel wird jedoch im Allgemeinen so ausgelegt, dass diese Zone vermieden wird und daher die zum Auskleidungssystem übertragene Last

kontrolliert wird. Es ist auch wichtig zu beachten, dass der Mörtel eine gewisse Zeitabhängigkeit aufweist, hauptsächlich aufgrund des Hydratationsprozesses des verwendeten Bindemittels. Zur Charakterisierung der Hinterfüllung wurde eine einfache elasto-plastische Beziehung entwickelt und in Plaxis, als benutzerdefiniertes Modell, implementiert. Aufgrund der sehr eingeschränkten Laborcharakterisierung wurden sinnvolle allgemeine Annahmen getroffen:

- eine elasto-plastische Formulierung
- ein Nachgiebigkeitsmechanismus für Belastungspfade mit geringen Spannungsverhältnissen
- eine finite Stärke für deviatorische Belastung
- ein Härtungsgesetz, das den erwarteten Lastübertragungsmechanismus berücksichtigt

Innerhalb der Fließfunktion wurde ein isotropes linear-elastisches Verhalten angenommen und eine Fließfähigkeitsfunktion, ähnlich dem modifizierten Nockentonmodell (MCC), verwendet:

$$f = \left(\frac{q}{pM}\right)^m + m - \frac{p_c(m-1)}{p} - 1 \quad [9-2]$$

- q *deviatorische Spannung*
 p *Hauptspannung*
 M *Winkel der kritischen Zustandslinie in der q-p-Ebene*
 p_c *Vorkonsolidierungsspannung*
 m *Parameter Fließfunktion*

Die MCC-Fließfunktion mit $m = 2$ abgebildet. Der Effekt von m auf die Fließfunktion ist in Abbildung 9-32 dargestellt. Auf der anderen Seite weicht die Härtungsregel von der MCC-Theorie ab. Sie spiegelt das Fließverhalten des kompressiblen Mörtels wieder und ist wie folgt formuliert:

$$\frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} = \begin{cases} K_1 & \text{if } (\epsilon_v^p \leq \epsilon_{thr}) \\ K_1 + K_2 N (\epsilon_v^p - \epsilon_{thr})^{N-1} & \text{if } (\epsilon_v^p \geq \epsilon_{thr}) \end{cases} \quad [9-3]$$

- ϵ_v^p *volumetisch plastische Beanspruchung*
 K_1 *Materialparameter*
 K_2 *Materialparameter*
 N *Materialparameter*
 ϵ_{thr} *Materialparameter*

Für die Bedingung $\epsilon_v^p < \epsilon_{thr}$ tritt nur ein lineares Verhalten auf, wie es auch in der ersten Zone beobachtet wird. Für $\epsilon_v^p > \epsilon_{thr}$ nimmt die Materialsteifigkeit deutlich zu. Im Hinblick auf die plastische Potentialfunktion wird eine assoziierte Regel angenommen, siehe dazu auch Gl. 9-2.

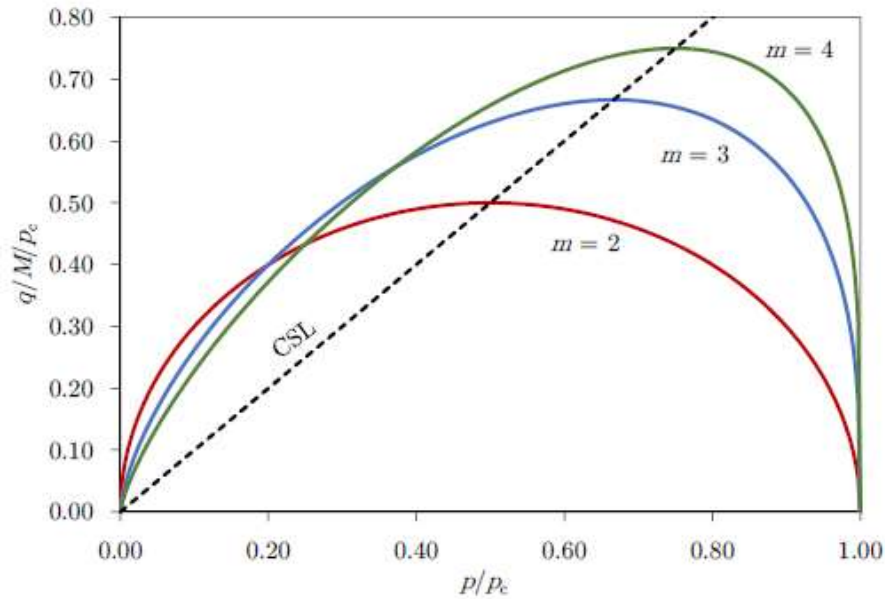


Abbildung 9-32: Einfluss des Parameters m auf die Fließkurve der kompressiblen Hinterfüllung

9.4.3 Modellaufbau

Der betrachtete Grubenbau hat einen kreisförmigen Querschnitt mit einem Innendurchmesser von 7,5 m und liegt in einer Teufe von 800 m. Der Grubenbau ist mit einem Tübbingausbau versehen, dessen relevante Eigenschaften in Tabelle 9-1 zusammengefasst sind. Die Simulation des Tübbingausbaus wurde mit elastischen Balkenelementen, basierend zur Theorie nach Mindlin (1965), durchgeführt. Dies ist eine Vereinfachung, da diese Elemente nicht in der Lage sind, das tatsächliche Verhalten der Tübbingsegmente, wie beispielsweise eine Rotation am Rand der Segmente, zu berücksichtigen. Sie stellen jedoch eine Obergrenze für die mechanischen Kräfte (Normal- und Scherkräfte und Biegemomente) dar, die am Ausbau zu erwarten sind. Die Eigenschaften der angenommenen Balkenelemente in den durchgeführten zweidimensionalen (2D) ebenen Dehnungsanalysen, sind in Tabelle 9-2 zusammengefasst. Die kalibrierten Materialparameter der kompressiblen Hinterfüllung sind in Tabelle 9-3 aufgeführt. Das implementierte Modell berücksichtigt nicht die zeitabhängige Erhärtung der Hinterfüllung. Die aufgeführten Parameter wurden für die 28 Tage-Kurve kalibriert, siehe Abbildung 2-45 in Abschnitt 2.4.3. Es wird davon ausgegangen, dass der Hydratationsprozess weitgehend abgeschlossen ist.

Tabelle 9-1: Materialeigenschaften der Tübbinge

<i>Parameter</i>	<i>Größe</i>	<i>Einheit</i>
<i>Dicke</i>	40	cm
<i>Einaxiale Druckfestigkeit</i>	50	MPa
<i>Elastizitätsmodul</i>	27	GPa
<i>Poissonzahl</i>	0,2	-

Tabelle 9-2: Eigenschaften der angepassten Balkenelemente des Ausbaus

<i>Parameter</i>	<i>Größe</i>	<i>Einheit</i>
<i>Axiale Steifigkeit, EA</i>	14,8E6	kN/m
<i>Biegesteifigkeit, EI</i>	197,3E3	kNm ² /m
<i>Spez. Gewicht, w</i>	9,6	kNm/m
<i>Poissonzahl</i>	0,2	-

Tabelle 9-3: Materialeigenschaften der kompressiblen Hinterfüllung

<i>Parameter</i>	<i>Größe</i>	<i>Einheit</i>
<i>Elastizitätsmodul</i>	150E3	kN/m ²
<i>Poissonzahl</i>	0,3	-
<i>Elastizitätsgrenze</i>	900	kN/m ²
<i>CSL Anstieg</i>	1,63	-
<i>Parameter m</i>	3	-
<i>Parameter K₁</i>	1850	kN/m ²
<i>Parameter K₂</i>	500E3	kN/m ²
<i>Parameter N</i>	3	-
<i>Parameter ϵ_{thr}</i>	0,4	-

Für die Bestimmung des ursprünglichen Spannungszustandes wurden folgende Annahmen getroffen:

- stratigraphische Bedingungen am generischen Standort Modell NORD
- Koeffizienten des lateralen Erddrucks in Ruhe $K_0 = 0,5$
- Biotkoeffizient $B = 0,6$
- Grundwasserspiegel an der Geländeoberkante und hydrostatische Bedingungen

Wie bereits erläutert liegen zu den Spannungsverhältnissen lokal unterschiedliche Untersuchungsergebnisse vor. Die für die vorliegenden Simulationen verwendeten Parameter orientieren sich, auch durch Mangel an Befunden zu einem konkreten Standort in Deutschland, an den Gebirgskennwerten, wie sie für das URL Bure (Frankreich) ermittelt und u.a. in Manica (2018) für den COx-Tonstein festgelegt wurden. Der Datensatz basiert auf der Grundlage experimenteller Nachweise.

In die Simulation wurde nicht der gesamte stratigraphische Aufbau einbezogen. Ausgehend vom Mittelpunkt der Strecke wurden nur 100 m in der Aufwärts- und Abwärtsrichtung abgebildet. Der Modellbereich ist damit 200 m hoch und 100 m breit, siehe Abbildung 9-33. Aufgrund der Symmetrie wurde nur eine Hälfte der Strecke simuliert. Dieses betrachtete Gebiet liegt innerhalb des Hauteriviums. Die Formation wird dabei in drei Teile unterteilt, wobei eins, zwei, und drei der oberen Modellgrenze, der Tunnelachse und der unteren Modellgrenze entsprechen. Das Netz ist um die Auffahrung herum, wo wesentliche plastische Prozesse stattfinden, hochgradig vernetzt. Dies ist erforderlich, um die nicht-lokale Zustandsvariable korrekt zu berechnen und um objektiv lokalisierte Deformationen zu simulieren. Weitere Einzelheiten dazu sind in Manica et al. (2018) zu finden.

Der ermittelte Anfangsspannungszustand bildet die Startbedingung für das numerische Modell. Null horizontale Verschiebungen wurden bei der seitlichen Begrenzung, der Symmetrieachse, festgelegt. Null vertikale Verschiebungen wurden ebenfalls an der unteren Grenze vorgeschrieben. An der oberen und rechten Modellgrenze, wurden die entsprechenden Gesamtspannungen aufgebracht. Der entsprechende Flüssigkeitsdruck, gemäß dem angenommenen hydrostatischen Zustand, wurde als Anfangszustand in der Domäne und als Randbedingung an der oberen, unteren und rechten Grenze angebracht. An der Symmetrieachse werden keine Fluidbewegungen zugelassen.

Ein schrittweiser Ausbruch während der Auffahrung wurde nicht berücksichtigt. Stattdessen wurden die entsprechenden Radialspannungen an der Kontur angelegt. Damit wurde stets ein Gleichgewicht mit dem angenommenen Anfangsspannungszustand gewährleistet. Die Kontur wurde in 40 Liniensegmente diskretisiert und in jedem von ihnen wurden Radialspannungen vorgeschrieben. Um den lithostatischen Spannungsgradienten an den einzelnen Segmenten richtig abzubilden, wurde jedem Segment eine linear ansteigende gleichförmige Spannung zugewiesen. Die entsprechenden Spannungskomponenten werden wie folgt berechnet:

$$\sigma_x(\text{depth}) = \sigma_h(\text{depth}) \cos\delta \quad [9-4]$$

$$\sigma_y(\text{depth}) = \sigma_v(\text{depth}) \sin\delta \quad [9-5]$$

- σ_x *horizontal Komponente der Radialspannung*
- σ_y *vertikal Komponente der Radialspannung*
- σ_h *horizontal Spannung, total*
- σ_v *vertikal Spannung, total*
- δ *Winkel am entsprechenden Punkt an der Streckenkantur*

Es ist wichtig hervorzuheben, dass Gl. 9-4 und Gl. 9-5 nur gültig sind, weil angenommen wird, dass die anfängliche vertikale und horizontale Spannung bzw. die Anfangsschubspannung für das angenommene Koordinatensystem Null ist.

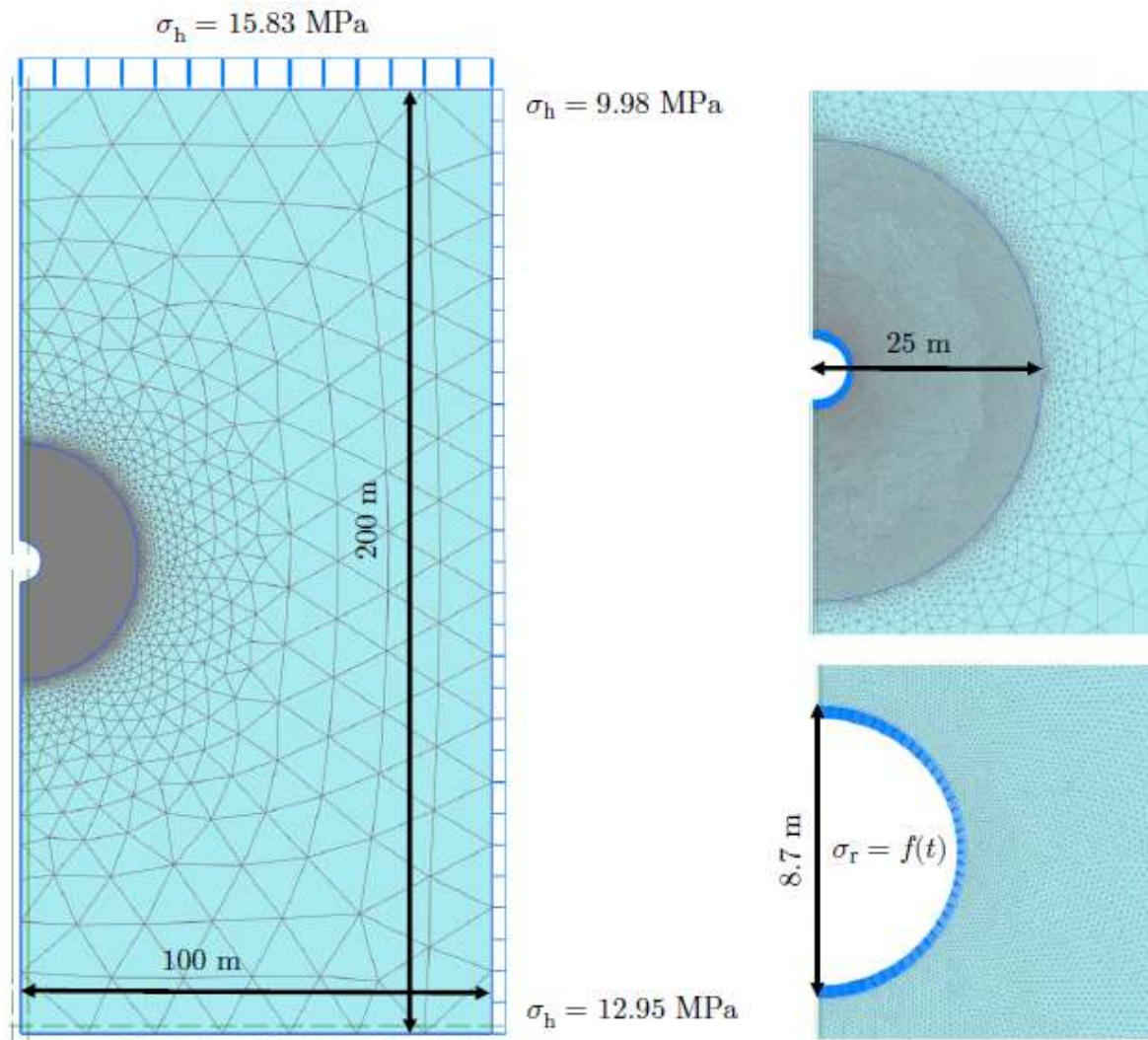


Abbildung 9-33: Geometrie, Netz und Randbedingungen des Modells

Nach der Erstellung wurde das Modell zunächst auf die Kompatibilität zwischen dem Anfangszustand und den Randbedingungen überprüft. Abbildung 9-34 zeigt zum Beispiel die anfängliche Gesamtsumme der totalen Vertikalspannungen. In der Nähe der Kontur treten keine Änderungen des Spannungsfeldes auf. Die Anfangs- und Randbedingungen sind somit im Gleichgewicht. Abbildung 9-35 zeigt den Spannungszustand entlang eines vertikalen Schnitts durch das Modell im Vergleich mit dem Primärspannungszustand. Der angenommene Anfangsspannungszustand wird in der numerischen Simulation angemessen abgebildet.

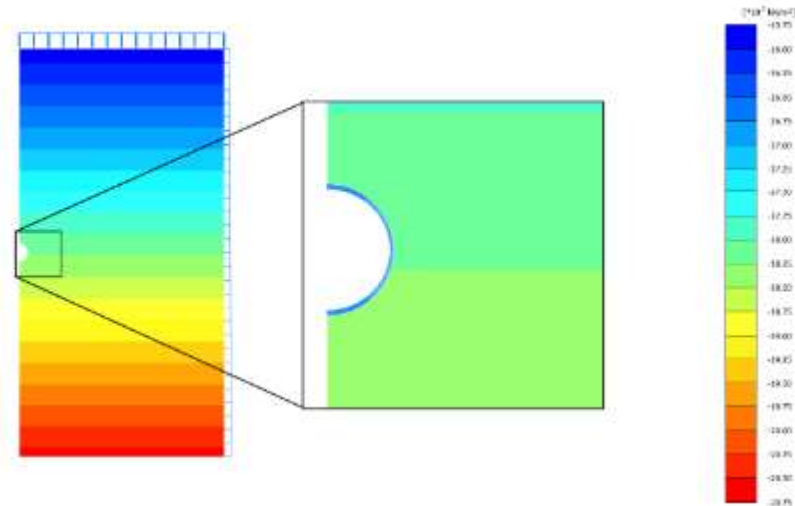


Abbildung 9-34: Verteilung der totalen Vertikalspannungen zu Beginn der Simulation

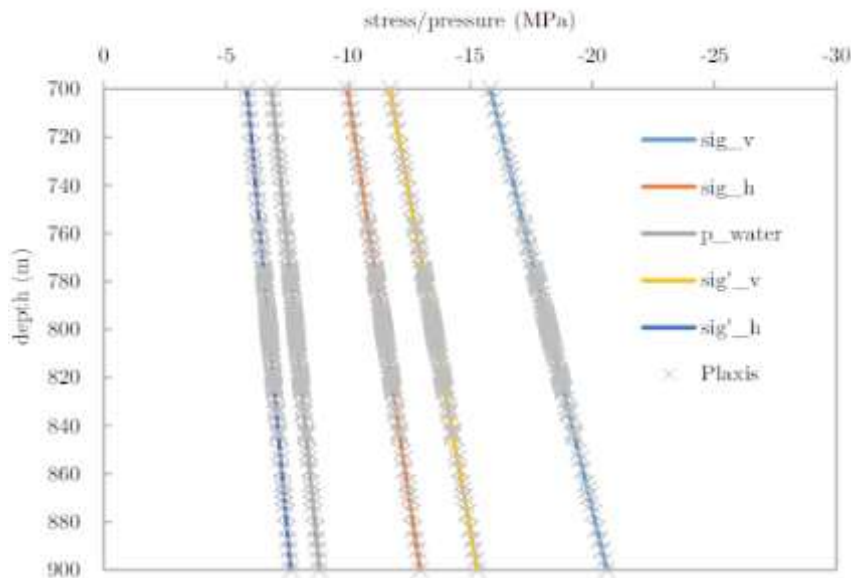


Abbildung 9-35: Initialer Spannungszustand im Modell (graue Kreuze) und entsprechend der Vorgaben aus Tabelle 9-4 (Linien)

Um den Streckenvortrieb zu simulieren, wurden die Radialspannungen als Funktion des Abstandes zur Ortsbrust allmählich reduziert. Auf diese Weise wird der dreidimensionale Ausbruch berücksichtigt. Die für die Reduzierung der Radialspannungen verwendete Funktion wurde von Seyed et al. (2017) übernommen. Das Spannungsentlastungsverhältnis wird als das Verhältnis zwischen der aktuellen Radialspannung an der Kontur und dem Wert im Gleichgewicht mit dem Anfangsspannungszustand angewandt. Das Verhältnis zwischen horizontalen und vertikalen Spannungen wird während der Entlastung beibehalten. Die verwendete Funktion wurde aus In-situ-Untersuchungen im URL Bure (Frankreich) bestimmt. Der dort anstehende COx Tonstein ist in seinem Materialverhalten dem Unterkreideton des generischen Standortmodells NORD sehr ähnlich. Die in den Analysen verwendete tatsächliche stückweise Annäherung ist ebenfalls in Abbildung 9-36 dargestellt. Jedes Inkrement entspricht einer gegebenen Vortriebsphase in den numerischen Simulationen. Bei der Kurve von Seyed et al.

(2017), werden die Spannungen nicht auf Null reduziert, und der Restwert entspricht dem Stützdruck des Ausbausystems. Für die durchgeführten Modellrechnungen wurde dies zunächst vernachlässigt und die Radialspannungen auf Null reduziert.

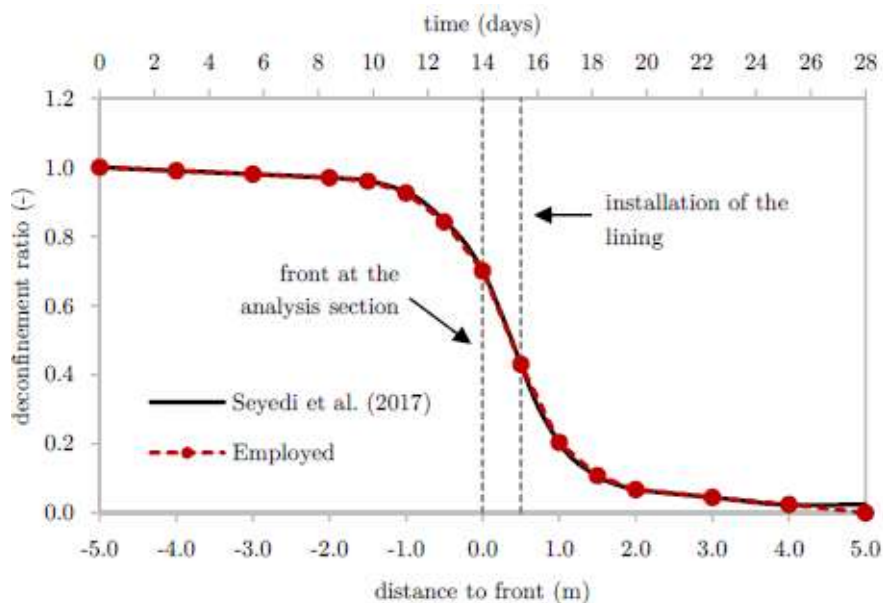


Abbildung 9-36: Berücksichtigte Spannungsentlastungskurve und Diskretisierung (Seyedi et al., 2017)

In einem ersten Simulationsmodell wurde das Verhalten ohne Streckenausbau untersucht. Diese Simulation diente der Untersuchung des elastischen Verhaltens des Wirtsgesteins und der Verifizierung des simulierten Auffahrungsprozesses inklusive der Reduzierung der Radialspannungen während des Ausbruchs. Abbildung 9-37 zeigt die radiale Gesamtspannung (normiert auf den Anfangswert) an einem Gauss-Punkt im Wirtsgestein, der der Streckenkontur am nächsten liegt. Abbildung 9-37 zeigt auch die Spannungsentlastungskurve. Die Simulationsergebnisse bestätigen die korrekte Beziehung zwischen den unterschiedlichen Randbedingungen an der Kontur. Als hydraulische Randbedingung wurden an der Streckenkontur und während der Auffahrung keine Fluidbewegungen zugelassen. Nach der Auffahrung wurde der Porenwasserdruck an der Kontur gleich Null gesetzt.

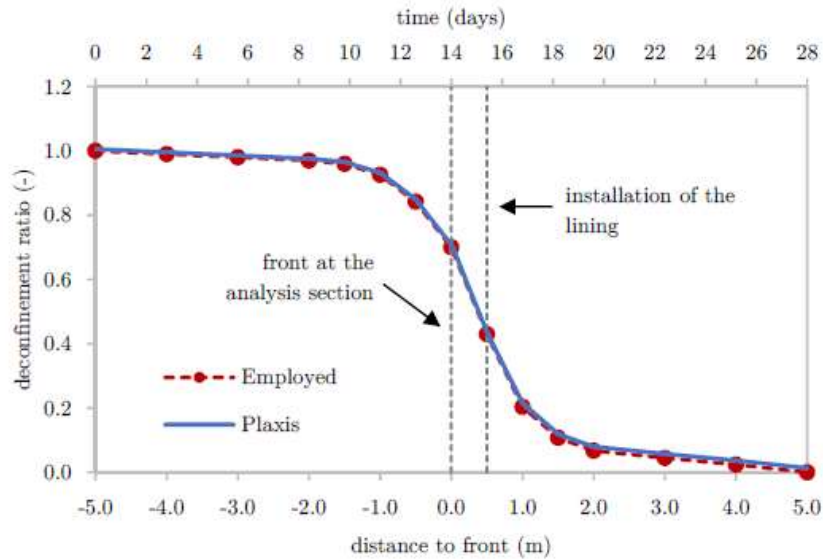


Abbildung 9-37: Angewendete Spannungsentlastungskurve im Vergleich zu den Simulationsergebnissen, angepasst nach (Seyedi et al., 2017)

In einem zweiten Modell wird der Ausbau berücksichtigt. Der Einbau der Tübbinge erfolgt, wenn die Auffahrung 0,5 m vor dem abgebildeten 2D-Schnitt steht. Dies entspricht Punkt Nr. 9 in der Simulation, vgl. Abbildung 9-37. Sowohl die Cluster des kompressiblen Mörtels als auch das Balkenelement, das die Tübbinge darstellt, werden dann aktiviert. Diese Konfiguration ist im Detail in Abbildung 9-38 dargestellt. Für die kompressible Hinterfüllung wurde eine Schichtdicke von 0,2 m berücksichtigt. Da die Tübbingschale nur als Balkenelement dargestellt wird, wird auch die Dicke von 0,4 m nur in den Eigenschaften des Balkens berücksichtigt, nicht aber vollständig abgebildet. Auch mit der Aktivierung des Ausbausystems werden die Radialspannungen an der Grenze des Wirtsgesteins immer noch kontrolliert. Zur angenommenen Zeit des Einbaus bestehen immer noch 40% der Spannungen. Wenn die verbleibenden Radialspannungen reduziert werden, wird die Verformung des Wirtsgesteins den kompressiblen Mörtel zusammendrücken und später die Tübbingsegmente bzw. den Balken belasten. Das Lastabtragsverhalten zwischen dem Wirtsgestein und dem Ausbau, wird durch das Verhalten der kompressiblen Hinterfüllung moderiert.

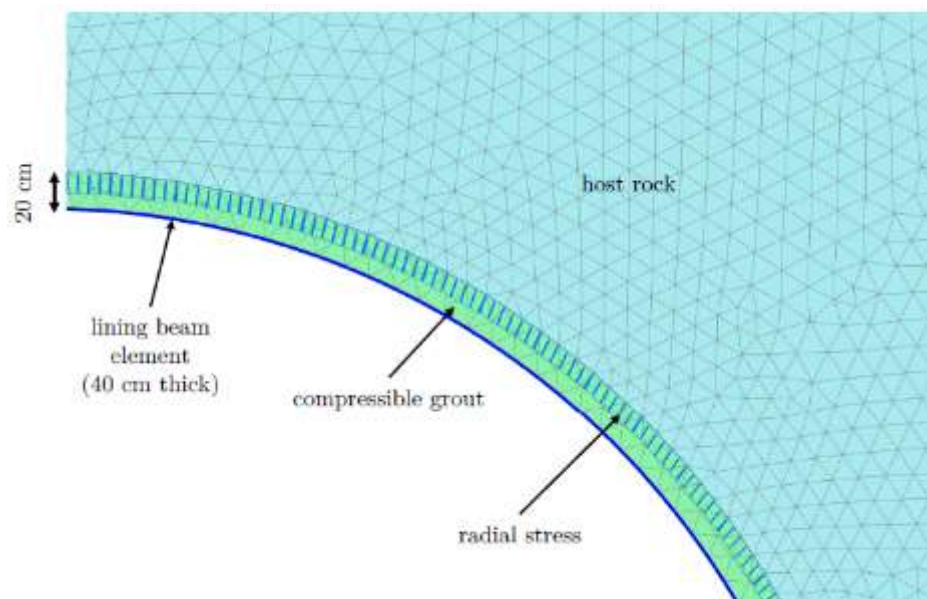


Abbildung 9-38: Detailansicht des Ausbausystems im Modell

Die für das Wirtsgestein verwendeten Parameter sind in Tabelle 9-4 aufgeführt. Abweichend zu Manica (2018) wurde eine größere Permeabilität im vollgesättigten Zustand angenommen und dieser Parameter wurde als isotrop angenommen. Da während der gesamten Simulationen gesättigte Bedingungen angenommen wurden, wurden die Parameter für die Retentionskurve (Wasserspannungskurve) und die relative Permeabilität nicht verwendet.

Tabelle 9-4: Verwendete Parameter zur Beschreibung des Wirtsgesteins, nach Manica (2018), geänderte Werte in blau

Parameter	Value	Parameter	Value
Elastic (transverse-isotropy)		Strength anisotropy	
Young's modulus parallel to the isotropic plane, E_1 : MPa	8000	Parameter for the variation of cohesion with the loading direction, Ω_{90} : dimensionless	1.3
Young's modulus normal to the isotropic plane, E_2 : MPa	4000	Parameter for the variation of cohesion with the loading direction, Ω_m : dimensionless	0.819
Poisson's ratio for the lateral strain due to loading parallel to the isotropic plane, ν_1 : dimensionless	0.25	Parameter for the variation of cohesion with the loading direction, δ_m : deg	49.7
Poisson's ratio for the lateral strain due to loading normal to the isotropic plane, ν_2 : dimensionless	0.30	Parameter for the variation of cohesion with the loading direction, n : dimensionless	0.1
Shear modulus in planes normal to the isotropic plane, G_2 : MPa	2010	Creep	
Strength		Parameter in the creep law, γ : MPa ⁻¹ day ⁻¹	7.4E-7
Asymptotic peak friction angle, ϕ_{peak}^* : deg	20	Parameter in the creep law, μ : dimensionless	0.3
Residual friction angle, ϕ_{res}^* : deg	16	Parameter in the creep law, m : dimensionless	50
Asymptotic peak cohesion, c_{0peak}^* : MPa	4	Threshold for creep activation, ϵ_{thr} : dimensionless	5E-3
Isotropic peak tensile strength, p_{t0peak} : MPa	1.5	Hydraulic	
Post-rupture ratio, r_{post} : dimensionless	0.3	Intact horizontal intrinsic permeability, k_{0h} : m ²	6.0E-19
Post-rupture softening rate, b_{post} : dimensionless	160	Permeability anisotropy ratio, k_{0h}/k_{0v} : dimensionless	1.0
Residual softening rate, b_{res} : dimensionless	2	Parameter for the increase of permeability with damage, β : dimensionless	4.0E7
Plastic potential		Parameter in the retention curve, λ : dimensionless	n/a
Non-associativity constant, ω : dimensionless	0.05	Parameter in the retention curve, P : MPa	n/a
Visco-plasticity		Biot's coefficient, B : dimensionless	0.6
Order of Perzyna's formulation, N : dimensionless	2	Nonlocal regularisation	
Viscosity parameter, η : MPa day	1.5	Length scale parameter, l_s : m	0.15

Von den Simulationsergebnissen werden Informationen über die Entwicklung der Auflockerungszone, Schnittgrößen im Ausbau, Verformungen der Strecke und die Spannungs- und Verschiebungszustände des umgebenden Gesteins über die betrachtete Lebensdauer von 50 Jahren erwartet. Nach Manica et al. (2018) sind Scherflächen ein hervorragendes Mittel, um die lokalisierten Deformationen zu beobachten. Sie werden zur Beurteilung der Entwicklung der Auflockerungszone herangezogen. Sie werden hier definiert als:

$$\epsilon_S = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_3}{2} \quad [9-6]$$

ϵ_1 größte Hauptspannung
 ϵ_3 kleinste Hauptspannung

Die Verformung der Strecke wird über die horizontale und vertikale Konvergenz bewertet. Darüber hinaus wird die Verteilung der Schnittgrößen (Normalkräfte, Scherkräfte und Biegemomente) entlang des Ausbaus zu verschiedenen Zeiten analysiert. Bezüglich der Spannungs- und Verschiebungszustände im Wirtsgestein, werden entlang der Kontur und ins Gebirge hinein verschiedene Variablen zu verschiedenen Zeiten dargestellt. Dazu wurden unterschiedliche Beobachtungspunkte definiert, siehe Abbildung 9-39. In der Bezeichnung der Beobachtungspunkte entspricht der erste Buchstabe der Richtung der Punktanordnung (horizontal oder vertikal), die Zahl entspricht dem radialen Abstand zur Streckenachse und das Vorzeichen zeigt die Richtung an. Nach rechts und nach oben entspricht einem positiven Vorzeichen. Drei zusätzliche Beobachtungspunkte werden auch innerhalb der kompressiblen Hinterfüllung erstellt. Zusätzlich wird eine Vorzeichenkonvention eingeführt, wonach Zugspannungen und expansive Verformungen positiv sind. Hinsichtlich der Verschiebungen werden Rechts- und Aufwärtsrichtungen positiv gesetzt.

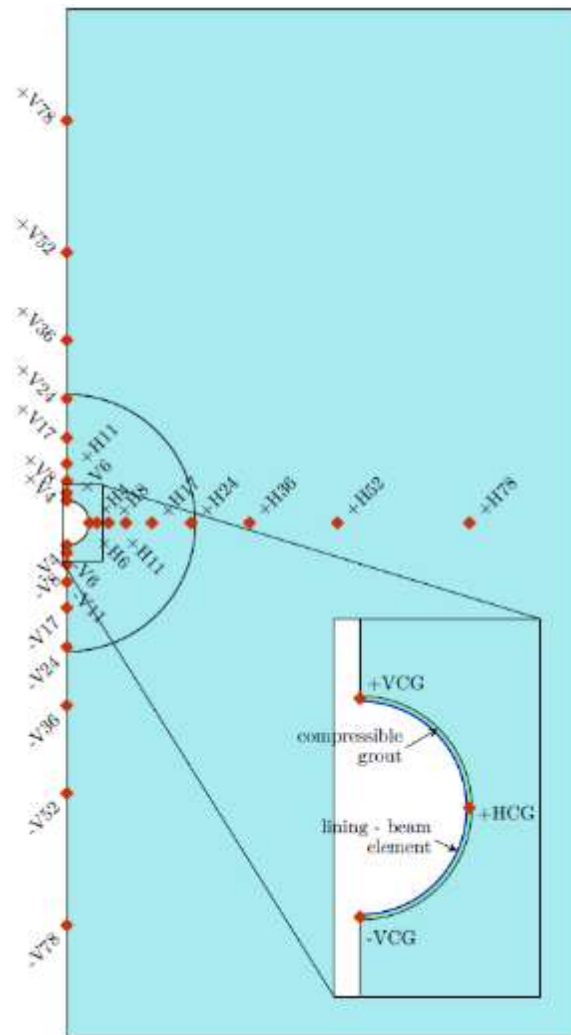


Abbildung 9-39: Beobachtungspunkte im Wirtsgestein und der kompressiblen Hinterfüllung

9.4.4 Simulationsergebnisse für die unausgebaute Strecke

Eine erste Analyse wurde ohne Berücksichtigung des Ausbaus durchgeführt. Dies diente als Maßstab für die Beurteilung in den übrigen Analysen. Die Simulation konnte nicht über den geplanten Beobachtungszeitraum von 50 Jahren durchgeführt werden. Die Simulation endet nach ca. 32 Jahren. Die Ursache bilden numerische Probleme, da sich ein Scherband außerhalb der fein vernetzten Zone fortpflanzte. Eine feiner vernetzte Zone ist erforderlich, um die nicht-lokale Zustandsvariable korrekt zu berechnen und lokalisierte Deformationen objektiv zu simulieren. Der gewählte Längenskalenparameter l_s steuert die Breite der Wichtungsfunktion für die Berechnung der nicht-lokalen Zustandsvariablen. Wenn dieser Parameter in Bezug auf die Größe der finiten Elemente zu groß ist, gibt es nur wenige Gauß-Punkte innerhalb der Gewichtungsfunktion, was zu einer schlechten Leistung des nicht-lokalen Ansatzes führt. Da die besondere Form der verwendeten Wichtungsfunktion den tatsächlichen Punkt, der für die Berechnung der nicht-lokalen Zustandsvariablen in Betracht gezogen wird, nicht berücksichtigt, steigt außerdem, abgesehen von der schlechten Leistung, ein Fehler an, wenn die Elemente zu groß werden und keine weiteren Gaußpunkte innerhalb des Wechselwirkungsradius vorliegen. Aus diesen Gründen müssen die während der Simulation entwickelten Scherbänder innerhalb der verfeinerten Zone bleiben. Im Umkehrschluss muss die verfeinerte Zone groß

genug sein, um der resultierenden Entwicklung der Scherbänder Rechnung zu tragen. In einer ersten Rechnung wurde die fein vernetzte Zone mit einem Radius von 30 m abgebildet. Die Scherbänder erreichten dort schon nach ca. 6 Jahren den Übergang und provozierten so einen Abbruch der Simulation. In einer zweiten Berechnung wurde der Radius auf 45 m ausgedehnt, siehe Abbildung 9-40.

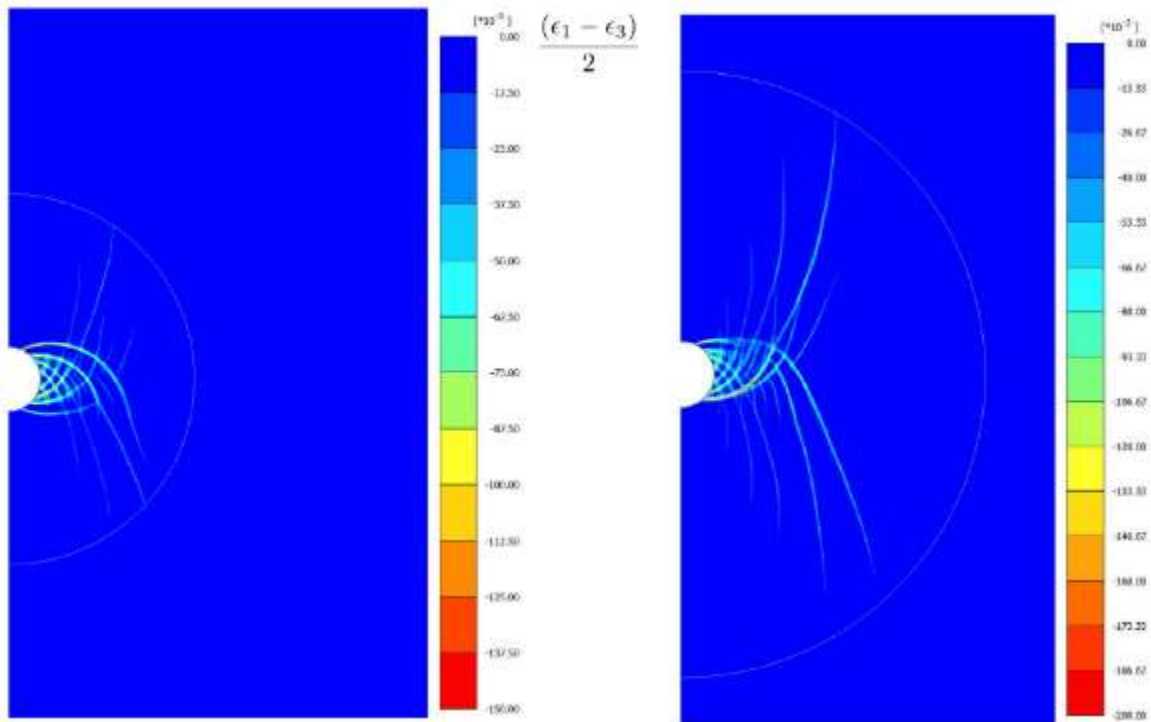


Abbildung 9-40: Auswirkungen der Modellvernetzung auf die Simulation, links: Scherbänder bei einer feinen Vernetzung mit einem Radius von 30 m (Simulationsdauer 6,2 Jahre), rechts: Scherbänder bei einer feinen Vernetzung mit einem Radius von 45 m (Simulationsdauer 32 Jahre)

Abbildung 9-41 vergleicht die vertikalen und horizontalen Verschiebungen beider Modelle. In beiden Fällen ist das Verschiebungsfeld nicht isotrop. Die horizontale Konvergenz ist ca. 2,2-mal größer als die vertikale. Am Ende der Simulation (32 Jahre) wurde ein Maximalwert von ca. 60 cm erreicht. Scherbänder bilden sich um die Auffahrung und erstrecken sich hauptsächlich in horizontaler Richtung in das Wirtsgestein hinein. Das lokalisierte Deformationsmuster ist zu einem gewissen Grad ähnlich zu dem in Manica (2018) erhaltenen Muster für eine Strecke parallel zur größten horizontalen Spannung im URL Bure. Einige der Scherbänder krümmen sich jedoch sehr stark und wachsen auch vertikal weiter.

Wie in Manica (2018) erläutert, dehnt sich die Auflockerungszone in horizontaler Richtung weiter aus. Für eine Strecke mit einem nahezu isotropen Spannungszustand in der Ebene senkrecht zur Streckenachse, steht dies in engem Zusammenhang mit der Festigkeitsanisotropie des Wirtsgesteins. Allerdings tritt hier mit einem angenommenen anisotropen Anfangsspannungszustand $K_0 = 0,5$ eine etwas differenziertere Situation auf. Darüber hinaus ist die angenommene Tiefe der Strecke erheblich größer als im Vergleich zum URL Bure. Die Differenzen im Lokalisationsmuster der Scherbänder sind trotz der Verwendung eines recht ähnlichen Satzes von Parametern dem veränderten initialen Spannungszustand zuzuschreiben.

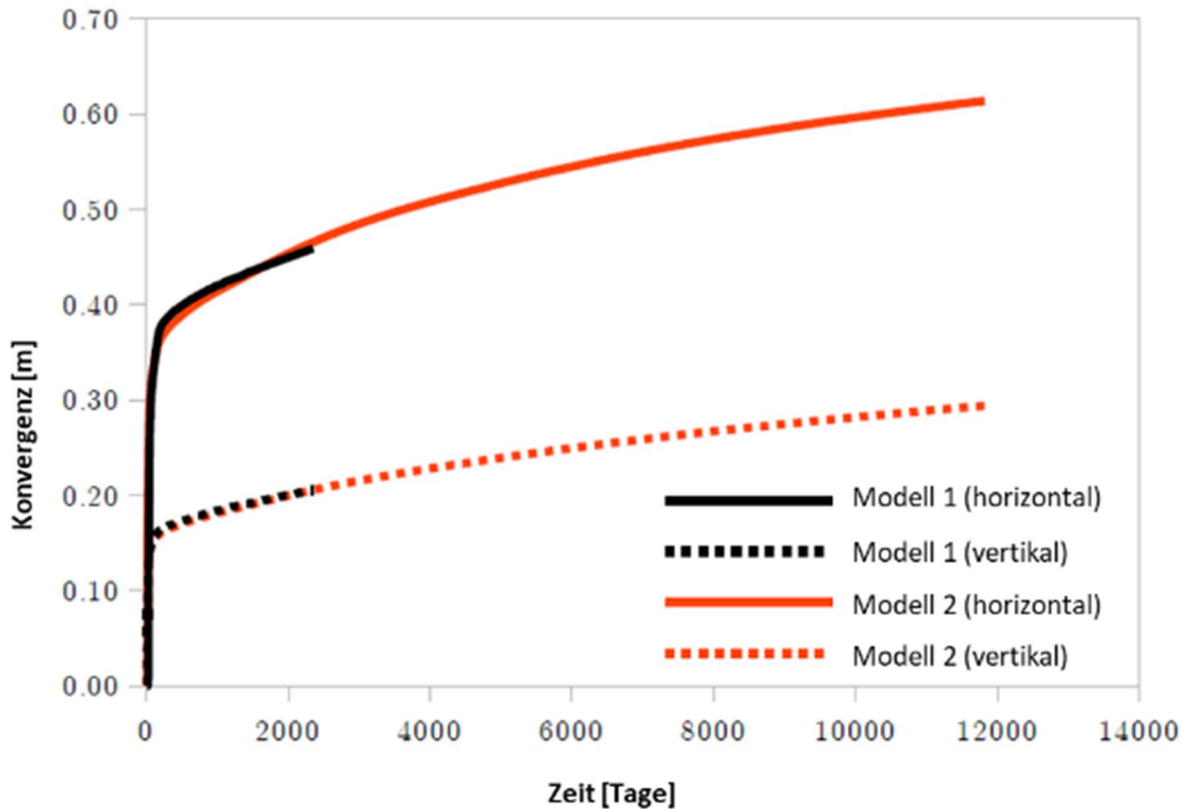


Abbildung 9-41: Horizontale und vertikale Konvergenzen über die Zeit und im Vergleich beider Modelle

Die Entwicklung der Auflockerungszone ist in Abbildung 9-42 dargestellt. Erhebliches Wachstum der Scherbänder wird ab dem Ende der Auffahrung und bis $t = 550$ Tage beobachtet. Leider wurden keine weiteren Schritte zwischen beiden Zeitpunkten festgelegt. Es scheint, dass das beträchtliche Wachstum der Auflockerungszone mit den Verformungen, die bis zu etwa 200 Tagen auftreten, einhergeht, siehe Abbildung 9-41. Diese Verformungen stehen in direktem Zusammenhang mit dem Auffahrungsprozess. Aufgrund der Kriecheigenschaften des Wirtsgesteins wachsen die Scherbänder nach $t = 550$ Tage zwar weiter, allerdings mit einer viel geringeren Rate. Das Verhalten wird über die weitere Entwicklung hauptsächlich durch die Kriechverformung gesteuert. Dennoch ist es wichtig zu erwähnen, dass die erreichte Entwicklung der Auflockerungszone, aufgrund von Kriechverformungen, keinen definitiven Beweis für dieses Phänomen darstellt. Beispielsweise ist die Fähigkeit zur Selbstheilung, die nach Zhang (2011) und Zhang (2013) bei dieser Art von Gestein zu erwarten ist, nicht in die Simulation mit einbezogen. Selbstheilungseffekte stellen konkurrierende Phänomene dar, die das Wachstum der Scherbänder verhindern oder vermindern. Darüber hinaus besteht eine beträchtliche Unsicherheit hinsichtlich des langfristigen Verhaltens dieser Materialien und daher sollten die Ergebnisse bzw. die absoluten Werte mit Vorsicht interpretiert werden.

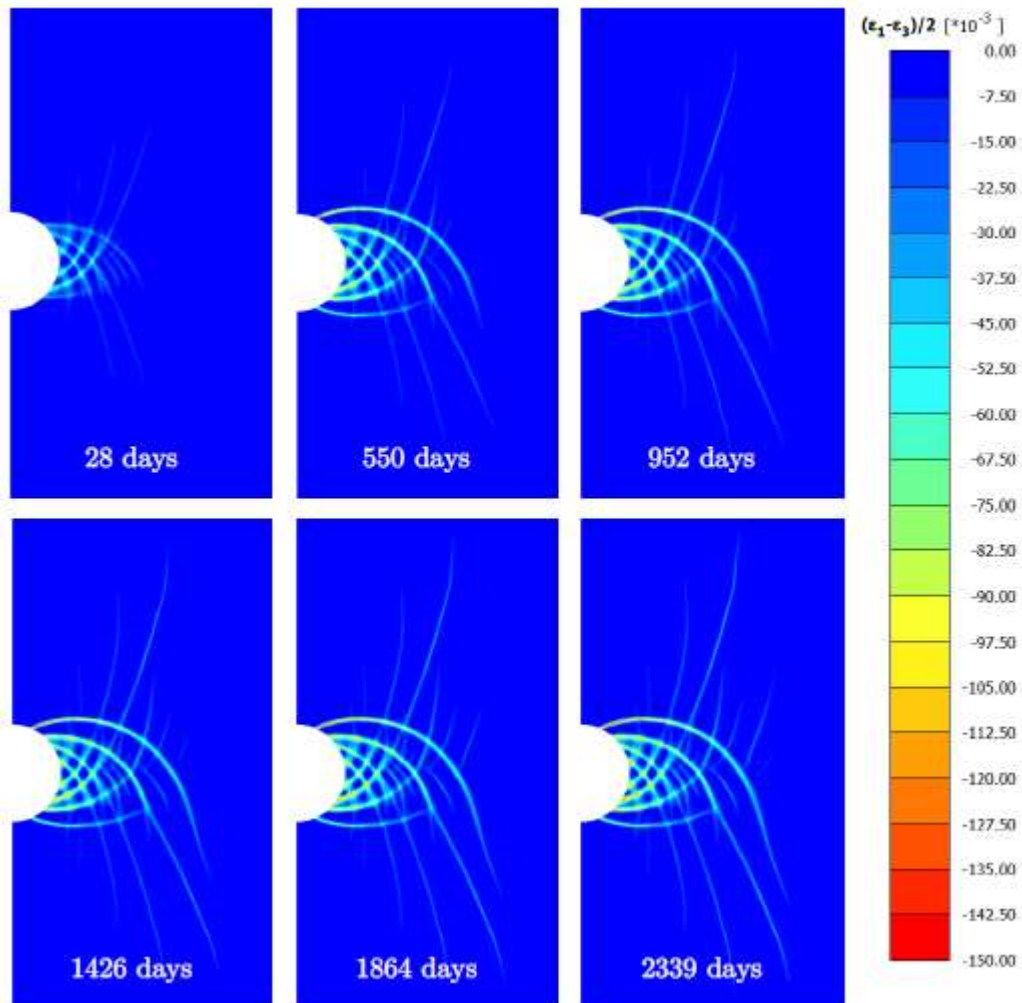


Abbildung 9-42: Entwicklung der Auflockerungszone für den Rechenfall der unausgebauten Strecke

Die horizontalen Verschiebungen innerhalb des Gebirges sind in Abbildung 9-43 dargestellt. Nur die ersten vier Beobachtungspunkte, die am nächsten zur Streckenkontur liegen, erfahren erhebliche Verformungen. Dies begründet sich aus ihrer Lage in Bezug auf die Auflockerungszone, siehe auch Abbildung 9-45. Die vier Beobachtungspunkte befinden sich innerhalb der Auflockerungszone. Dort finden auch die Nahfelddeformationen um die Strecke statt. Die Verschiebungen in vertikaler Richtung sind in Abbildung 9-45 dargestellt. Punkte die nicht direkt innerhalb der Auflockerungszone liegen, zeigen kleinere Verschiebungen, die auch allmählich mit der Entfernung abnehmen. Es ist jedoch wichtig zu beachten, dass vertikale Verschiebungen im Firstbereich größer sind als an der Sohle. Letzteres könnte mit den Spannungsgradienten zusammenhängen und ist bis zu einem gewissen Grad mit der asymmetrischen Randbedingung in der oberen und unteren Grenze zu begründen.

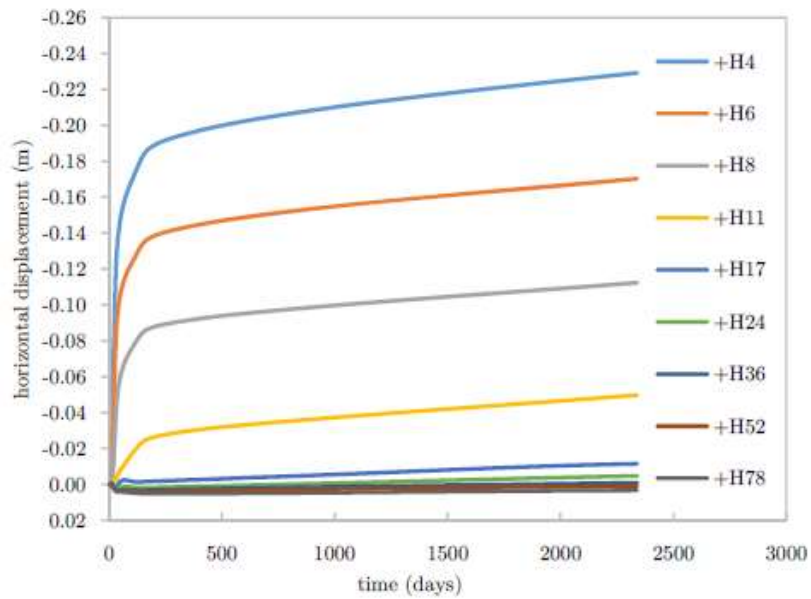


Abbildung 9-43: Horizontale Verschiebungen an den Beobachtungspunkten im Gebirge

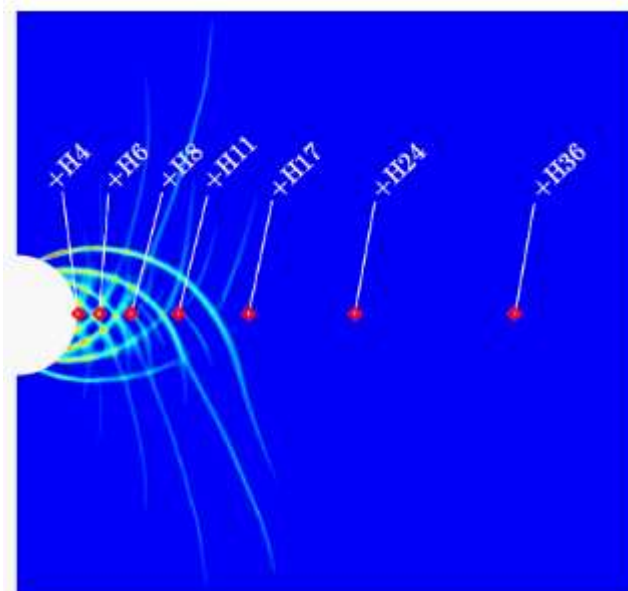


Abbildung 9-44: Lage der Beobachtungspunkte in der Horizontalen im Vergleich zu den Scherbändern und der Auflockerungszone

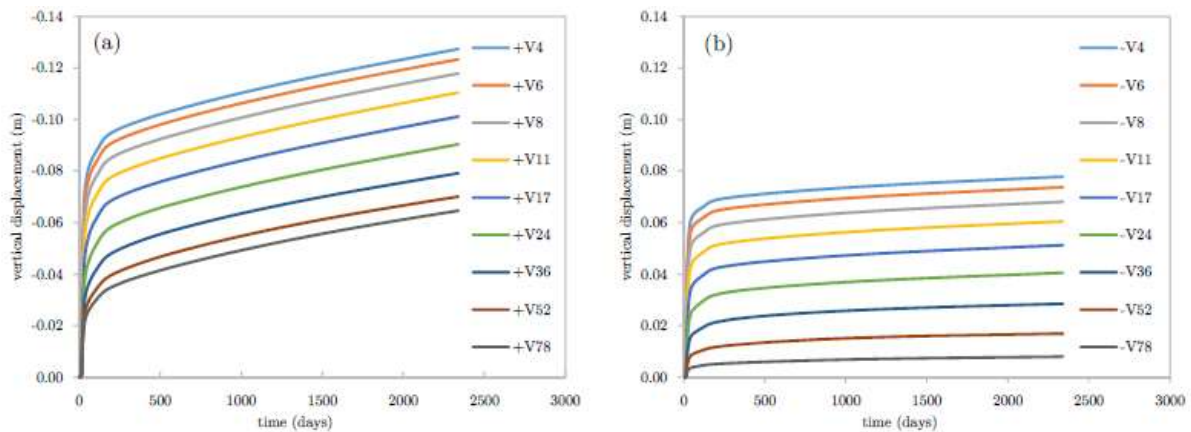


Abbildung 9-45: Vertikalverschiebungen im Firstbereich (links) und der Sohle (rechts)

Die Relevanz der Auflockerungszone für das daraus resultierende Verschiebungsfeld wird durch die Abbildung 9-46 bis Abbildung 9-48 weiter untermauert. Abbildung 9-46 zeigt das resultierende verformte Netz (12 Mal überhöht) am Ende der Simulation. Wie von Manica (2018) gezeigt, ist die Verschiebung in diesen Tonsteinen nicht hauptsächlich durch die Gebirgsmasse kontrolliert, sondern durch die sich bildenden Scherbänder bzw. lokale Verformungen. Die Bereiche die von den Scherbändern eingeschlossen sind, neigen dazu, sich als starre Blöcke zu bewegen. Tatsächlich könnte die numerische Instabilität der Simulation auf einen dieser Blöcke zurückzuführen sein. Abbildung 9-47 zeigt die zeitliche Entwicklung der horizontalen Verschiebungen als Funktion des Abstands zur Kontur. Es ist offensichtlich, dass nur die Zonen innerhalb der Auflockerungszone erhebliche Verformungen erfahren. Auf der anderen Seite ist in vertikaler Richtung (Abbildung 9-48) eine allmähliche Abnahme der Verformungen mit zunehmendem Abstand zur Kontur zu beobachten. Hier treten keine Scherbänder auf.



Abbildung 9-46: Verschiebungen im Netz mit 12-facher Überhöhung

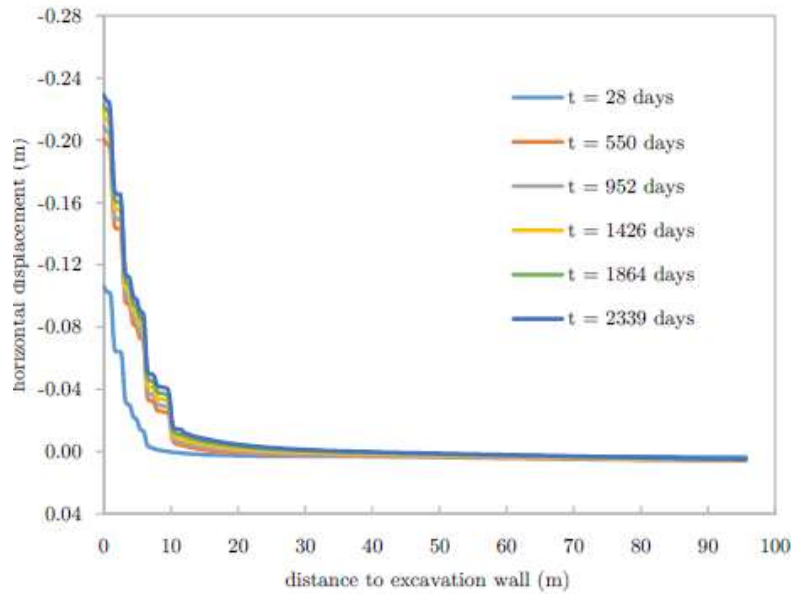


Abbildung 9-47: Horizontale Verschiebungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten und als Funktion des Abstandes zur Kontur

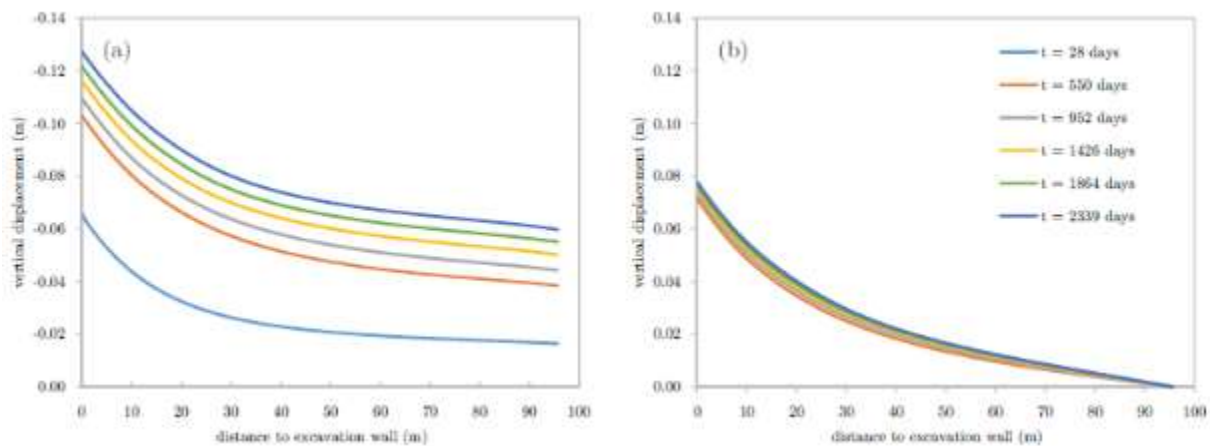


Abbildung 9-48: Vertikale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur, links Firstbereich, rechts Sohle

Die Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten in horizontaler Richtung ist in Abbildung 9-49 dargestellt. Wenn sich die Auffahrung dem Analyseabschnitt nähert, zeigen alle Beobachtungspunkte einen Anstieg des Drucks. Das Maximum tritt bei +H11, mit einem Anstieg von etwa 3,6 MPa über den Ausgangswert auf. Der Druckanstieg wird durch das Phänomen der anisotropen Entlastung kontrolliert. Es kontrolliert die Neigung des Bodens, sich zu komprimieren oder auszudehnen, in Abhängigkeit des Anfangsspannungszustandes, den anisotropen elastischen Festigkeitseigenschaften und der Lage relativ zur Ortsbrust bzw. dem Vortrieb. Im Falle eines schwach durchlässigen Materials, wie hier betrachtet, führt diese Tendenz zur Kompression oder Expansion und damit zu einer Zunahme oder Abnahme des Wasserdrucks. In horizontaler Richtung tragen sowohl der anisotrope Anfangsspannungszustand als auch die anisotropen Festigkeitseigenschaften zur Erhöhung der Wasserdrücke bei. Wenn der Vortrieb jedoch den Analyseabschnitt erreicht, verringert sich der Porendruck in

Richtung des neuen stationären Zustands mit einem Flüssigkeitsdruck von Null an der Kontur. Darüber hinaus wird der Druckabfall durch die Permeabilitätszunahme aufgrund von Schäden und durch Dilatanz bei plastischer Dehnung beeinflusst. Die maximale Zunahme tritt in einiger Entfernung zur Kontur auf. Weitere Einzelheiten über die Kontrollmechanismen hinter der Wasserdruckreaktion, rund um den Vortrieb in einem Tonstein, sind in Manica (2018) zu finden. An Firste und Sohle der Strecke geschieht das Gegenteil. Hier kommt es zu einer Verringerung der Wasserdrücke, wenn der Vortrieb sich der Analyseebene nähert, siehe Abbildung 9-50 und Abbildung 9-51. Nach der Auffahrung wird diese Reduzierung durch die Null-Druck-Bedingung verstärkt. Die Permeabilitätserhöhung durch Schädigung ist hier nicht besonders wichtig, da in der Nähe der Beobachtungspunkte in vertikaler Richtung keine Scherbänder auftreten.

Der Effekt der Permeabilitätserhöhung durch Schädigung ist in Abbildung 9-52 dargestellt. Die plastischen Verformungen konzentrieren sich innerhalb der Scherbänder, die Permeabilität erhöht sich dort, wo sich diese Schäden konzentrieren. Dies führt dazu, dass die Scherbänder als bevorzugte Fließwege fungieren. Obwohl diese Permeabilitätserhöhung als isotrop angenommen wird, bildet sich die Fließrichtung parallel zu den Scherbändern in Richtung der Zone mit niedrigerem Druck aus. An dieser Stelle sei noch einmal erwähnt, dass Selbstheilungseffekte nicht im Modell berücksichtigt werden. Experimentelle Beweise legen nahe, dass sich die ursprüngliche Durchlässigkeit des intakten Gesteins bis zu einem gewissen Grad wiederherstellen kann, Daher könnten diese präferenziellen Pfade sich auf lange Sicht wieder schließen, siehe dazu auch Zhang (2011) und Zhang (2013).

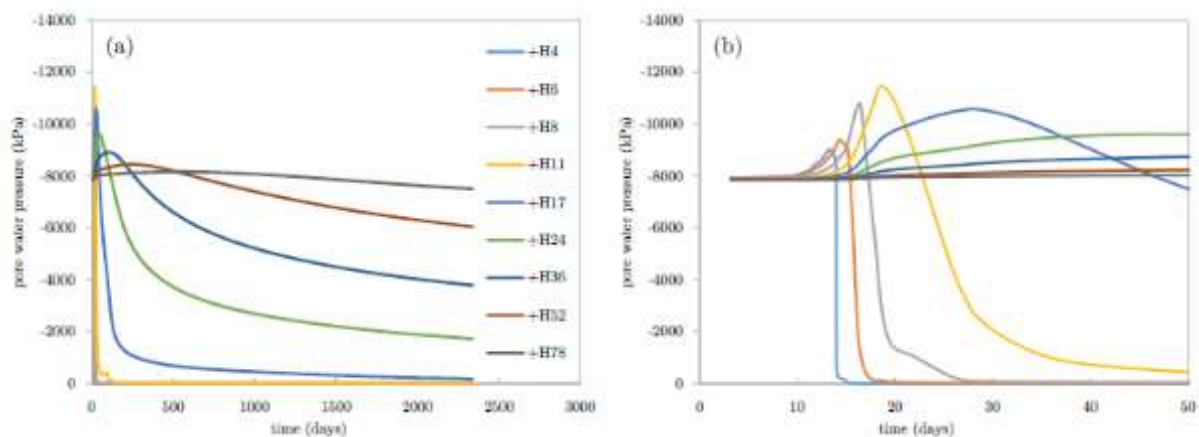


Abbildung 9-49: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten in horizontaler Richtung, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage

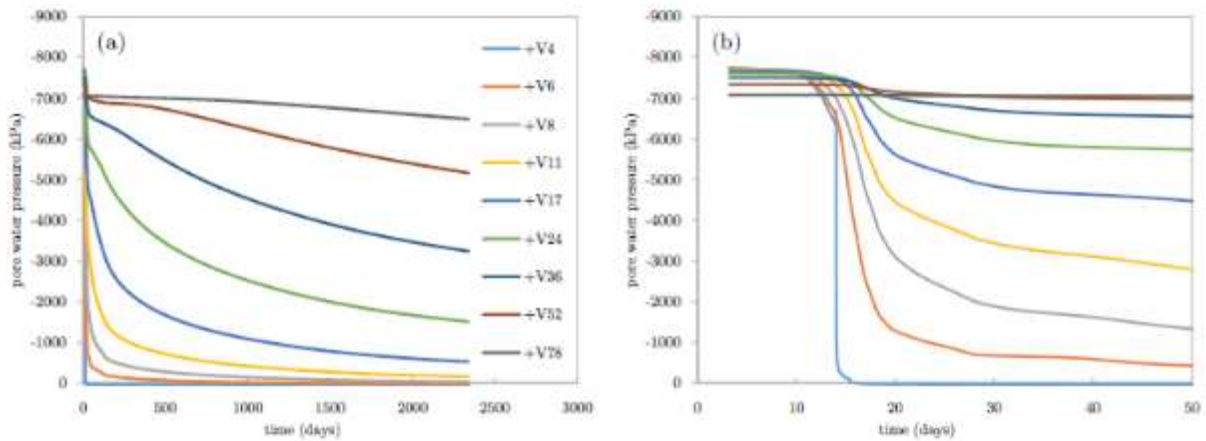


Abbildung 9-50: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten im Firstbereich, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage

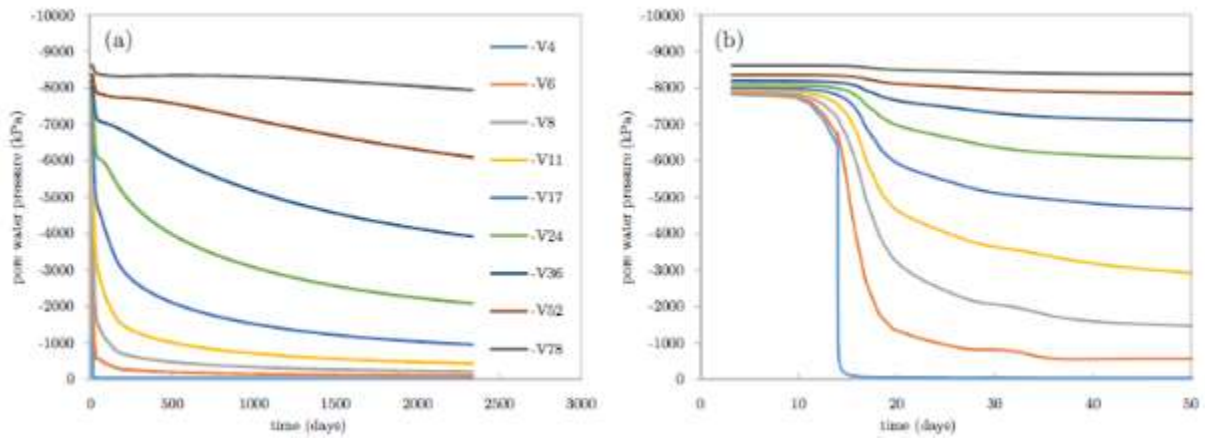


Abbildung 9-51: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten im Sohlbereich, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage

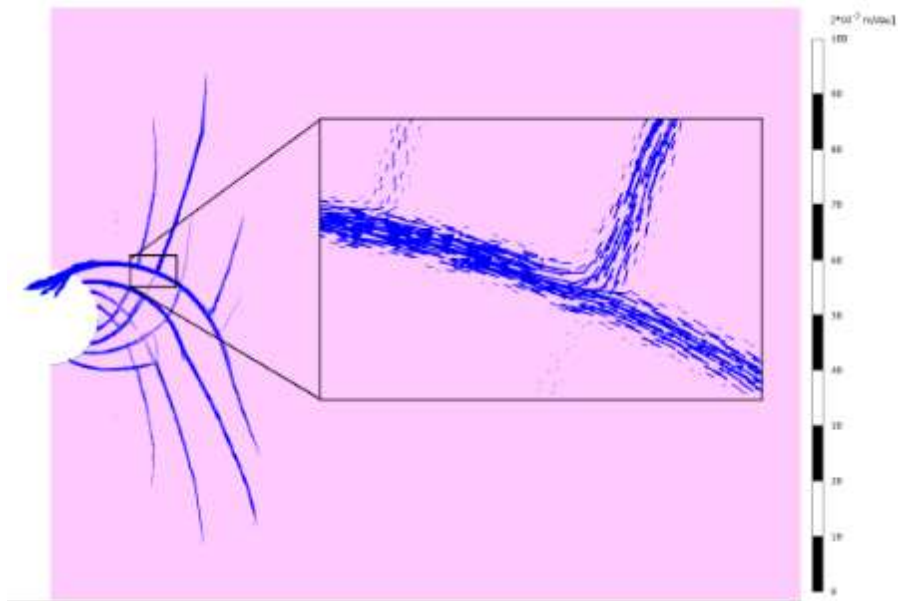


Abbildung 9-52: Visualisierung der Fließwege innerhalb der Auflockerungszone

9.4.5 Auffahrung mit Ausbau

In einer Erweiterung des Modells wurde eine Simulation mit dem bereits beschriebenen Ausbausystem durchgeführt. In diesem Fall wurden keine numerischen Konvergenzprobleme festgestellt. Die Simulation erfolgte über den gesamten Betrachtungszeitraum von 50 Jahren. Die lokalisierten Verformungen, ausgedrückt als Scherdehnungen zum Ende der Simulation sind in Abbildung 9-53 dargestellt. Es wurde eine beträchtliche Ausdehnung der Auflockerungszone erreicht, wobei sich die Scherbänder bis zu 22 m in radialer Richtung von der Kontur erstrecken. Unterschiede in der Ausprägung der Auflockerungszone im Vergleich zur Betrachtung der unausgebauten Strecke sind in Abbildung 9-54 dargestellt. Es ist aber zu beachten, dass beide Darstellungen unterschiedliche Zeitpunkte abdecken. Ein korrekter Vergleich muss zum gleichen Zeitpunkt erfolgen. Da im Rechenfall ohne Ausbau die Simulation nach ca. 32 Jahren endete wird dieser Zeitpunkt als Vergleichsbasis genutzt. Es ist zu erkennen, dass der Ausbau das Ausmaß der Scherverformungen zu diesem Vergleichszeitpunkt reduziert. In der weiteren Entwicklung über den Beobachtungszeitraum wachsen die Scherbänder dann weiter. Nach der Streckenauffahrung bilden sich keinen neuen Scherbänder, siehe auch Abbildung 9-55.

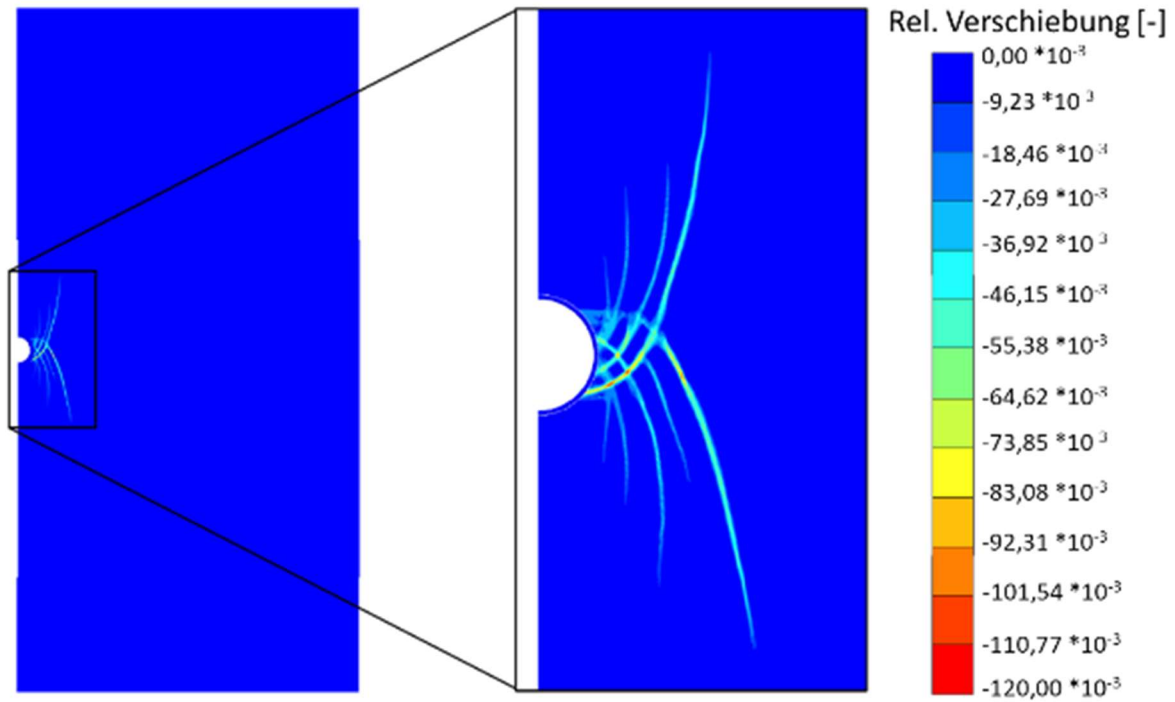


Abbildung 9-53: Ausprägung der Auflockerungszone mit Berücksichtigung des Streckenausbaus nach 50 Jahren Simulationszeitraum

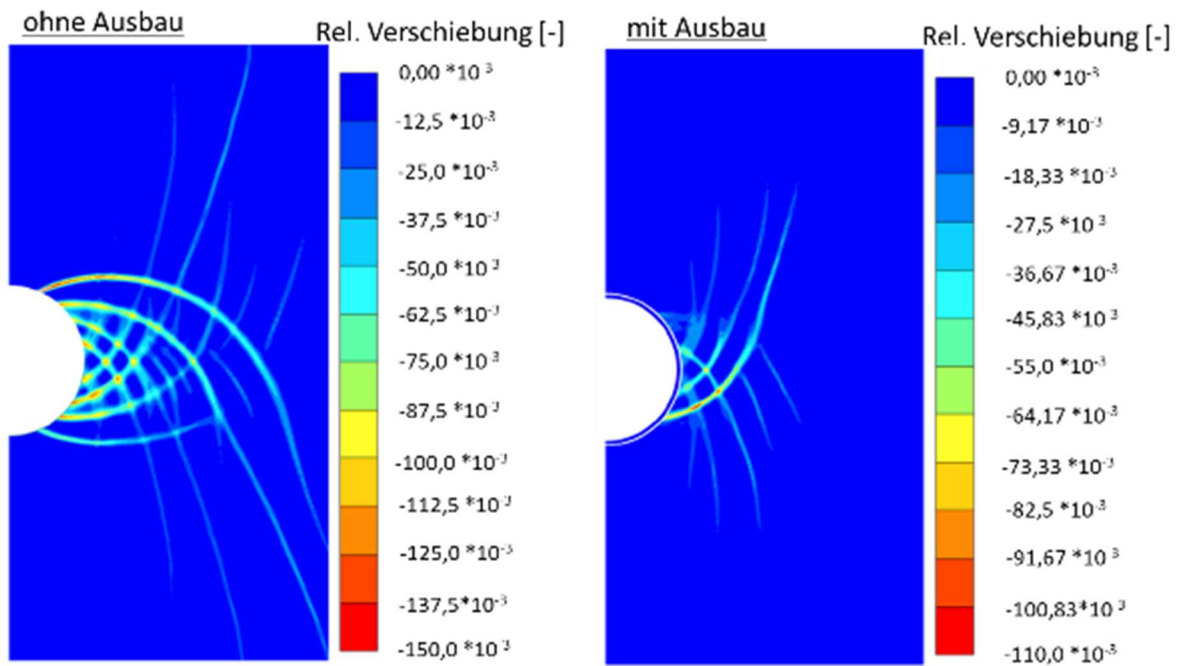


Abbildung 9-54: Ausprägung der Auflockerungszone im Vergleich der Rechenfälle ohne Ausbau (links) und mit Ausbau (rechts) nach ca. 32 Jahren Simulationszeitraum

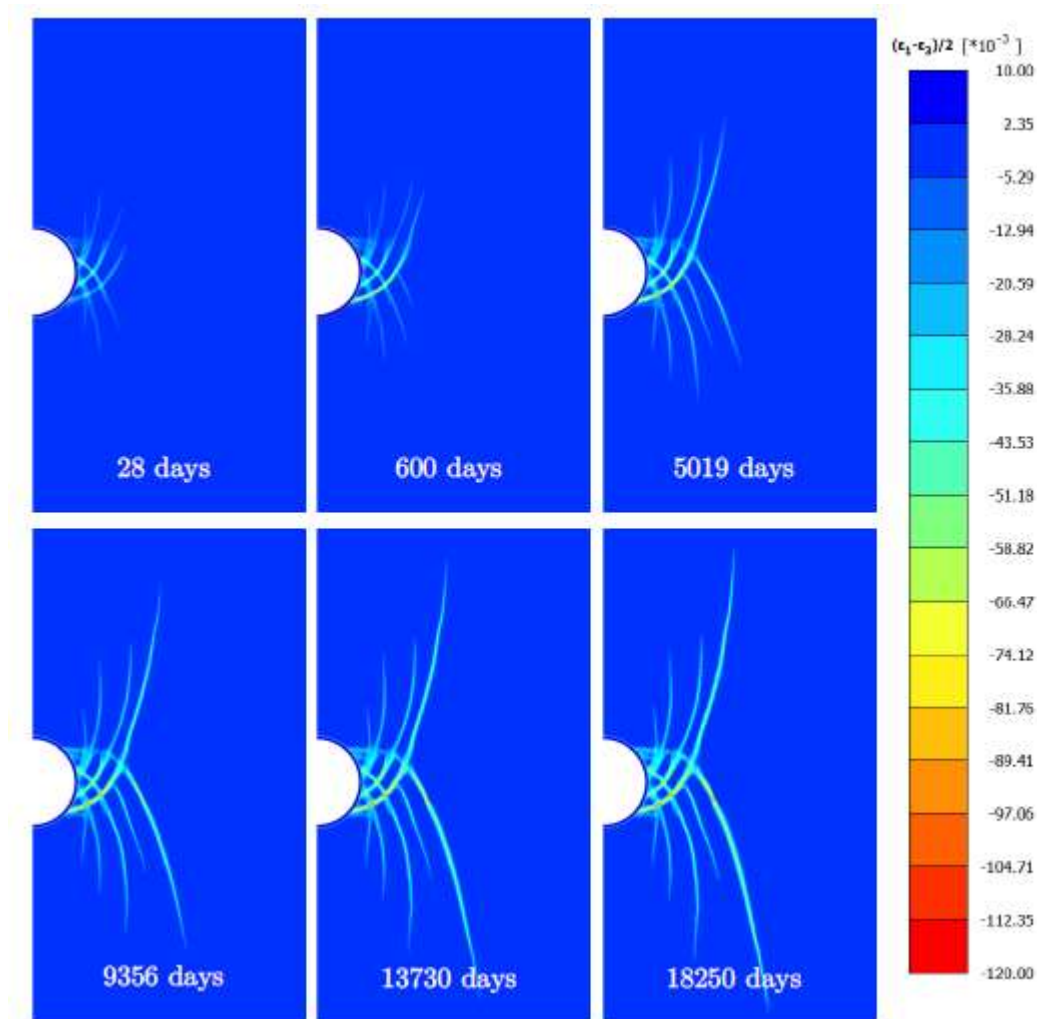


Abbildung 9-55: Zeitliche Entwicklung der Auflockerungszone im Rechenfall mit Ausbau

Abbildung 9-56 zeigt die Gesamtverschiebungen um die Strecke. Die Verformungen im Gebirge werden mit dem Vorhandensein des Ausbaus deutlich reduziert. Die maximale Gesamtverschiebung von 11 cm wurde bei $t = 50$ Jahre erreicht, verglichen mit 26 cm für den nicht unterstützten Fall bei $t = 6,1$ Jahre. Die Ausprägung der Verschiebungen unterscheidet sich ebenfalls deutlich. Verformungen im First- und Sohlbereich werden relevanter. Wie im unausgebauten Fall wird die Verschiebung durch die lokale Deformationen bestimmt, siehe Abbildung 9-57. Das Wachstum von Scherbändern in vertikaler Richtung neigt zur Bildung von Blöcken oberhalb und unterhalb der Strecke und zu dieser hin.

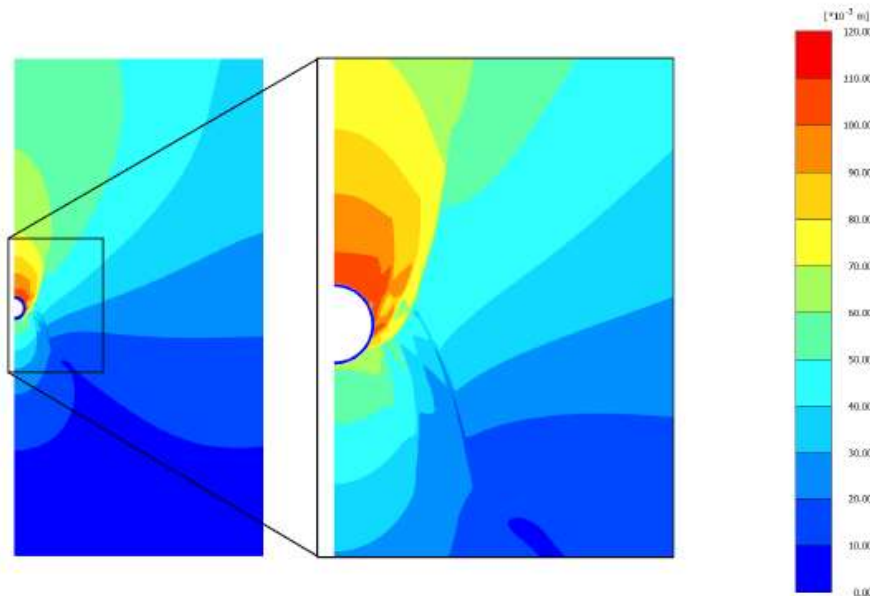


Abbildung 9-56: Verschiebungen im Modellbereich

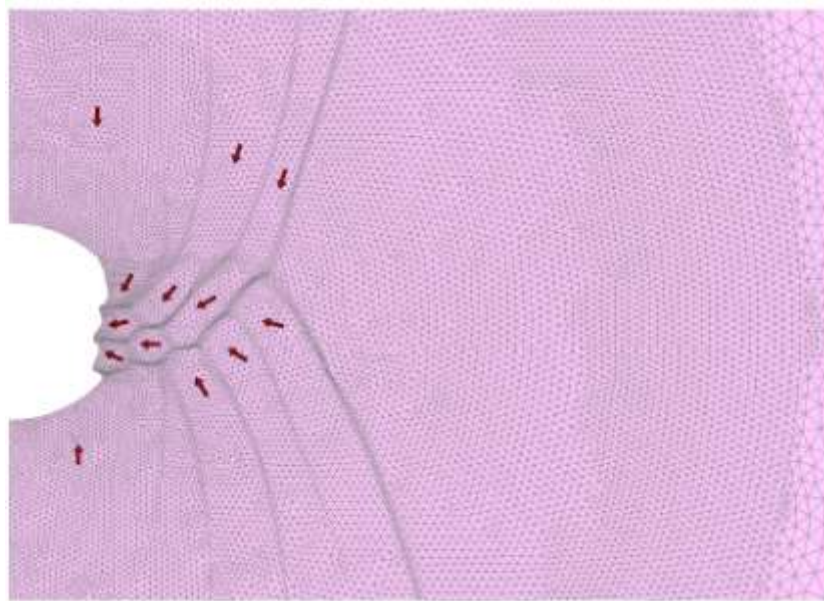


Abbildung 9-57: Deformationen des Netzes, 12-fach überhöht

Durch die kompressible Hinterfüllung werden die Konvergenzen aus dem Gebirge nicht direkt auf den Ausbau bzw. die Streckenkantur übertragen, siehe Abbildung 9-58. Die Gebirgskonvergenzen sind durch den Ausbau außerdem erheblich reduziert. Die horizontale Konvergenz an der Gebirgskantur ist mit einem Maximalwert von fast 20 cm immer noch am größten. Die vertikale Konvergenz ist deutlich reduziert. An der Innenseite des Tübbingausbaus sind die Konvergenzen deutlich kleiner. Hier werden Verschiebungen von ca. 2 cm in beide Richtungen beobachtet. Die Differenz zwischen Gebirge und Tübbingschale wird durch die Kompaktion der kompressiblen Hinterfüllung aufgefangen. Zum Beispiel beträgt in horizontaler Richtung die Differenz etwa 17,4 cm. Das bedeutet, dass die Hinterfüllung auf jeder Seite seine Dicke um etwa 8,7 cm reduziert. Dies entspricht einer volumetrischen Verformung von etwa 43,5 %.

Dieser geschätzte Verformungswert kann mit der tatsächlichen volumetrischen Verformung verglichen werden, siehe Abbildung 9-59.

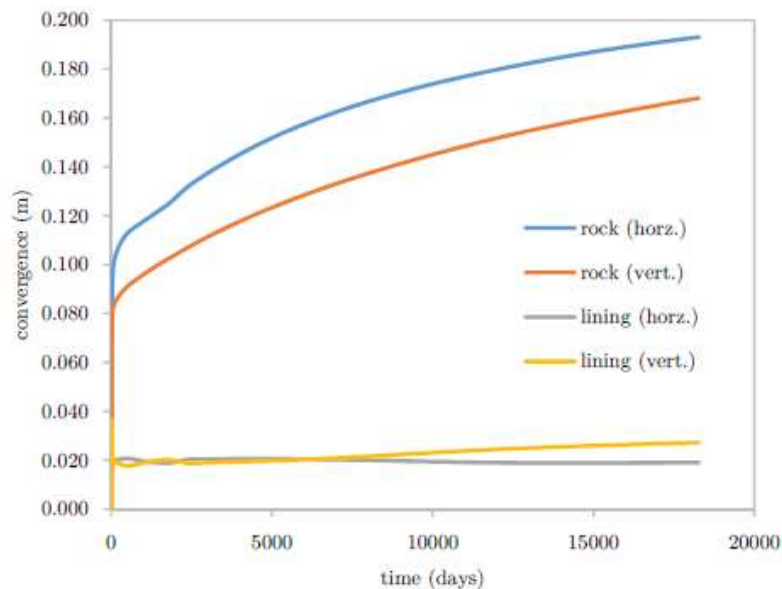


Abbildung 9-58: Horizontale und vertikale Konvergenzen an der Gebirgskontur und an der Tübbingschale

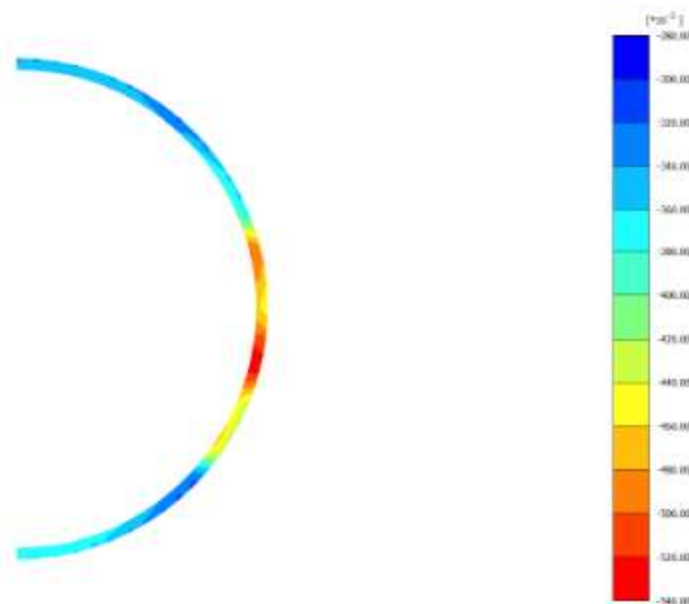


Abbildung 9-59: Volumetrische Defomationen in der kompressiblen Hinterfüllung

Die relativ kleinen Verschiebungen in der Tübbingschale hängen mit der Menge der übertragenen Last zusammen, die durch das Gestein und aufgrund des Vorhandenseins des kompressiblen Mörtels auf den Ausbau wirken. Mit Erreichen der Scherfestigkeit kann nur eine relativ geringe zusätzliche Belastung aufgebracht werden, da die Hinterfüllung mit einer großen Verformung reagiert. Nach einer anfänglichen Verschiebung, gibt es daher im Zusammenhang mit den Verformungen der Hinterfüllung nur eine begrenzte Entwicklung der Kon-

vergenzen in der Tübbingschale. Die Lastübertragungskapazität der Hinterfüllung kann im Hinblick auf die Entwicklung der mittleren effektiven Spannung an den Beobachtungspunkten innerhalb der Hinterfüllung dargestellt werden, siehe Abbildung 9-60. Das Kompaktionsvermögen der Hinterfüllung ist bereits sehr früh zu erkennen. Die Scherspannung jedes Punktes wird durch die Scherfestigkeit p_c angenommen. Dabei muss diese nicht exakt dem Wert p_c entsprechen. Die tatsächlichen Werte hängen vom spezifischen Spannungspfad ab, dem jeder Punkt folgt. Die Differenzen sind gering und daher scheint die Hinterfüllung mehr oder weniger isotrop verdichtet zu sein. Obwohl die Hinterfüllung zu einer gleichmäßigen Kompression der Tübbingschale führt, sind im Verformungsmuster lokale Unterschiede in der Deformation der Hinterfüllung zu erkennen, siehe Abbildung 9-61.

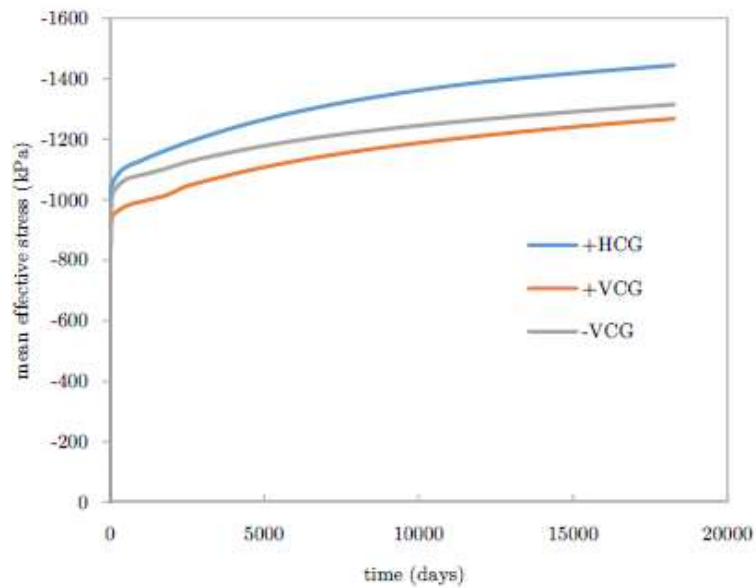


Abbildung 9-60: Spannungsentwicklung in den drei Beobachtungspunkten innerhalb der Hinterfüllung über die Zeit

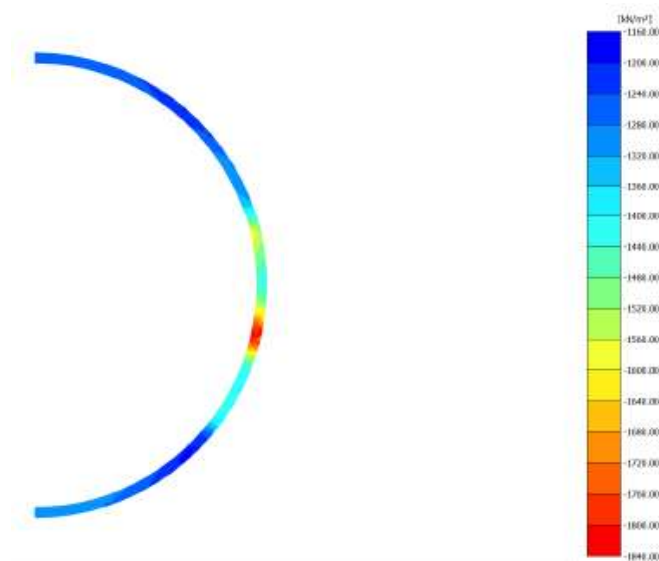


Abbildung 9-61: Visualisierung der Spannungsverteilung innerhalb der Hinterfüllung zum Ende des Simulationszeitraums

Die Entwicklung der Verschiebungen im Gebirge bzw. an den Beobachtungspunkten, ist in Abbildung 9-62 dargestellt. Abbildung 9-63 stellt außerdem die Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur dar. In diesem Fall befinden sich nur die ersten drei Punkte innerhalb der Auflockerungszone. Diese drei Punkte weisen etwas größere Verformungen auf. Die Absolutwerte der Verschiebungen und auch die Unterschiede zwischen den einzelnen Beobachtungspunkten sind kleiner als im zuvor betrachteten Fall der Strecke ohne Ausbau. Abbildung 9-64 und Abbildung 9-65 zeigen die Verschiebungen in vertikaler Richtung. Grundsätzlich ist ein ähnliches Verhalten wie im Fall der unausgebauten Strecke zu beobachten, die Verschiebungen sind aber kleiner. Die Beobachtungspunkte im Firstbereich zeigen jedoch eine zeitabhängigere Reaktion. Nach der Auffahrung treten hier hohe Verschiebungsraten auf, die über den Simulationszeitraum kontinuierlich abnehmen. Auf der anderen Seite, ist im Sohlbereich eine mehr oder weniger konstante Verformungsrate zu beobachten.

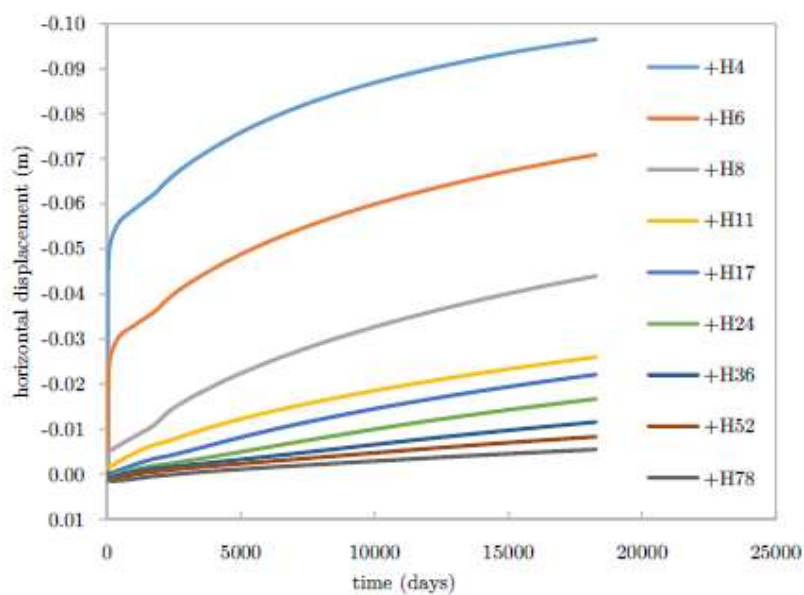


Abbildung 9-62: Horizontale Verschiebungen im Gebirge für den Rechenfall ausgebauter Strecke

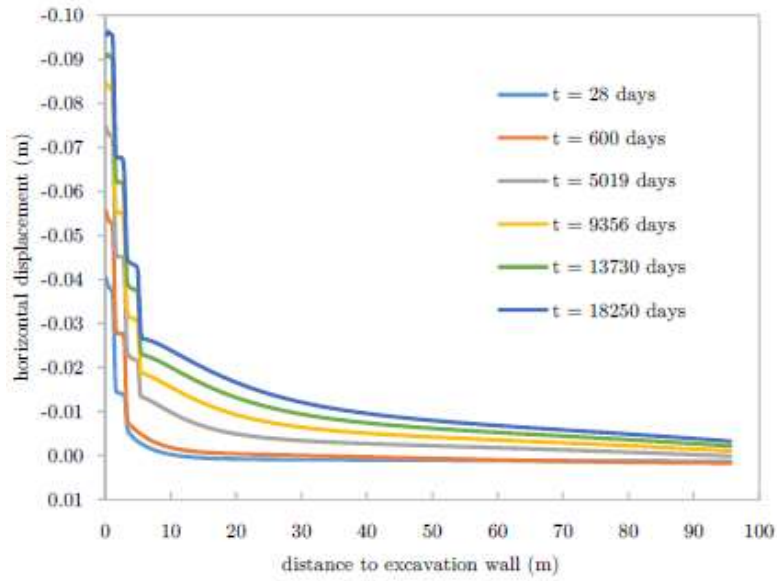


Abbildung 9-63: Horizontale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur für verschiedene Zeitpunkte

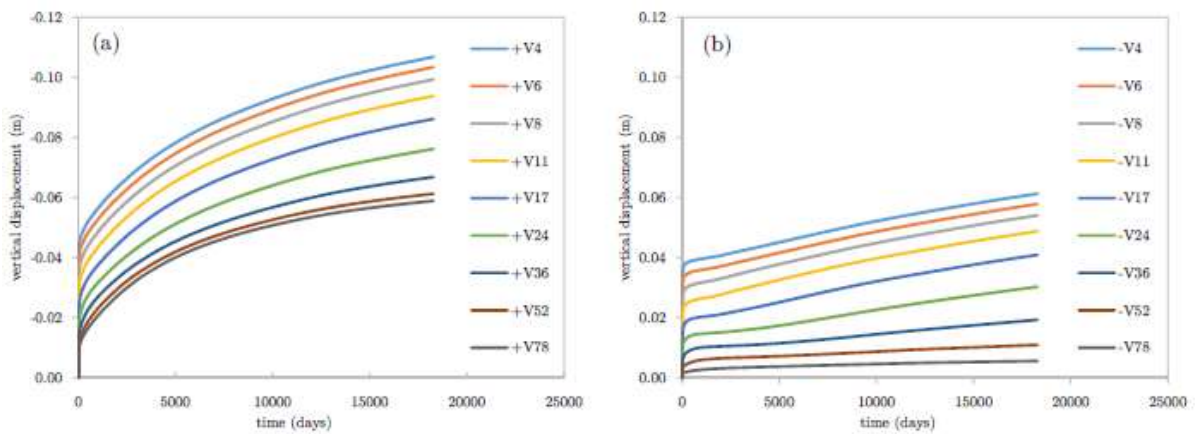


Abbildung 9-64: Vertikale Verschiebungen, links Firstbereich, rechts Sohle

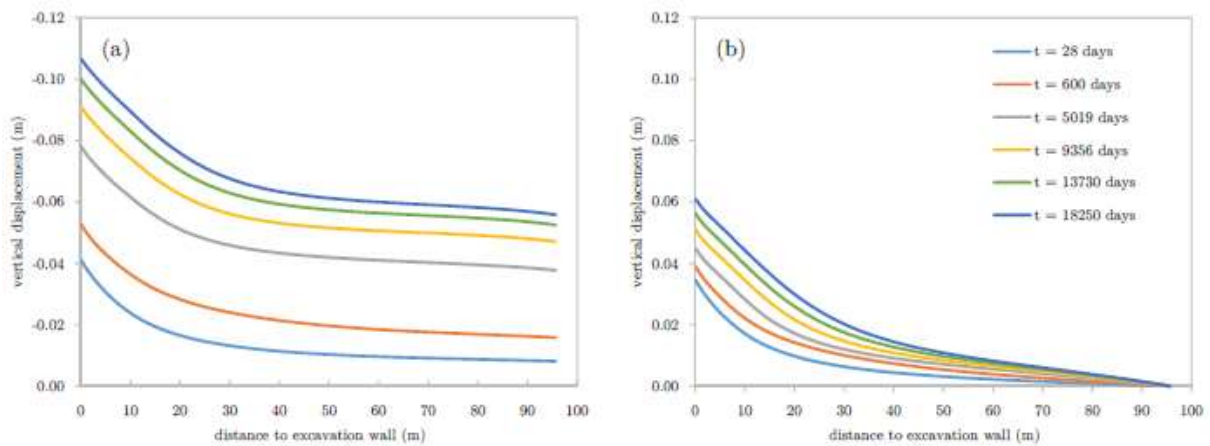


Abbildung 9-65: Vertikale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur für verschiedene Zeitpunkte, links Firstbereich, rechts Sohle

Abbildung 9-66 zeigt die Entwicklung des Porenwasserdruckes in horizontaler Richtung. Insgesamt ist das Verhalten ähnlich wie im Fall der unausgebauten Strecke. Die Druckanstiege sind jedoch etwas geringer, genau so wie die in horizontaler Richtung geringere Ausdehnung der Auflockerungszone. Dies begründet sich durch die weniger starke Ausprägung der anisotropen Entlastung in der Tiefe des Gebirges. Abbildung 9-67 und Abbildung 9-68 zeigen die Entwicklung der Porenwasserdrücke im First- und Sohlbereich. Das Verhalten ist ebenso mit dem Fall unausgebauete Streck vergleichbar. Nur zu Beginn der Simulation tritt ein etwas größerer Druckabfall auf.

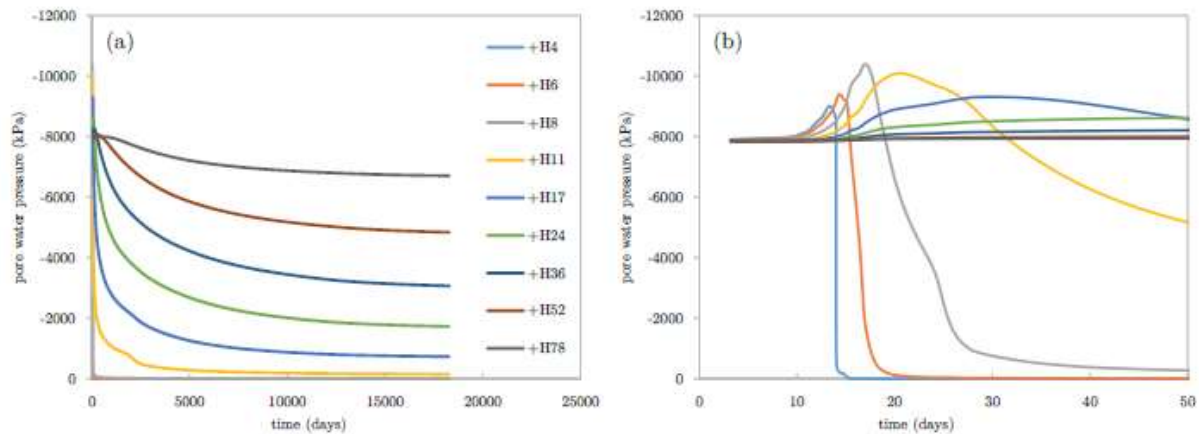


Abbildung 9-66: Porenwasserdruckentwicklung in horizontaler Richtung für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)

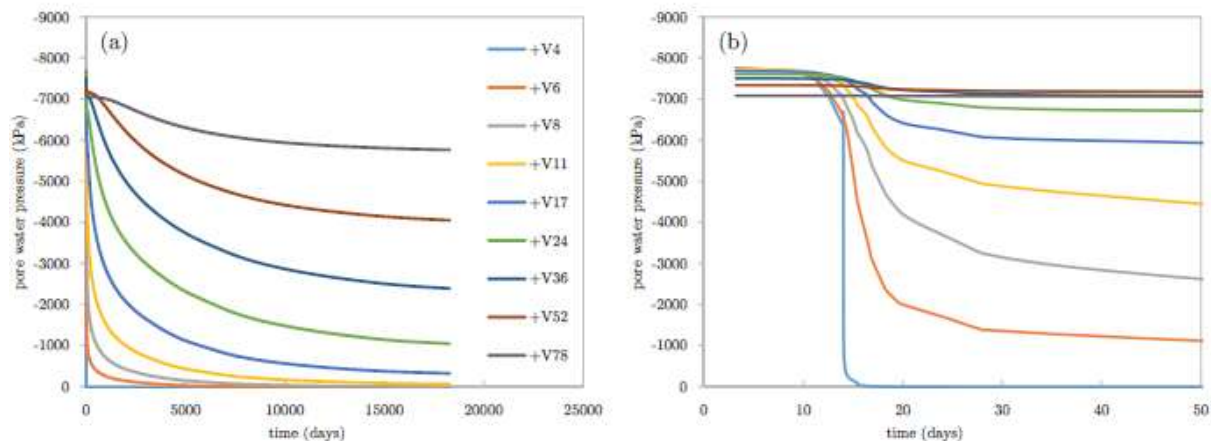


Abbildung 9-67: Porenwasserdruckentwicklung im Firstbereich für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)

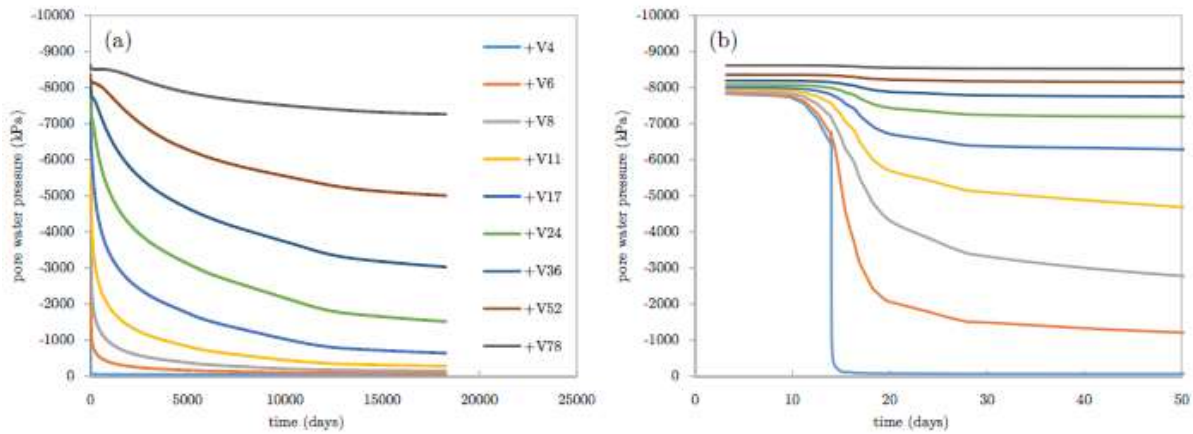


Abbildung 9-68: Porenwasserdruckentwicklung in der Sohle für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)

Wie im Rechenfall „unausgebaute Strecke“ steigt die Permeabilität innerhalb der Scherbänder, was zu bevorzugten Fließwegen führt, siehe Abbildung 9-69. Wie bereits erwähnt, könnten diese bevorzugten Wege jedoch, aufgrund von Selbstheilungseffekten, die in der konstitutiven Beschreibung des Gesteins nicht berücksichtigt wurden, ggf. geschlossen oder reduziert werden.

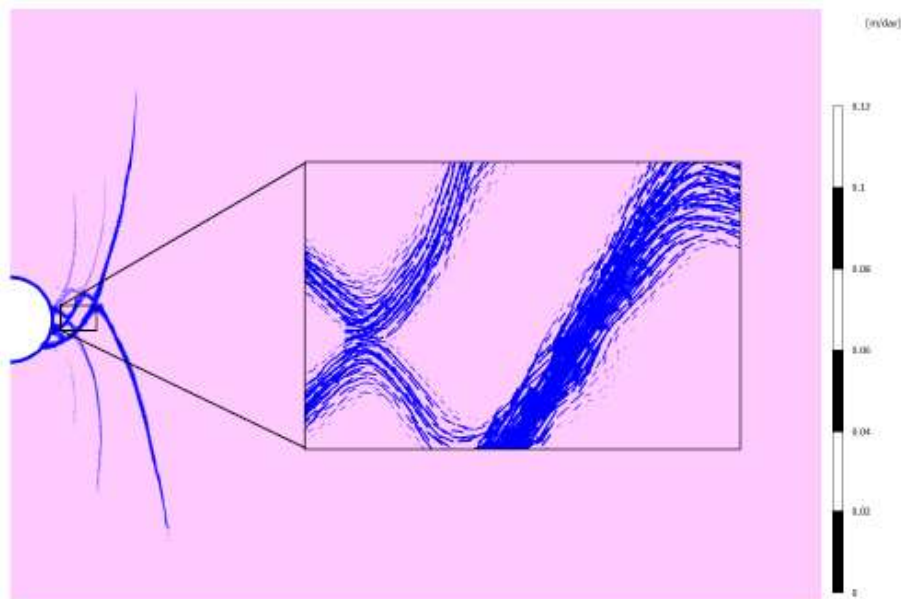


Abbildung 9-69: Entstandene Fließwege entlang der Scherbänder zum Ende des Simulationszeitraumes

Ein sehr wichtiges Ergebnis dieser Analyse ist die Entwicklung der Schnittgrößen innerhalb der Tübbingschale. Abbildung 9-70 zeigt die Normalkräfte über den Simulationszeitraum. Die Verteilung ist für alle betrachteten Zeiten sehr gleichmäßig. Nach der Auffahrung treten Normalkräfte bis etwa 7,4 MPa/m auf. Dieser Wert steigt bis zum Ende der Simulation auf bis zu 10,4 MPa/m an, was einer Steigerung um etwa 40 % entspricht. Dieser Anstieg erfolgt hauptsächlich aufgrund von Kriechverformungen, wodurch die Hinterfüllung verdichtet und die auf

die Tübbinge übertragene Last erhöht wird. Obwohl die kompressible Hinterfüllung die auf die Tübbinge übertragene Last weitgehend begrenzt, werden entsprechend des Nachgiebigkeitsmechanismus über die Scherfestigkeit hinaus die Druckbelastungen immer noch übertragen, da aufgrund der im konstitutiven Modell der Hinterfüllung angenommenen linearen Erhärtung (siehe Gl. 9-2) sich die inneren Kräfte mit der Zeit erhöhen.

Die Verteilung der Querkräfte und Biegemomente sind in Abbildung 9-71 und Abbildung 9-72 dargestellt. Hier ist die relative Zunahme der Schnittgrößen mit der Zeit von besonderer Bedeutung. Die maximale Scherkraft steigt von 195,3 kN/m nach der Auffahrung auf 386,7 kN/m am Ende der Simulation, dies stellt eine Zunahme von 98% dar. Bei den Biegemomenten steigt der Maximalwert von 250,5 kN m/m auf 466,9 kN m/m, was einer Zunahme von 86 % entspricht. Die erhaltene Verteilung dieser Schnittgrößen resultiert wiederum aus der spezifischen Verformungskonfiguration des Ausbaus, siehe Abbildung 5.21. Dies wird durch das lokalisierte Deformationsmuster im Tongestein kontrolliert. Diese Ergebnisse unterstreichen, dass die Bedeutung der Berücksichtigung des zeitabhängigen Verhaltens des Tongesteins bei der Planung eines Ausbausystems eine entscheidende Rolle spielt.

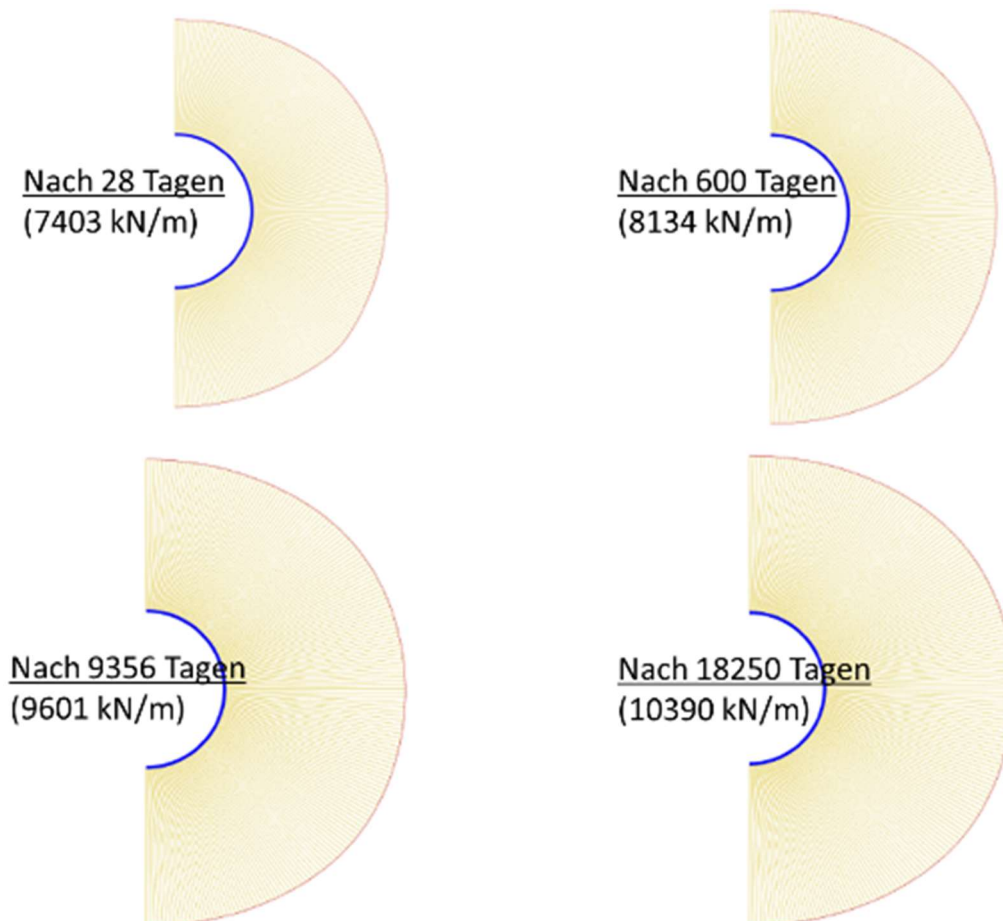


Abbildung 9-70: Normalkräfte im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten

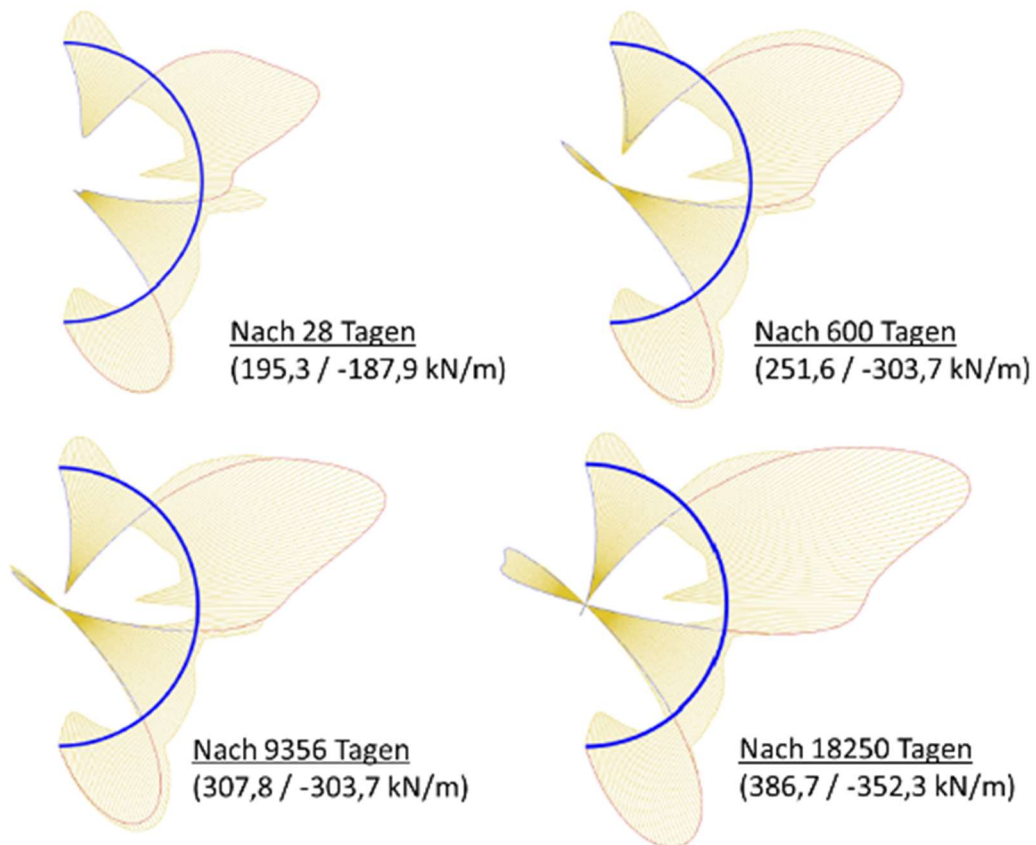


Abbildung 9-71: Querkräfte im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten

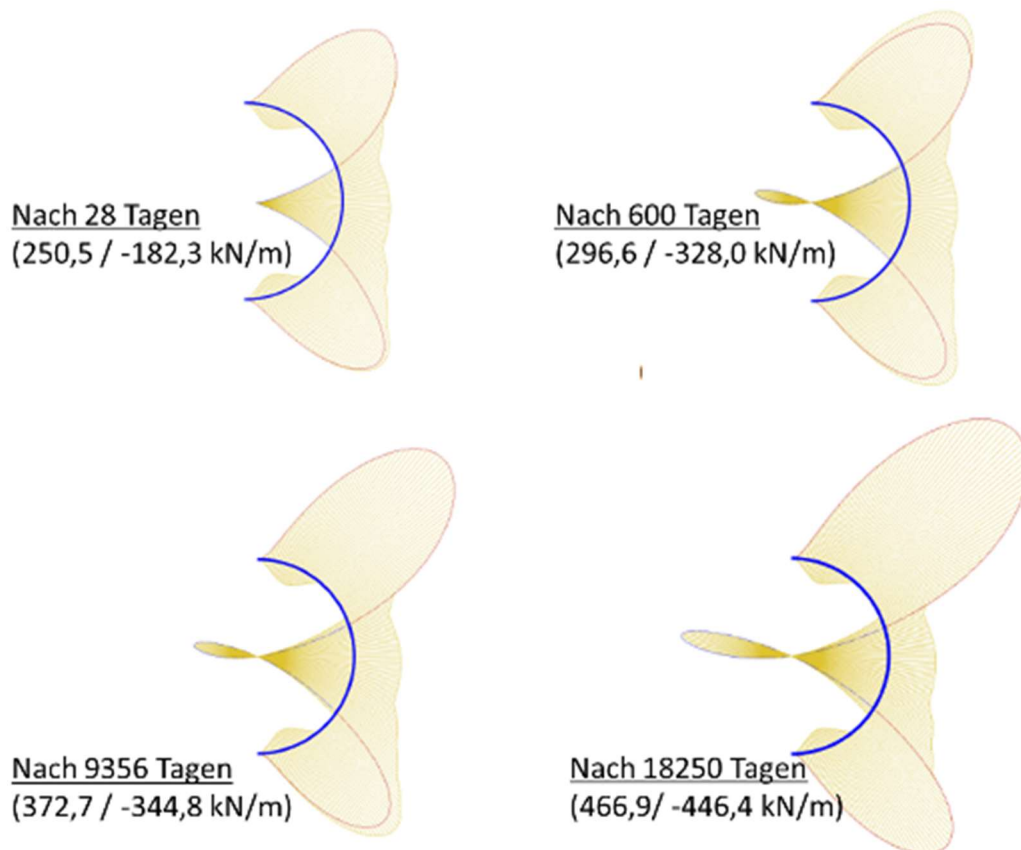


Abbildung 9-72: Biegemomente im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten

9.4.6 Veränderte Scherfestigkeit der kompressiblen Hinterfüllung

Wie in den vorangegangenen Abschnitten erwähnt, berücksichtigt das modellierte Ausbausystem die Verwendung einer kompressiblen Hinterfüllung, um die Wechselwirkung zwischen dem Wirtsgestein und dem Tübbingausbau zu begrenzen. Obgleich noch keine Entscheidung bezüglich der verwendeten Rezeptur der Hinterfüllung getroffen werden soll, kann das Verhalten des Mörtels bis zu einem gewissen Grad nachgebildet werden. Damit lassen sich Anforderungen an diesen noch zuentwickelnden Baustoff und letztlich auch dessen Rezeptur formulieren. Zu diesem Zweck wurden zusätzliche Analysen durchgeführt, um die Auswirkungen unterschiedlicher Steifigkeiten des Mörtels auf das Verhalten des Gesamtsystems zu bewerten. Im vorherigen Abschnitt wurde eine Scherfestigkeit von $p_c = 900$ kPa verwendet. Drei zusätzliche Analysen wurden unter Berücksichtigung von Scherfestigkeiten von 1800 kPa, 3600 kPa und einem rein elastischen Verhalten der Hinterfüllung durchgeführt. Das ödometrische Verhalten für die betrachteten Varianten ist in Abbildung 9-73 dargestellt.

Die erzielten Ergebnisse in Form der Konturen der Gesamtverschiebungen am Ende der Simulationen sind in Abbildung 9-74 dargestellt. Höhere Scherfestigkeiten führen zu höheren Lasten, die auf die Tübbingschale übertragen werden und gleichzeitig wird die Verformung des Gesteins reduziert. Während bei der Analyse mit $p_c = 900$ kPa die maximale Gesamtverschiebung etwa 11 cm beträgt, reduziert sich diese bei Scherfestigkeiten von 1800 kPa, 3600 kPa und dem elastischen Material auf 8,5 cm, 5,7 cm und 5,0 cm. Die begrenzte Entspannung des Gebirges führt auch zu einer geringeren Ausdehnung der Auflockerungszone. Die Scherbänder sind in Abbildung 9-75 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Erhöhung der Steifigkeit der Hinterfüllung zu weniger Scherbändern und einer geringeren Ausdehnung der Auflockerungszone führt.

Die Wirkung der kompressiblen Hinterfüllung, die die Wechselwirkung zwischen dem Gebirge und der Tübbingschale moderiert, kann Abbildung 9-76 entnommen werden, welche die vertikalen und horizontalen Konvergenzen im Gebirge und in der Tübbingschale zeigt. Die Konvergenzen im Gebirge werden durch die Erhöhung der Scherfestigkeit erheblich reduziert. Es ist aber auch zu erkennen, dass die vertikale Konvergenz in der Tübbingschale zunimmt, die horizontale jedoch abnimmt, ja sogar negativ werden kann, d.h. der Durchmesser nimmt mit dieser Richtung gegenüber dem ursprünglichen Wert zu, siehe Abbildung 9-77. Hinterfüllungen mit höheren Festigkeiten verbessern die Ovalisierung des Tunnels und verringern die Konvergenzen in horizontaler Richtung. Horizontale Konvergenzen im Gestein werden verringert. Für die Hinterfüllung mit $p_c = 3600$ kPa wird das Kriechen bzw. die horizontale Konvergenz verhindert und in der Simulation mit elastischen Mörtel drückt die Auskleidung sogar das Gestein zurück. Es entsteht eine negative Konvergenzrate.

Wie bereits festgestellt, führt die Erhöhung der Scherfestigkeit zu einer signifikanten Verringerung der Verformungen im Gestein und der Ausdehnung der Auflockerungszone. Es gibt aber auch einen entgegengesetzten Effekt in Bezug auf die inneren Kräfte im Ausbau. Abbildung 9-79, Abbildung 9-80 und Abbildung 9-81 zeigen die resultierenden Normalkräfte, Scherkräfte, und Biegemomente am Ende der Simulation für die unterschiedlichen Hinterfüllungen. Mit zunehmender Scherspannung werden weitere Lasten auf die Tübbinge übertragen und die inneren Kräfte erhöht. In Bezug auf den Referenzfall mit $p_c = 900$ kPa erhöhen sich die maximalen Normalkräfte um 42 %, 136 % und 225 % für die Scherfestigkeit von 1800 kPa, 3600

kPa bzw. für den elastischen Baustoff. Im Falle der Querkräfte führt die Erhöhung der Scherfestigkeit von 900 auf 1800 kPa zu einer Reduzierung des Maximalwerts um 39 %, aber eine weitere Erhöhung auf 3600 kPa und der elastische Vergussmörtel führt zu einem Anstieg um 13 % bzw. 73 %. Die Biegemomente hängen auch mit der jeweiligen Verformung zusammen. Hinsichtlich der Biegemomente ergaben die zusätzliche Analysen Zunahmen von etwa 16 %, 57 % und 58 % für Scherfestigkeiten von 1800 kPa, 3600 kPa bzw. für den elastischen Baustoff.

Es bleibt festzuhalten, dass durch die Verwendung einer kompressiblen Hinterfüllung mit entsprechenden Eigenschaften eine Optimierung zwischen der zulässigen Verschiebung bzw. Schädigung des Gebirges und der Schnittgrößen und damit der Mächtigkeit des (Tübbing-)Ausbaus möglich ist.

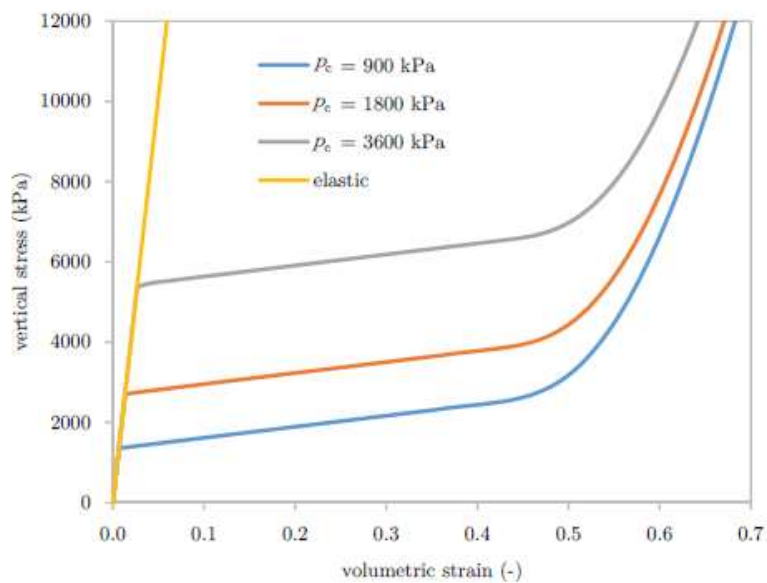


Abbildung 9-73: Verlauf des fiktiven Oedometerversuchs für die unterschiedlichen Steifigkeiten

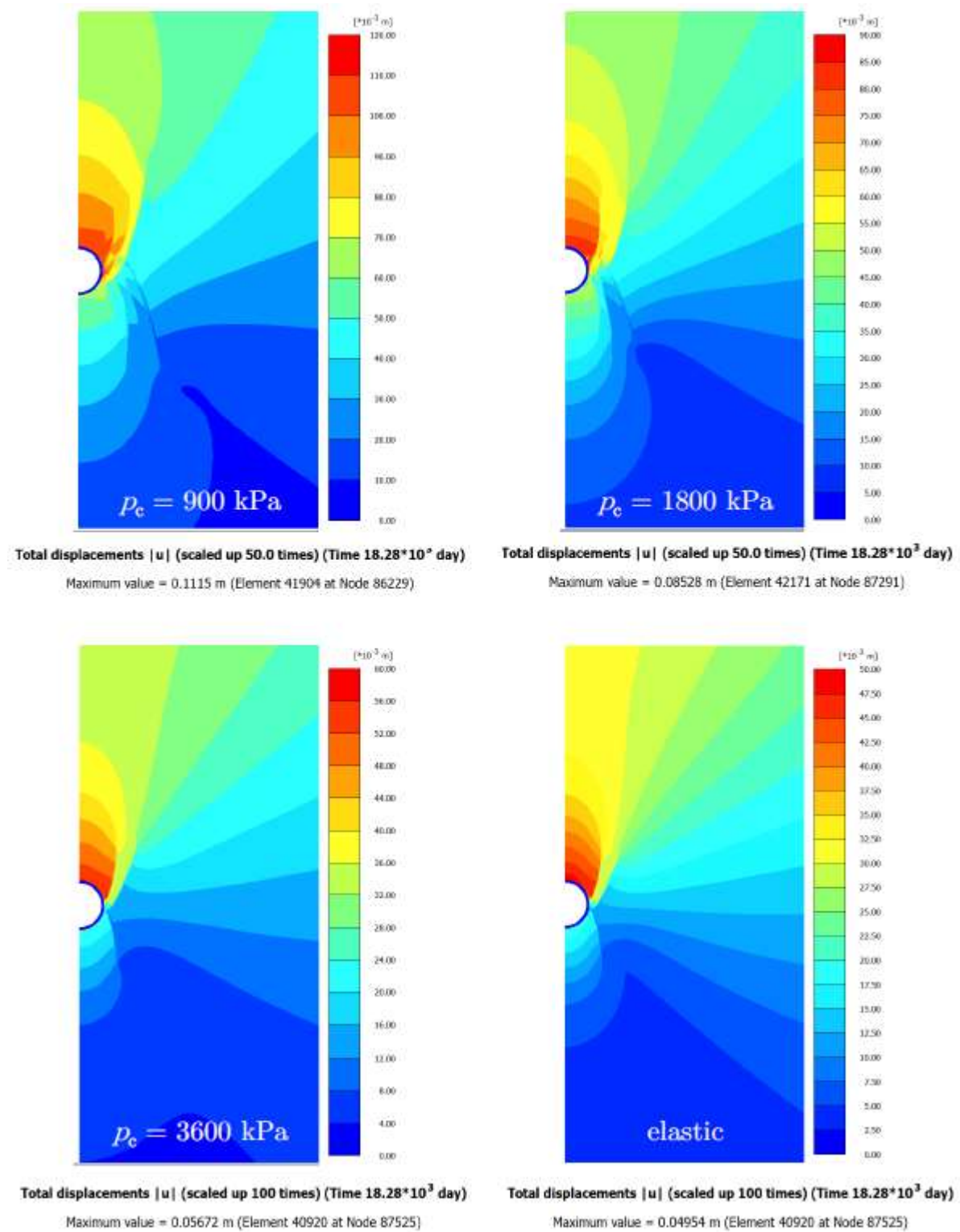


Abbildung 9-74: Verschiebungsfelder für die unterschiedlichen Hinterfüllungen

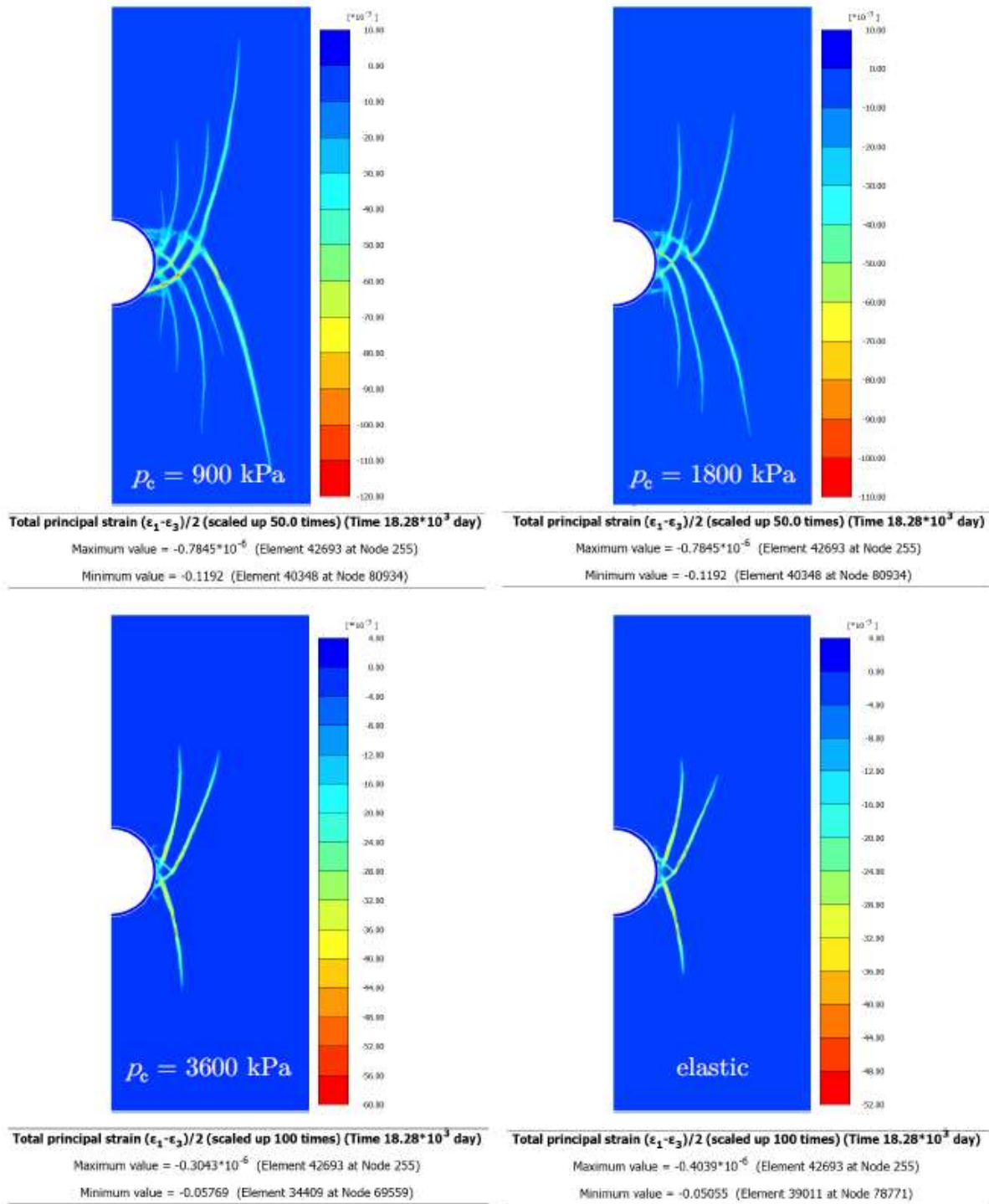


Abbildung 9-75: Scherbänder und Auflockerungszone um die Auffahrung für verschiedene Hinterfüllungen

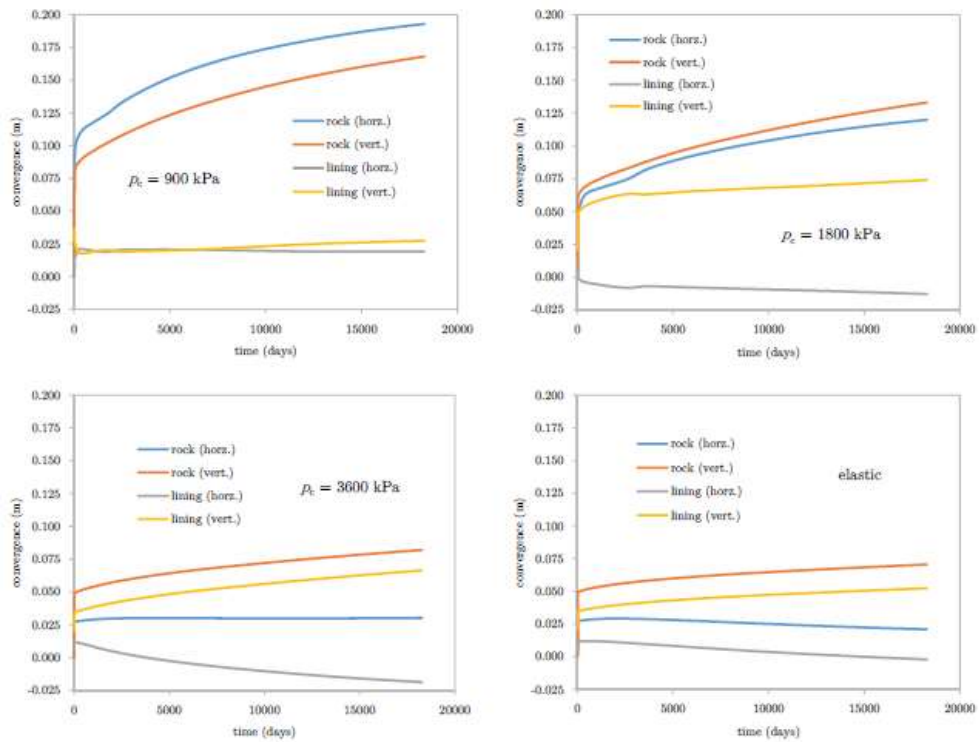


Abbildung 9-76: Konvergenzen in horizontaler und vertikaler Richtung für die verschiedenen Hinterfüllungen

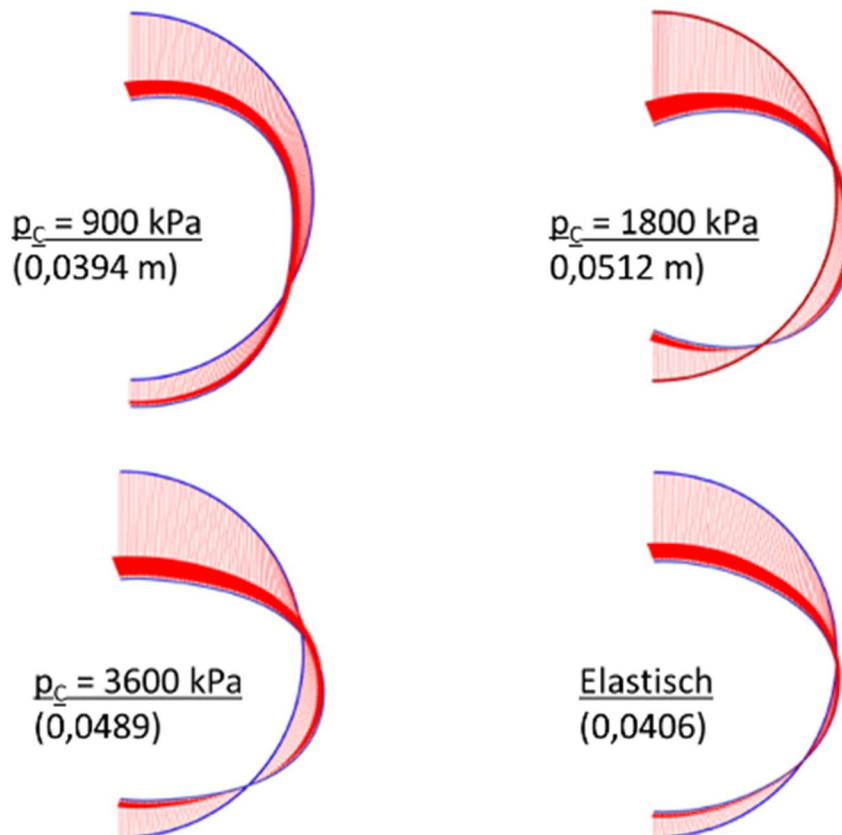


Abbildung 9-77: Ursprüngliche und verformte Gestalt der Tübbingschale am Ende der Simulation für die verschiedenen betrachteten Hinterfüllungen

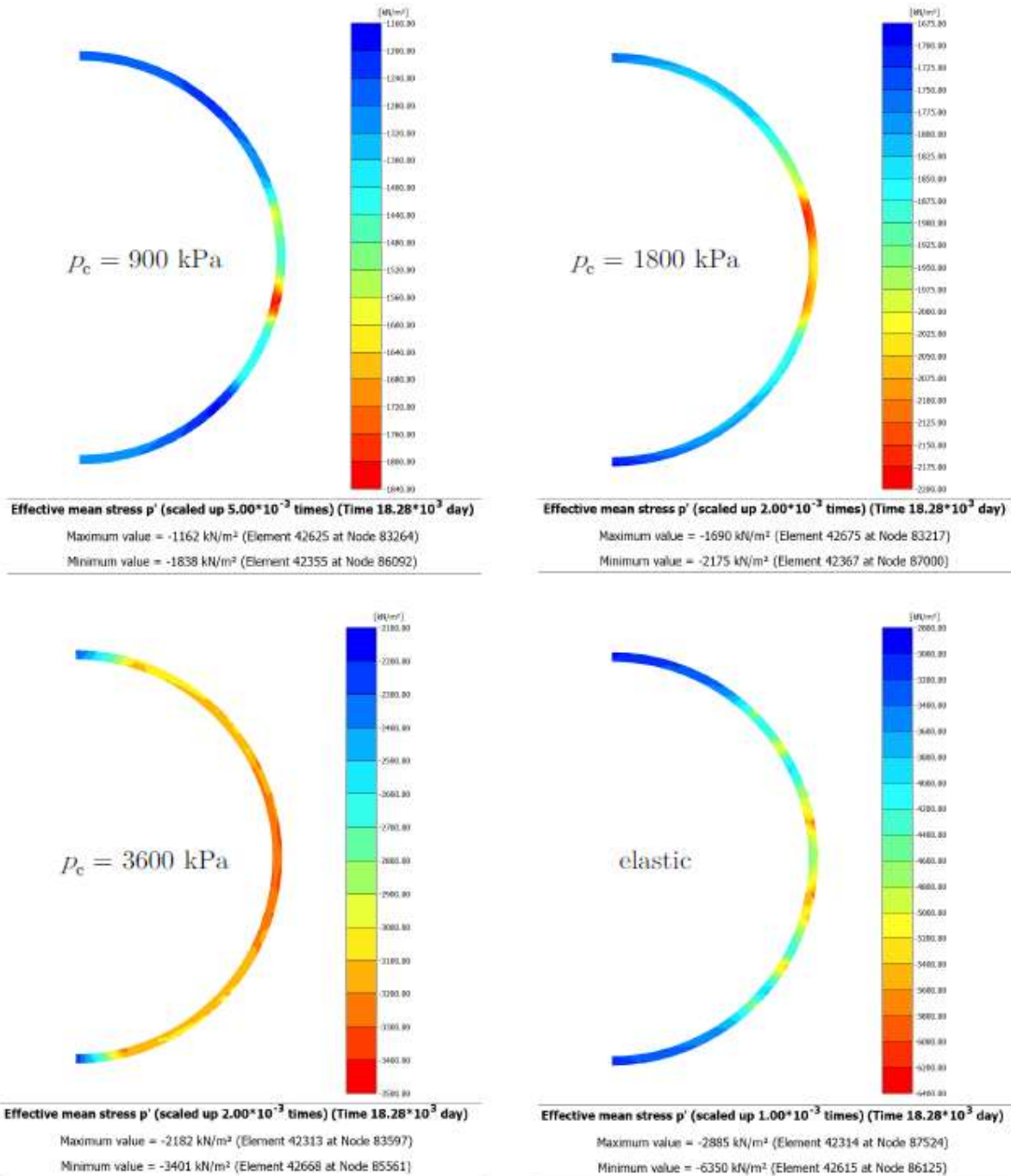


Abbildung 9-78: Effektive mittlere Spannung innerhalb der Hinterfüllung am Ende der Simulation für die verschiedenen berücksichtigten Hinterfüllungen

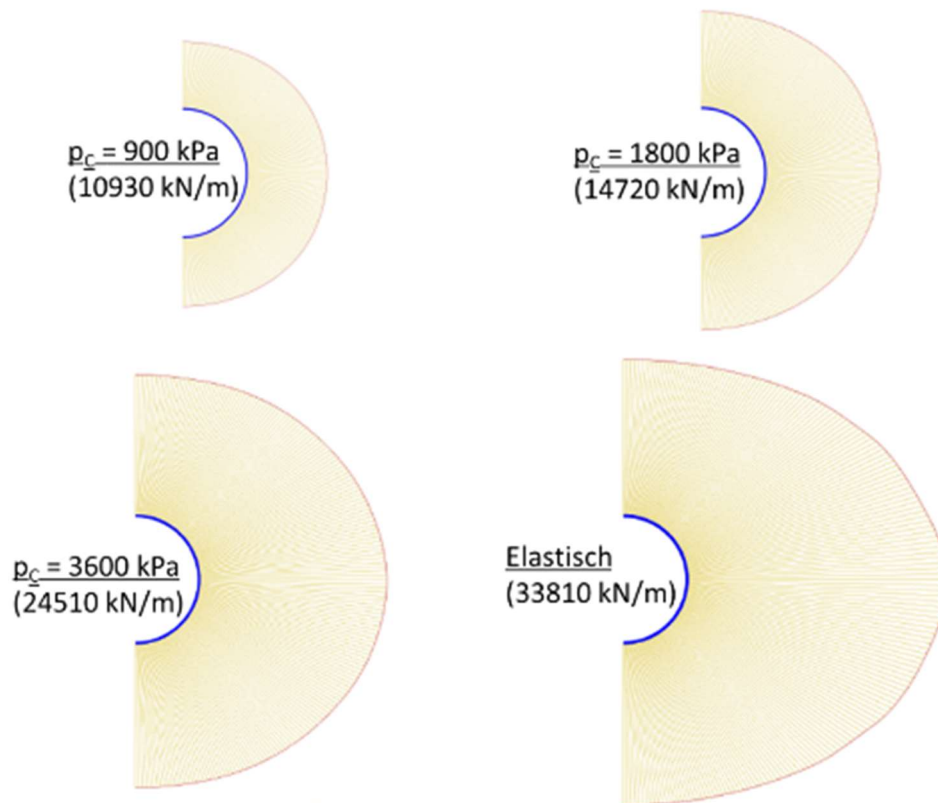


Abbildung 9-79: Normalkräfte im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen

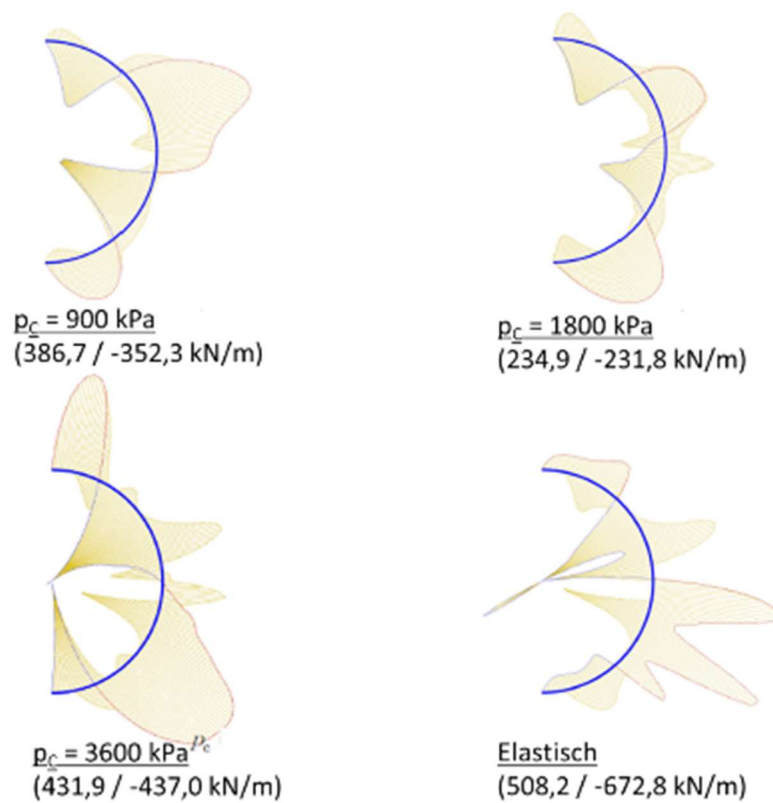


Abbildung 9-80: Querkräfte im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen

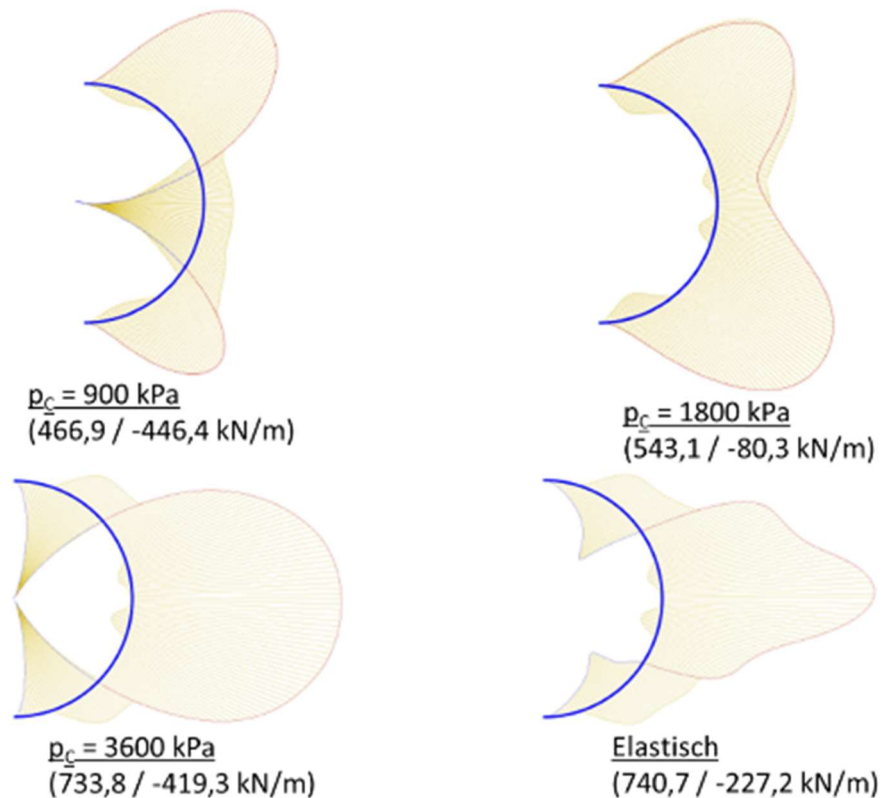


Abbildung 9-81: Biegemomente im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen

Radialspannungen sind nicht als Ausgabevariable in Plaxis verfügbar und müssen aus dem Spannungszustand im angenommenen Koordinatensystem berechnet werden:

$$\sigma_r = \sigma_{xx} \cdot \cos^2 \alpha + \sigma_{yy} \cdot \cos^2 \beta + 2 \cdot \sigma_{xy} \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta \quad [9-6]$$

σ_{ii} repräsentieren die Komponenten des Spannungstensors auf der Analyseebene und $\cos \alpha$ und $\cos \beta$ den Richtungskosinus eines Vektors senkrecht zum entsprechenden Segment.

Abbildung 9-82 zeigt die Radialspannungen für vier verschiedene Zeiten (28 Tage, 600 Tage, 25 Jahre, 50 Jahre). Negative Werte entsprechen Druckspannungen. Es kann festgestellt werden, dass die Verteilung der Radialspannungen nicht vollkommen gleichmäßig ist. Abbildung 9-82(a) entspricht dem Basisfall, in dem das Verhalten der kompressiblen Hinterfüllung anhand eines Ödometertests in Zghondi et al. (2015) kalibriert wurde. Nach der Auffahrung (28 Tage) liegt die maximale Spannung bei etwa 1,9 MPa, die auf ein Maximum 3,0 MPa nach 50 Jahren ansteigt. Es kann beobachtet werden, dass radialen Spannungen nur leicht anisotrop, mit etwas größeren Werten in horizontaler Richtung, sind. Insbesondere in horizontaler Richtung treten Spannungsspitzen auf. Sie werden durch die jeweiligen Lokalisierungsmuster (Scherbänder) erzeugt, wodurch eine ungleichmäßige Reaktion des Gesteins gegen den Ausbau verursacht wird.

Durch die Erhöhung der Scherspannung der kompressiblen Hinterfüllung kommt es zu einer stärkeren Wechselwirkung zwischen dem Wirtsgestein und dem Ausbau. Die Radialspannungen während der Auffahrung nehmen zu. Maximale Werte von 3,1 MPa, 5,1 MPa und 5,2 MPa wurden bei $t = 28$ Tage für die Analysen mit p_c gleich 1800 und 3600 kPa bzw. für die Analyse

mit dem elastischen Materialmodell erzielt. Allerdings ist die Zunahme über die Zeit für die Analyse mit $p_c = 1800$ kPa mit dem Basisfall vergleichbar. Dies ist auf die Kompression der Hinterfüllung zurückzuführen. Bei der Analyse mit $p_c = 3600$ kPa wird während des Ausbruchs ein sehr begrenztes Scherverhalten erreicht, weshalb die Radialspannungen im Vergleich zu den anderen Varianten mit der Zeit stärker ansteigen. Auch deshalb sind die Radialspannungen dieser Analyse nach der Auffahrung der Analyse mit dem elastischen Injektionsmörtel recht ähnlich. Die Hinterfüllung verhält sich bei der Auffahrung grundsätzlich elastisch. Aufgrund der zeitabhängigen Verformungen des Gesteins steigen die Radialspannungen mit der Zeit zwangsläufig an. Scherverformungen können beim elastischen Mörtel natürlich nicht auftreten, so dass mit der Zeit wesentlich größere Zunahmen der Radialspannungen auftreten, die Werte von bis zu 9,9 MPa erreichen. Die letzte Analyse würde den Fall einer starren Lagerung darstellen, bei der zeitabhängige Verformungen die Schnittgrößen im Ausbau deutlich erhöhen können.

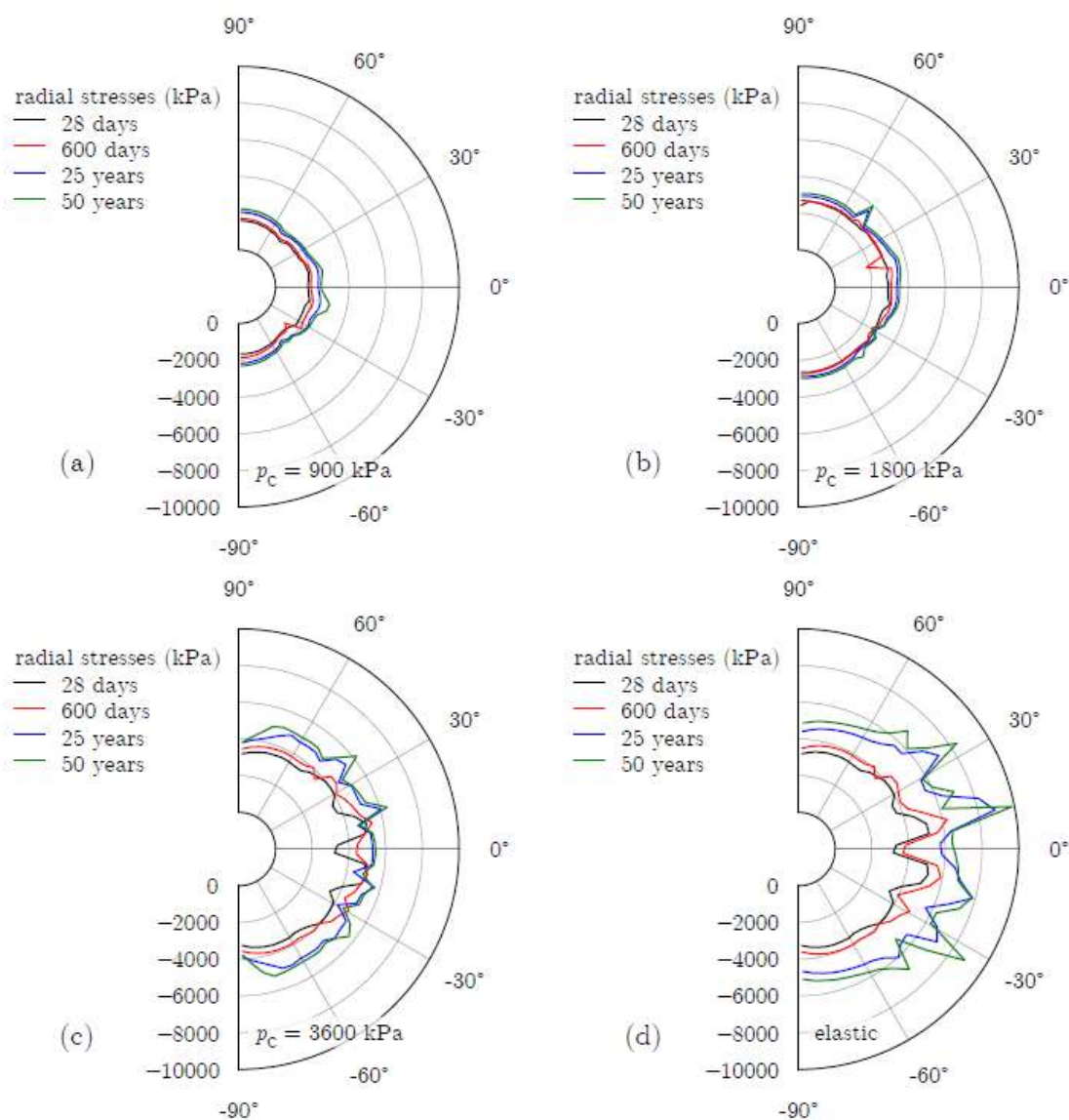


Abbildung 9-82: Radialspannungen im Gebirge im Kontakt mit dem Ausbau für unterschiedliche Scherspannungen der Hinterfüllung

9.4.7 Fazit

Die durchgeführten vollständig gekoppelten hydromechanischen Finite-Element-Analysen erfolgten für das Ausbaukonzept einer langlebigen Hauptstrecke innerhalb einer generischen Tonsteininformation. Die Simulationen stellen nicht die Bedingungen eines spezifischen Standorts dar. Der verwendete Parametersatz entspricht nicht genau dem Materialverhalten im Standortmodell NORD oder aber auch dem unbekanntem zukünftigen Endlagerstandort. Die Simulationsergebnisse können somit nicht für eine Detailauslegung des Ausbaus verwendet werden. Dennoch erlaubt die Simulation eine Verbesserung des Systemverständnisses und gibt qualitative Einblicke in das Verhalten des Ausbausystems sowie dessen Wechselwirkung mit dem Wirtsgestein. Aus den erhaltenen Ergebnissen können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Es ist bekannt, dass die Ausprägung der Auflockerungszone von vielen Faktoren wie den Gesteinseigenschaften (insbesondere ihrer Materialanisotropie), dem Anfangsspannungszustand, der Geometrie der Grubenräume, der Vortriebsmethode und der Zeit abhängt. Die erhaltenen Ergebnisse deuten darauf hin, dass auch die Eigenschaften des Ausbausystems eine große Rolle bei der Ausprägung lokaler Deformationen spielen
- Verschiebungen werden nicht durch die Massenverformung des Tonsteins kontrolliert, sondern durch die Ansammlung lokaler Verformungen, wobei sich von Scherbändern umgebene Blöcke formen und starr bewegen
- Verschiebungen werden durch das Vorhandensein des Ausbaus erheblich reduziert. Nicht nur die Größe, sondern auch die Ausprägung des Verschiebungsfeldes kann durch das Ausbausystem beeinflusst werden
- Die kompressible Hinterfüllung bietet die Möglichkeit Wechselwirkungen zwischen dem Gebirge und dem Ausbau zu kontrollieren. Durch die Hinterfüllung kann die auf den Tübbingring übertragene Last begrenzt und somit die internen Kräfte des Tübbingrings deutlich reduziert werden. Dies verursacht jedoch weitere Auflockerungen des Tongesteins, was zu einer größeren Auflockerungszone führt. Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass mit der Verwendung einer kompressiblen Hinterfüllung eine Optimierung der Wechselwirkungen zwischen der Schädigung im Gebirge und der Größe der inneren Kräfte im Ausbau möglich ist
- Kriechverformungen zeigten einen wichtigen Einfluss auf die Entwicklung der Schnittgrößen im Ausbau und sind somit von großer Bedeutung für die Auslegung und Dimensionierung des Ausbaus
- Die beobachtete Porenwasserdruckentwicklung folgt eng dem in Manica (2018) beschriebenen Mechanismus. Druckanstiege und -abfälle werden durch die anisotrope Spannungsentlastung angetrieben, das von der elastischen Standfestigkeitsanisotropie des Gesteins und dem Anfangsspannungszustand abhängt. Nichtsdestotrotz werden die Druckabfälle durch andere Phänomene verstärkt, wie z.B. der Änderungen des stationären Zustands aufgrund des Vorhandenseins der Strecke, der Permeabilitätszunahme aufgrund von Schädigungen in der Auflockerungszone oder die in der konstitutiven Beschreibung angenommene Dilatation
- Die durch die Auffahrung geschädigte Zone zeigte während des betrachteten Zeitraums von 50 Jahren aufgrund des Auftretens von Kriechverformungen eine wichtige Entwicklung: Nach der Auffahrung bildeten sich keine neuen Scherbänder, und langfristig fand

nur ein Wachstum der vorhandenen Scherbänder statt. Es besteht jedoch immer noch eine große Unsicherheit bezüglich der erzielten Entwicklung der Auflockerungszone und in dieser Hinsicht sind weitere Untersuchungen erforderlich. Beispielsweise könnten Selbstheilungseffekte, die in der konstitutiven Beschreibung nicht berücksichtigt wurden, als konkurrierendes Phänomen fungieren, die das Wachstum der Scherbänder verhindern oder vermindern

- Die Erhöhung der Durchlässigkeit aufgrund der Schädigung konzentriert sich in den Scherbändern, was zu bevorzugten Fließwegen führt

Mit den durchgeführten Simulationen konnte somit gezeigt werden, dass das für langlebige Strecken indentifizierte Ausbaukonzept mit einem kreisrunden Querschnitt und betonbasiertem Vollausbau geeignet ist, um den Einwirkungen während der Funktionsdauer entgegen zu wirken und gleichzeitig eine Reduzierung der Auflockerungszone zu ermöglichen.

10 Ableitung von notwendigen Entwicklungsarbeiten

Im Rahmen des Vorhabens AGEnT wurden Ausbaukonzepte für ein zukünftiges Endlager für ausgediente Brennelemente und wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle in Tonstein entwickelt. Die wesentliche Motivation dieser Entwicklungsarbeit war das Zusammenfügen der unterschiedlichen betrieblichen und langzeitrelevanten Aspekte und die Überbrückung daraus resultierender, teils gegensätzlicher Anforderungen an ein solches System. Die erarbeiteten Lösungen stellen erste Ansätze und Grobkonzepte dar. Eine vertiefende Planung war aus verschiedenen Gründen nicht Teil dieses Vorhabens. Ein wesentlicher Grund ist die noch laufende Standortsuche und das damit verbundene Fehlen Standortspezifischer Daten. Darüber hinaus wurden weitere Forschungs- und Entwicklungsthemen identifiziert, die bis zur technischen Umsetzung des Endlagers bzw. der Anwendung des Ausbaukonzeptes noch zu untersuchen sind. Die identifizierten Punkte werden nachfolgend und ohne Wertung aufgelistet und durch eine kurze Erläuterung ergänzt.

- **Entwicklung eines LPC-Spritzbetons für die Anwendung in kurzlebigen Einlagestrecken**
Die entwickelte Rezeptur ist grundsätzlich für den Einsatz als Spritzbeton nutzbar. Trotzdem bedarf dieser Anwendungsfall einer Weiterentwicklung, da in Abhängigkeit des Spritzverfahrens eine angepasste Korngrößenverteilung der Zuschläge benötigt wird und auch andere Additive als in einem Ortbeton oder Fertigteilbeton verwendet werden müssen. Die Materialentwicklung sollte auch Spritzversuche für eine Probennahme und die Bestimmung der Baustoffeigenschaften umfassen.
- **Weiterentwicklung des Tübbingsystems**
Die durchgeführte Vordimensionierung des Ausbausystems diene auch der Identifizierung der Einsatzbereiche. Eine vertiefende Planung der Tübbingschale und der Einzelelemente steht noch aus. Eine solche Auslegung muss im Einklang mit EC2 erfolgen. Dabei ist auch zu berücksichtigen, ob die Schale starr oder nachgiebig ausgestaltet wird. Für eine starre Schale ist der Einbau der Hinterfüllung in die Dimensionierung einzubeziehen. Für eine nachgiebige Schale sind entsprechende Quetsch- oder Stauchelemente zu dimensionieren. Zur vertiefenden Planung des Tübbingsystems gehört auch die Berücksichtigung einer Bodenkonstruktion beispielsweise für Fahrwege.
- **Entwicklung einer (LPC) kompressiblen Hinterfüllung**
Der Einsatz von Ausbausystemen mit starren Innenschalen und nachgiebigen Außenschalen ist aus verschiedenen Anwendungsbeispielen im Tunnelbau und Bergbau bekannt. Die Anwendbarkeit eines solchen Systems im Endlager wurde in diesem Vorhaben numerisch belegt und mechanische Anforderungen an einen solchen Baustoff formuliert. Es sind bereits verschiedene Baustoffe für den Einsatz im Berg- und Tunnelbau aus der Literatur und der Praxis bekannt. Diese sind aber aus verschiedenen Gründen für die Anwendung im Endlager ungeeignet. Abgestimmt auf den Baustoff der Tübbinge und das Wirtsgestein sollte deshalb ein spritz- und/oder pumpbarer kompressibler Baustoff entwickelt werden, der als Hinterfüllung genutzt werden kann und gleichzeitig die besonderen Anforderungen eines Endlagers (z.B. Langzeitstabilität/Reduzierung von Organika) erfüllt. Parallel zur Baustoffentwicklung und in Abstimmung mit der Tübbingentwicklung ist auch ein geeignetes Einbauverfahren zu entwickeln.

- **Entwicklung und Dimensionierung der Streckenkreuze zwischen langlebigen Strecken**

Das vorgeschlagene Ausbaukonzept mit der Verwendung eines Tübbingausbaus gleicht zunächst einem Ausbau wie er auch in Tunnelkonstruktionen Anwendung finden würde. Ein wesentlicher Unterschied eines Tunnels zu einem Endlager oder einem Bergwerk im Allgemeinen ist die Vielzahl an zu errichtenden Strecken und damit auch einer Vielzahl an Streckenkreuzen. Die Auffahrung der Streckenkreuze und die Errichtung des Ausbaus wurde bisher nicht weiter untersucht und sollte, abgestimmt auf das Ausbaukonzept in den Hauptstrecken weiter vertieft werden. Dazu zählt eine Bemessung der Pfeilerbreite zwischen den Strecken, da die Stabilität des Pfeilers mit zunehmender parallelgeschalteten Streckenanzahl abnimmt sowie eine Planung und Bemessung des Füllorts, da dieser den Bereich mit den höchsten (geomechanischen) Beanspruchungen im Endlager darstellt.

- **Entwicklung und Dimensionierung der Streckenkreuze zwischen langlebigen und kurzlebigen Strecken**

Neben einem Tübbingausbau für langlebige Strecken wurde für kurzlebige Strecken wie beispielsweise den Einlagerungsstrecken für das Konzept der horizontalen Streckenlagerung der Einsatz von Spritzbeton vorgeschlagen. Da beide Ausbausysteme in einem Endlager eingesetzt werden, muss es zwangsläufig Übergänge geben. Für die Errichtung der Streckenkreuze und Einlagerungsstrecken aus dem Tübbingausbau heraus im Übergang zum Spritzbetonausbau sind geeignete technische Konzepte zu entwickeln und der Ausbau an diesen hochbelasteten Bereichen entsprechend zu dimensionieren. Dies erfordert auch eine detaillierte 3D-geotechnische Modellierung des Tübbingsystems mit Bewehrung und Hinterfüllung. Dazu zählt eine Bemessung der Pfeilerbreite zwischen den Strecken, da die Stabilität des Pfeilers mit zunehmender Anzahl parallelgeschalteter Strecken abnimmt.

- **BIM-Planung des fertigen Ausbaukonzepts**

Die softwaregestützte, vernetzte Planung und Ausführung von Bauvorhaben gewinnt stetig an Bedeutung und erlaubt über eine einheitliche Datenbasis eine Verbesserung der Qualität der Daten, eine unmittelbare und kontinuierliche Verfügbarkeit der Daten für alle Beteiligten und verspricht einen besseren Informationsaustausch. Im Rahmen der Errichtung eines Endlagers können Technologien des Building –Information-Modelling (BIM) in den Auffahrungsprozess eingebettet werden, um so die Planung der Maschinenteknik und der Bauabläufe zu unterstützen. Mit Hilfe geeigneter Tools lassen sich so detaillierte 3D-Planungen des Tübbingsystems mit Bewehrung und Hinterfüllung, der Streckenkreuze Hauptstrecken/Querschläge, der Einlagerungsstrecken oder aber auch 3D-Ablaufsimulationen der Errichtung als Nachweis der Herstellbarkeit erzeugen. Neben der Unterstützung der planerischen Tätigkeiten bieten BIM-Planungen auch eine 3D-Ansicht des ganzen Endlagers und könnten so einen Beitrag zur Öffentlichkeitsarbeit leisten.

- **Qualitative Beschreibung der Betonkorrosion über Langzeit, M-C-Kopplung**
Die durchgeführte Recherche zeigt, dass der Kenntnisstand zum Alterationsverhalten von LPC und damit auch Kenntnisse über dessen Langzeitentwicklung eher gering sind. Die Aussagen zum mechanischen Verhalten bei fortschreitender Korrosion ist nur qualitativ möglich, quantitativ aber nicht belegbar. Die beschriebenen Ansätze zur Kopplung sind ebenso eher qualitativ. Die Entwicklung einer mechanisch und chemisch gekoppelten Prozessklasse, ebenso wie die Erweiterung auf Prozessklassen mit T-H-M-C-Kopplungen, sind Entwicklungsschwerpunkt bei verschiedenen Softwarepaketen und (internationalen) FuE-Vorhaben. Entsprechende Tools müssen für Prognosefähigkeit bzw. Genauigkeit der Beschreibung der Langzeitentwicklung von (LPC) Beton vorangetrieben werden, um über das Versagen des Ausbaus hinaus auch verlässlichere Aussagen zur Versatzkompaktion treffen zu können.
- **Weiterführung der Transportberechnungen, systematische Sensitivitäts- und Ungewissheitsbetrachtung, Übergang in 2D**
Die Alterationsrechnungen zum LPC-Baustoff wurden bisher eindimensional durchgeführt. Eine Erweiterung der Modelle auf eine zweidimensionale Darstellung und den gesamten Streckenquerschnitt ist notwendig, um die Prognosegenauigkeit des Versagens zu erhöhen und auch das Zusammenspiel verschiedener Betonbaustoffe wie die Tübinge und die Hinterfüllung genauer abbilden zu können.
- **Verbesserung des Kenntnisstandes über Standortbedingungen**
Die Entwicklungsarbeiten des vorliegenden Vorhabens stützen sich auf den aus anderen FuE-Vorhaben bekannten Kenntnisstand zu potenziell geeigneten Wirtsgesteinsformationen in Deutschland und Analogieschlüssen zu anderen internationalen Endlagerprojekten. Die durchgeführten Arbeiten erlauben zunächst einmal Rückschlüsse über die Einsatzfähigkeit verschiedener Ausbaukonzepte und damit auch über die Herstellbarkeit eines solchen Endlagers in Tongestein. Eine weiterführende Planung der Ausbaukonzepte ist in weiten Teilen auch vom Kenntnisstand über das Wirtsgestein abhängig. Deshalb ist es zwingend erforderlich, die Eigenschaften der Tongesteine an potenziellen Standorten besser/weiter zu untersuchen. Darin eingeschlossen sind die Untersuchung der Gesteins- und Gebirgseigenschaften, inkl. dem Trennflächengefüge, Kenntnisse über mögliche Quelldrücke, das Kriechverhalten sowie deren Abbildung in Materialmodellen und auch eine Verbesserung des Kenntnisstandes über den Primärspannungszustand inkl. Größe und Orientierung der Hauptspannungen. Es wird erwartet, dass dieser Wissenszuwachs aus dem Standortauswahlverfahren heraus erfolgt und damit zukünftig detaillierte Informationen bereitstehen.

11 Zusammenfassung

Bei der Planung eines Endlagers für hochradioaktive Abfälle in Tongesteinsformationen ist ein Ausbau der Grubenräume entsprechend der jeweiligen Teufenlage generell vorzusehen. Gründe dafür sind die Tongesteinseigenschaften wie zum Beispiel die geringe bis mäßige Festigkeit, das Kriechverhalten oder die Eigenschaftsänderungen in Abhängigkeit vom Wassergehalt. Bergbehördliche Vorgaben zur Wahrung der betrieblichen Sicherheit, radiologische Aspekte des Strahlenschutzes und weitere regulatorische Vorgaben führen zu hohen Anforderungen an die Ausbausysteme. Weiterhin kann mit Blick auf eine mögliche Rückholung der Endlagerbehälter ein langlebiger Streckenausbau von Vorteil sein, was wiederum zusätzliche Anforderungen an den Funktionszeitraum stellt. Auch für die Langzeitsicherheit des Endlagers hat der Ausbau Konsequenzen. Zum einen wird die Neigung zur Bildung von Wegsamkeiten beeinflusst, welche präjudizierend für potenziell eindringende Fluide wirken können. Zum anderen sind chemische Wechselwirkungen der Ausbaumaterialien mit dem Tongestein möglich. Andererseits stellt der Verzicht auf einen planmäßig tragenden Ausbau gemäß §24 und Anlage 5 des StandAG einen Indikator zur positiven Bewertung günstiger gebirgsmechanischer Eigenschaften für einen potenziellen Endlagerstandort im Tongestein dar. Für die anzuwendenden Ausbausysteme ergibt sich damit ein Spannungsfeld zwischen den einzelnen Anforderungen. Mit dem Vorhaben „Ausbau von Grubenbaue für ein HAW-Endlager in Tongestein“ (AGEnT) wurde ein Beitrag zur besseren Bewertung und Auflösung dieses Spannungsfeldes geleistet.

Ausgehend von bekannten technischen Lösungen im Bergbau, Tunnelbau und Endlagerprojekten wurden zunächst die Anforderungen an das Ausbaukonzept ermittelt und der Wissensstand zu den geomechanischen Eigenschaften der potenziellen Wirtsgesteine zusammengefasst.

Aufbauend darauf erfolgte die Ermittlung von Zusammenhängen zwischen dem Gebirgsdruck, dem Gebirgsaufbau bzw. den Gebirgseigenschaften sowie dem Grubenausbau auf der einen Seite und den Gebirgs- bzw. Ausbauverformungen auf der anderen Seite. Über Variationsrechnungen der Streckenform, des Streckenausbaus (Typ, Eigenschaften), der Bankung des Gebirges, der Teufenlage der Strecke (Spannungszustand) und der Festigkeit des Gebirges konnten so die wesentlichen Einflüsse auf das Ausbausystem ermittelt werden. Für kurzlebige Strecken, wie Einlagerungsstrecken der Einlagerungsvariante der horizontalen Streckenlagerung stellen Bogenstrecken mit offener Sohle geeignete Grundkonzepte dar. Für alle Strecken mit längerer Offenstandsdauer, wird dagegen empfohlen, geschlossene Ausbaukonzepte und möglichst kreisrunde Querschnitte zu nutzen.

Da, anders als im konventionellen Bergbau, Stahl als Ausbaumaterial in einem Endlager so weit wie möglich zu vermeiden ist, um eine Gasbildung und Gasdruckentwicklung einzuschränken, konzentrierte sich die Entwicklung des Ausbausystems auf den Einsatz von Betonbaustoffen. Für die Anwendung als Ort- oder Fertigbeton wurde ein niedrig-pH-Baustoff entwickelt, der grundsätzlich auch eine Weiterentwicklung hin zum Spritzbeton erlaubt.

Für das identifizierte Basiskonzept eines vollgeschlossenen Betonausbaus in kreisrunden Strecken wurde mit Hilfe hydromechanischer Modellrechnungen die THM-Entwicklung über

die vorgesehene Funktionsdauer bestimmt. Die durchgeführten Simulationen und Variationsrechnungen zeigen zum einen die Belastbarkeit des genutzten Stoffmodellansatzes und belegen zum anderen das Optimierungspotenzial eines starren Tübbingausbaus mit kompressibler Hinterfüllung.

Zur Beurteilung möglicher Effekte auf die Langzeitsicherheit wurde der aktuelle Wissensstand zur Korrosion von Beton und besonders von LPC zusammengetragen. Im Vergleich zum Normalbeton sind grundsätzlich dieselben Korrosionsmechanismen zu erwarten. Durch die Substitution von Zementklinker durch Puzzolane verschieben sich aber das Verhältnis und die Wichtigkeit der unterschiedlichen Korrosionsprozesse. Da für den Spezialbaustoff LPC gängige Klassifikationen und Einteilung nach gültigen Normen oftmals nicht greifen und ein Vergleich von Rezepturen nur bedingt möglich ist, wurde in Anlehnung an den w/z -Wert ein Vergleichswert entwickelt. Die Anwendung des Vergleichswertes erlaubte es, ein besseres Verständnis der zum Teil widersprüchlichen Literaturangaben zu entwickeln und damit auch die Korrosionsvorgänge besser beschreiben zu können.

Mittels zusätzliche Transportsimulationen wurde die Alteration des entwickelten Baustoffes über die Zeit bewertet. Die Simulationen erlaubten schließlich, zusammen mit aus der Literatur bekannten Zusammenhängen zwischen Eigenschaftsentwicklungen, eine erste vorsichtige Prognose der Langzeitentwicklung, speziell der Festigkeit des Betonbaustoffes. Es zeigte sich, dass der sehr langsame Korrosionsfortschritt letztlich nicht systembestimmend für das Versagen des Ausbaus ist. Die im Vergleich dazu viel schnellere Lastzunahme aus dem Kriechen des Gebirges führt letztlich zu Einwirkungen, die den Widerstand des Baustoffs überschreiten. Aus mechanischer Sicht ergeben sich damit keine neuen Anforderungen an Versatz und Verschlussbauwerke. Für die Bewertung der hydraulischen Widerstände im Endlager wird aber deutlich, dass die Korrosionsprodukte mit ihrer deutlich höheren Porosität die erwartete präjudizierende Wegsamkeit darstellen und in weitere Überlegungen zwingend mit einzubeziehen sind.

Im Ergebnis konnten mit dem Vorhaben AGEnT geeignete Ausbaukonzepte für ein zukünftiges Endlager im Tongestein entwickelt und die Anwendungsgrenzen aufgezeigt werden. Damit liefert das Vorhaben einen wesentlichen Beitrag zur Entwicklung eines solchen Endlagers.

Abbildungsverzeichnis

	Blatt
Abbildung 2-1: Rechteckförmige Ankerstrecke im amerikanischen Steinkohlenbergbau (Zhang et al., 2007)	5
Abbildung 2-2: Ankerstrecken im deutschen Steinkohlentiefbau: links: Bogenstrecke in Ankerausbau mit Maschendrahtverzug (Archive DMT); rechts: Rechteckstrecke mit Ankern, W-Strips und Maschendraht (Junker et. al., 2006).	6
Abbildung 2-3: links: Türstockausbau rechts: Starrer Bogenausbau, beides nach (Fördergerüst,2019)	6
Abbildung 2-4: Nachgiebiger Bogenausbau (Bildarchiv DMT)	7
Abbildung 2-5: Baustoffhinterfüllte Gleitbogenstrecke (Junker et. al., 2006)	7
Abbildung 2-6: Ausbau Kombi Typ A (Junker et. al., 2006)	8
Abbildung 2-7: Ringstrecke im deutschen Steinkohlenbergbau (Bildarchiv DMT)	9
Abbildung 2-8: Füllort Ibbenbüren erste Ausbauschale mit Anker und Spritzbeton (Haecker, 1987)	10
Abbildung 2-9: Füllort Ibbenbüren zweite Ausbauschale (Haecker, 1987)	11
Abbildung 2-10: Ausbaukonzept der Richtstrecke SO 48 (Kammer et.al., 1990)	12
Abbildung 2-11: Richtstrecke SO 48 nach Fertigstellung der Innenschale (Bildarchiv DMT)	12
Abbildung 2-12: Geologisches Profil Belchentunnel (Chiaverio, et.al. 2018)	13
Abbildung 2-13: Schadensbild während der Bauphase des Belchentunnelst (Chiaverio, et.al. 2018)	13
Abbildung 2-14: Normalprofil 3. Röhre Belchentunnel TVM-Vortrieb (Chiaverio, et.al. 2018)	15
Abbildung 2-15: Geologischer Längsschnitt (Schubert et al. 2017)	16
Abbildung 2-16: Erkundungsschacht und Erkundungsstollen am Zwischenangriff Umpfental (Schubert et al. 2017)	17
Abbildung 2-17: Tunnelvortriebsmaschine Boßlertunnel (Breidenstein 2012)	17
Abbildung 2-18: Ortsbrustaufnahme im Opalinuston (links) und im Aalenium 2 (rechts) (Voringer et al. 2017)	18
Abbildung 2-19: Boßlertunnel Tübbingausbau (Breidenstein 2012)	18
Abbildung 2-20: Boßlertunnel Tübbingfabrik und -lager (Breidenstein 2012)	19
Abbildung 2-21: Grafische Darstellung der Grubenbaue im URL HADES, nach (SCK, 2020)	20

Abbildung 2-22: Strecke im gefrorenen Gebirge (Haverkamp & Marcke 2014 links, Bastiaens et.al. 2003 rechts)	21
Abbildung 2-23: Ausbau HADES Testdrift (links Betonformsteinausbau, rechts Gleitringausbau (SCK CEN 2020)	21
Abbildung 2-24: Vortriebstechnik HADES Connecting gallery (links) und PRACLAY gallery (rechts) (EIG EURIDICE, 2020)	22
Abbildung 2-25: HADES Tübbingausbau (Bastiaens et.al 2003)	22
Abbildung 2-26: Ausbrucharten und verwendete Profiltypen im Untertagelabor Mont Terri (Bossart & Thury 2008)	24
Abbildung 2-27: Links: Raise-Bohrer; Rechts: Schneckenbohrtechnik (Bossart & Thury 2008)	25
Abbildung 2-28: Links: Kunststoffasern zur Verstärkung des Spritzbetons; Mitte: Stahlbögen als zusätzliches Ausbaumittel; Rechts: Einbau der Betonsohle (Bossart & Thury 2008)	26
Abbildung 2-29: Die gemessenen Konvergenzen in der Nische EZ-A (Bossart & Thury 2008)	27
Abbildung 2-30: Die gemessenen Konvergenzen in der Galerie 08 (Burrus et al. 2018)	27
Abbildung 2-31: 90-Tage-Tunnelwandkonvergenzen an 2 Beispielmessabschnitten C4 (linke Grafik) und C7 (rechte Grafik). C4 befand sich im Spritzbetonabschnitt des FE-Tunnels und C7 befand sich im spritzbetonfreien, nur mit Stahlbögen abgestützten Abschnitt. Die Skala der Verschiebungsvektoren ist um den Faktor 20 verstärkt, bezogen auf den ausgebrochenen Tunnel, dargestellt durch einen schwarzen Kreis, Müller et al. (2016)	28
Abbildung 2-32: Typisches Ausbausystem Mont Terri (Felslabor Mont Terri)	29
Abbildung 2-33: Modellhaftes Anlagenkonzept mit den Positionen für Versiegelungen und typische Normalprofile für ein HAA-Lager, nach Nagra (2016a)	30
Abbildung 2-34: Profile der Einlagerungstrecken (Lagerstollen) für HAA-Tiefenlager mit unterschiedlichen Ausbaudimensionierungen der Spritzbetonschale, nach Nagra (2016a)	31
Abbildung 2-35: Links: Blick in den Abschnitt der späteren Zwischenversiegelung mit Gleichbogenausbau im FE-Experiment, rechts: Detailansicht eines Gleitbogens ergänzt durch Bullflexschlauch und Mattenverzug zur Kontursicherung, nach Nagra (2015)	31
Abbildung 2-36: Ausbaukonzepte für die Zugangstrecken des HAA-Tiefenlagers mit Spritzbetonschale (links) oder doppelagigen Gleitbögen (rechts), nach Nagra (2016b)	32
Abbildung 2-37: Geologischer Längsschnitt am Untertagelabor Meuse/Haute-Marne (ANDRA 2001)	33

Abbildung 2-38: Plan des Untertagelabors Meuse/Haute-Marne (Delay et al. 2019)	33
Abbildung 2-39: Vortriebsarbeiten im Untertagelabor Meuse/Haute-Marne (von links nach rechts: a) Abteufen des Schachts, b) Vortrieb auf Sohle 445 m, c) Vortrieb auf Sohle 490 m) (ANDRA 2005b)	34
Abbildung 2-40: Gleitbogenausbau, beides nach (ENYGF,2019)	34
Abbildung 2-41: Untertagelabor Meuse/Haute-Marne Ausbau der Strecken GCS (links) und GCR (rechts) (Armand et al. 2013)	35
Abbildung 2-42: Verikal- Horizontalkonvergenz der Strecken GCS und GCR (Armand et al. 2013)	35
Abbildung 2-43: Untertagelabor Meuse/Haute-Marne Ausbau der Strecken GED (links) und deren Verformungsverhalten (rechts) (Armand et al. 2013)	36
Abbildung 2-44: Links: Die zum Vortrieb eingesetzte Schildmaschine mit Fräskopf. Rechts: Die mit Tübbingen ausgebaute Strecke GRD4 (Delay et al. 2019)	37
Abbildung 2-45: Deformationsverhalten der Hinterfüllung im Oedometerversuch (links) und Beispiel eines Prüfkörpers (rechts), nach (Zghondi et al., 2017)	38
Abbildung 2-46: Tonröhrchen im Druckversuch (links), Probekörper aus vielen Tonröhrchen (rechts oben), Tübbing mit aufgebracht Schicht aus Tonröhrchen (rechts unten), nach (Zghondi et al., 2017) und (Ly, 2019)	39
Abbildung 2-47: Vorgefertigte Bogensegmente ausgestattet mit einer Druckfläche mit kompressiblen Elementen (VMC-Segment) (Delay et al. 2019)	39
Abbildung 2-48: Schematische Darstellung der Teilschritte zur Errichtung des Ausbaus in langlebigen Grubenräumen der Schachanlage Konrad, nach Stahlmann et al. (2014)	42
Abbildung 2-49: Normprofil nach Manthee & Polster (2018)	42
Abbildung 2-50: Geschlitzter Anker-Spritzbeton-Ausbau Schacht Konrad	43
Abbildung 2-51: Kriechberechnungen: Maximale Spannung im Ausbau nach 1 und 4 Jahren, HOU/LUX-T-Stoffmodell, Tunnelschale im Tonstein, ca. 800 m Teufe (Jobmann et al., 2007)	46
Abbildung 2-52: Erforderliche lichte Streckenquerschnitte für die Einlagerungsvarianten Streckenlagerung (links) und Bohrlochlagerung (rechts) nach (Pöhler et al., 2010)	47
Abbildung 2-53: Schematische Darstellung der Ausbaukonzepte und Übersicht zu den wesentlichen Kennzahlen in Abhängigkeit des Streckenquerschnitts für kurzlebige (links) und langlebige Strecken (rechts), nach (Pöhler et al., 2010)	48
Abbildung 2-54: Streckenquerschnitte der Infrastrukturstrecken/Hauptstrecken für beide Einlagerungskonzepte (Herold et al., 2018)	50

Abbildung 2-55: Streckenquerschnitt der Einlagerungsstrecke für POLLUX [®] -3-Behälter in horizontalen Strecken (Herold et al., 2018)	50
Abbildung 3-1: Ausgewiesene Teilgebiete gemäß §13 StandAG nach Wirtsgesteinen, links: prätertiäre Tongesteine, rechts: tertiäre Tongesteine, nach (BGE 2020)	51
Abbildung 3-2: Geologischer Schnitt im generischen Endlagerstandortmodell NORD nach (Reinhold et al., 2013), Richtung Ost-West, Legende: z = Zechstein, su+m = unterer und mittlerer Buntsandstein, so+m = oberer Buntsandstein und Muschelkalk, k = Keuper, ju = Unterjura, jm = Mitteljura, jo = Oberjura, wd = Wealden, krv = Valanginium, krh = Hauterivium, krb = Barremium, krp = Aptium, krl = Albium, q = Quartär, S3 = Rhätsandstein, S2 = Aalensandstein, S1 = Hilssandstein	52
Abbildung 3-3: Geologischer Schnitt im generischen Endlagerstandortmodell NORD nach (Reinhold et al., 2013), Richtung Nord-Süd, Legende siehe Abbildung 3-2	53
Abbildung 3-4: Salinität der Tiefenwässer im Norddeutschen Becken, nach (Wolfgramm et al., 2011)	54
Abbildung 3-5: Konzept des Grubengebäudes für die Einlagerung ausgedienter Brennelemente und wärmeentwickelnde radioaktive Abfällen aus der Wiederaufarbeitung durch Bohrlochlagerung (Lommerzheim & Jobmann, 2015)	56
Abbildung 3-6: Schematische Darstellung des Einlagerungsortes der Bohrlochlagerung (Lommerzheim & Jobmann, 2015)	58
Abbildung 3-7: BSK-3 (oben) und Triple Pack für HAW-Kokillen (unten) nach (GRS, 2011)	58
Abbildung 3-8: Geologischer Schnitt durch das Endlagerstandortmodell SÜD, Richtung NW-SE, B = 5-fach überhöht, nach (Jahn et al., 2016)	59
Abbildung 3-9: Ausschnitt des Grubengebäudes für die Streckenlagerung von POLLUX [®] -3 Behältern (Jobmann & Lommerzheim, 2015)	62
Abbildung 3-10: Schematische Darstellung des Bewetterungskonzeptes für die Streckenlagerung während der Einlagerung, Kontrollbereich pink markiert, nach Pöhler et al. (2010)	63
Abbildung 3-11: Schematische Darstellung des Streckenlagerungskonzeptes für Wiederaufarbeitungsabfälle und ausgediente Brennelemente. Rechts: Längsschnitt durch eine Einlagerungsstrecke. Links: Querschnitt durch eine Einlagerungsstrecke, nicht maßstäblich (Jobmann & Lommerzheim, 2016)	64
Abbildung 3-12: Abmessungen POLLUX [®] -3 (Pöhler et al., 2010)	65
Abbildung 4-1: Typische Entwicklungsstufen eines Endlagers und Zuordnung der Rückholbarkeit und Bergung, nach (NEA, 2011) und (Herold et al., 2018)	78

Abbildung 4-2:	Pourbaix-Diagramm (Potentialdifferenz vs. pH-Wert) des Systems Eisen/Wasser bei einer Eisenionen-Konzentration von 10^{-6} mol/L nach Macherauch (1992) mit den Bereichen der Immunität (blau), Deckschichtpassivität (grün) und Korrosion (rot)	83
Abbildung 4-3:	Einfluss der Sauerstoffkonzentration auf die Korrosion von Eisen, nach Tsang & Apps (2005).	85
Abbildung 4-4:	links: Löslichkeit von O_2 in Abhängigkeit der Konzentration von NaCl-Lösungen bei einer Temperatur von 312 K (39 °C) nach Geng & Duan (2010) (vgl. Hasan 2010), rechts: Löslichkeit von O_2 in $CaCl_2$ -Lösungen in Abhängigkeit der Temperatur nach Geng & Duan (2010).	85
Abbildung 4-5:	Korrosionsrate von Stahl in sauerstoffgesättigter NaCl-Lösung bei 21,1 °C nach Uhlig & Revie (1985), vgl. (Pollitt, 1926)	86
Abbildung 4-6:	Wasserstoffbildungsraten von Werkstoff 1.0038 (Baustahl) in ges. NaCl-Lösung, (GRS, 1996)	87
Abbildung 4-7:	Wasserstoffbildungsraten der Werkstoffe 0.7043, 1.0038 (Baustahl) und 1.6210 in Q-Lauge (GRS, 1996)	87
Abbildung 4-8:	Zeitlicher Verlauf der H_2 -Bildung in Wasser aus Säckingen und Böttstein bei 80°C, Schenk (1986)	88
Abbildung 4-9:	Korrosionsraten von Stahl in Salzlösungen unterschiedlicher Zusammensetzung und Konzentration nach Sisler & Peterson (1949)	88
Abbildung 5-1:	(a) pH-Wert der Baustoffporenlösung nach 90 Tagen Lagerungszeit abhängig vom Gesamt- SiO_2 -Gehalt von Zement und reaktiver Zusatzstoffe, (b) Zeitliche Veränderung des pH-Wert abhängig von der Puzzolanbeimengung, SF = silica fume (Silikastaub), FA = flying ash (Flugasche), BFS = blast furnace slag (Hüttensand), nach (Ahn & Apted, 2010)	94
Abbildung 5-2:	Zeitliche Entwicklung der Konzentrationen von Na^+ , K^+ und Ca^{2+} -Ionen in einem Zementstein, der mit einer Mischung von 60 % CEM I (Ordinary Portland Cement) und 40 % Silikastaub hergestellt wurde nach Ahn & Apted (2010)	95
Abbildung 5-3:	Beziehung zwischen Calcium/Silicium-Verhältnis und pH-Wert der Baustofflösung, nach Baston et al. (2012)	96
Abbildung 5-4:	Löslichkeit von Siliciumdioxid in Abhängigkeit vom pH-Wert, nach Weast et al. (1986)	96
Abbildung 5-5:	Ternäres Diagramm $CaO - Al_2O_3 - SiO_2$ mit zementären Stoffen, Hydratationsprodukten und Zementen, Angaben in m%, geändert nach /39/. Die EN 197-1 klassifiziert 5 Typen von Zement: CEM I Portlandzement, CEM II Portlandkompositzement, CEM III Hochofenzement, CEM IV Puzzolanzement und CEM V Kompositzement.	98
Abbildung 5-6:	Basisrezepturen SKB (SKB 2009)	99

Abbildung 5-7:	Haegermann-Ausbreittisch mit Frischbetonkuchen	100
Abbildung 5-8:	Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 7 Tagen	104
Abbildung 5-9:	Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 28 Tagen	105
Abbildung 5-10:	Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 56 Tagen	105
Abbildung 5-11:	Druckfestigkeit und W/Z-Wert der Betone S1 bis S4 nach 91 Tagen	106
Abbildung 5-12:	Druckfestigkeitsentwicklung der Betone S1 bis S4	107
Abbildung 5-13:	Biegezugfestigkeiten der Betone S3 bis S4 im Vergleich	108
Abbildung 5-14:	Phenophtaleintest an einem teilweise karbonatisierten Beton	110
Abbildung 5-15:	Phenophtaleintest an Zementmörtel und LPC	110
Abbildung 6-1:	Löslichkeitsprodukte (K_{SP}) von Mineralen unter Berücksichtigung des Phasenbestands von Zementsteinen (siehe auch Birnin-Yauri & Glasser 1998)	117
Abbildung 6-2:	Calciumionen in Lösung abhängig vom Silikastaubgehalt, nach Saito & Deguchi (2000)	118
Abbildung 6-3:	Lösungssaum an LPC-Betonproben unterschiedlicher Zusammensetzung nach vier Monaten Leaching als REM-Aufnahme (oben) und Calcium/Silicium-Verhältnis entlang einer Messlinie ab Probenrand (unten), nach Codina (2007))	118
Abbildung 6-4:	Auswirkung von lösendem Angriff auf Betone unterschiedlicher Calcium/Silicium-Verhältnisse, geändert nach Harris et al. (2002)	119
Abbildung 6-5:	C/S-Verhältnisse von Calciumsilikathydraten in Abhängigkeit des pH-Wertes der Reaktionslösung. Die Pfeile entlang der Datenpunkte kennzeichnen Veränderung des C/S-Verhältnisses, nach Baston et al. (2012)	119
Abbildung 6-6:	Ternäres Diagramm $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$ mit Zementstein und schematischen Alterationsverläufen des Ca-Leachings, Angaben in m%, geändert nach Trümer (2020)	120
Abbildung 6-7:	Löslichkeit von Kohlendioxid in reinem Wasser in Abhängigkeit der Temperatur in Grad Celsius und des Drucks in MPa, nach Enick & Klara (1990)	121
Abbildung 6-8:	Verhältnis der Löslichkeit von Kohlendioxid in wässrigen Lösungen mit unterschiedlichem Salzgehalt zur Gaslöslichkeit in reinem Wasser vs. Gesamtsalzgehalt der Lösung, nach Enick & Klara (1990) und Kumar et al. (2005)	122
Abbildung 6-9:	Anteile der „Kohlensäureformen“ CO_2 , HCO_3^- und CO_3^{2-} an der Konzentrationssumme $c(\text{CO}_2) + c(\text{HCO}_3^-) + c(\text{CO}_3^{2-})$ berechnet für 25 °C, nach Gimbel et al. (2004)	123
Abbildung 6-10:	Lösungsgleichgewicht zwischen Calcit und Kohlensäure, nach Henning & Knöfel (2002)	123

- Abbildung 6-11: (oben) Intensität der Ettringit- und Calcitpeaks in Abhängigkeit der Probertiefe und der Versuchszeit. Gemessen mit XRD. (unten) Korrosionstiefe gegen Quadratwurzel der Versuchszeit, nach Dauzeres et al. (2014). 125
- Abbildung 6-12: REM-Aufnahmen mit EDS-Mapping nach einem Monat Versuchszeit am LPC-Beton, links/grün = Calcium, rechts/gelb = Silicium, nach Dauzeres et al. (2014) 125
- Abbildung 6-13: CT Aufnahmen, der korrodierten Proben nach einem Monat. a = Normalbeton, b = LPC-Beton, a-links: Entfernung zur Oberfläche 30 μm , b-links: Entfernung zur Oberfläche 100 μm , a2-b2-links: Porositätsverteilung, a1-b1-rechts: Porositätsaufnahme am 3D-Probekörper, a2-b2-rechts: 3D-Modell des Porennetzwerks, nach Dauzeres et al. (2014) 126
- Abbildung 6-14: Schematische Darstellung der Ionentransportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC-Beton (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017) 127
- Abbildung 6-15: Betonporosität nach einem Monat Leaching, Vergleich Normalbeton mit LPC, nach Dauzeres et al. (2014) 129
- Abbildung 6-16: REM-Aufnahmen mit EDS-Mapping von Magnesium und Calcium im Kontaktbereich von LPC (oben) und Opalinuston (unten) nach 5 Jahren, schwarz = niedrige Konzentration, rot = hohe Konzentration, nach Dauzeres et al. (2016) 129
- Abbildung 6-17: Schematische Darstellung der Ionentransportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC-Beton (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017) 130
- Abbildung 6-18: Schematische Darstellung der Ionentransportvektoren im Kontaktbereich von Normalbeton (oben) bzw. LPC-Beton (unten) mit Opalinuston (OPA), geändert nach Mäder et al. (2017) 132
- Abbildung 6-19: Löslichkeit von Americium in 1 m NaCl-Lösung als Funktion des pH-Wertes bei unterschiedlichen CO_2 -Gas Partialdrücken (Kienzler et al., 2000) 134
- Abbildung 6-20: Löslichkeit von Americium als Funktion des pH-Werts (Kienzler et al. 2003). 135
- Abbildung 6-21: Porosität eines Zementsteins in Abhängigkeit des Wasser/Zement-Werts (Zement-Taschenbuch, 2002) 137
- Abbildung 6-22: Puzzolan/Zement-Massenverhältnis gegen den pH-Wert der betrachteten Baustoffe, $n = 26$ 138
- Abbildung 6-23: Porenanteil <20 nm von Zementsteinen in Abhängigkeit des Anteils Silikastaub an der Gesamtmenge von Zement, Silikastaub und Flugasche 139

Abbildung 6-24: Abhängigkeit der Permeabilität von der kapillaren Porosität nach Powers (1958) (links) und Powers et al., (1954) (rechts)	140
Abbildung 6-25: Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und Druckfestigkeit von zementbasierten HPC-Baustoffen	140
Abbildung 6-26: Druckfestigkeit des Betons in Abhängigkeit vom w/z-Wert (Dahl, 1975)	141
Abbildung 6-27: Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Silikastaubgehalt und Wasser/Binder-Wert (Bhanja & Sengupta, 2003)	141
Abbildung 6-28: Beziehung zwischen dem Diffusionskoeffizient und $w/z_{\text{eff,LPH}}$	142
Abbildung 6-29: Gesamtporosität und absolute Kapillarporosität in vol% vor und nach der Carbonatisierung in Abhängigkeit des Wasser/Binder-Werts, (a) Normalbeton, (b) Flugaschen-Mixtur, (c) Hüttensand-Mixtur (Ngala & Page, 1997)	143
Abbildung 6-30: Diffusionskoeffizienten vor und nach der Carbonatisierung in Abhängigkeit der Kapillarporosität, (a) Chlorid Diffusionskoeffizient, (b) Sauerstoff Diffusionskoeffizient (Ngala & Page, 1997)	143
Abbildung 6-31: Einfluss des lösenden Betonangriffs auf (a) Porosität und (b) Druckfestigkeit. (c) Porositätszuwachs gegen Druckfestigkeitsverlust. Vergleich HPC- und LPC-Beton (Carde & Francois, 1999)	144
Abbildung 6-32: Veränderung der Druckfestigkeit von Betonen mit zunehmendem Sulfattreiben (rot) und einem lösenden Angriff (lila)	145
Abbildung 6-33: Schematischer Querschnitt einer Spritzbetonwand im Schacht Konrad und deren Einflussfaktoren	147
Abbildung 6-34: Illustration der Eigenschaftsänderungen über die Funktionsdauer, nach (L. Buffo-Lacarrière 2011)	153
Abbildung 6-35: Änderung der Festigkeit (links) und des E-Moduls (rechts) in Abhängigkeit der Alterationsrate, nach Jebli et al. (2018)	155
Abbildung 6-36: Vergleich der Literaturstellen-Kapillarporosität	156
Abbildung 6-37: grün: Bandbreite der prognostizierten Veränderung der Druckfestigkeit, rot: Einwirkungen auf den Ausbau entsprechend HM-Modellen	157
Abbildung 7-1: Teufenlage (Meter unter Tagesoberfläche – TOF) der mächtigen Tongesteinsfolgen	159
Abbildung 7-2: Dichte der Tongesteine in Abhängigkeit von der Teufe.	160
Abbildung 7-3: Porosität von Tongesteinen bezogen auf die Formation bzw. die Teufenlage	161
Abbildung 7-4: Wassergehalt von Tongesteinen bezogen auf die Formation bzw. die Teufenlage	162
Abbildung 7-5: Zunahme der Festigkeit mit Abnahme des Wassergehaltes. Dabei ist die Zunahme der Spitzenfestigkeit größer als die der Restfestigkeit (Bossert & Thury 2008)	162

Abbildung 7-6:	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit (USC) bezogen auf Formation bzw. Teufe	163
Abbildung 7-7:	Kohäsion bezogen auf Formation bzw. Teufe	164
Abbildung 7-8:	Innere Reibung bezogen auf Formation bzw. Teufe	164
Abbildung 7-9:	Statische Elastizitätsmodul bezogen auf die Formation bzw. Teufe	165
Abbildung 7-10:	Poissonzahl bezogen auf die Formation bzw. Teufe	165
Abbildung 7-11:	Zusammenhang zwischen dem Verschneidungswinkel (cuttingt angle), dem Hohlraum und der Schichtung des Gebirges (Stadie & Wittenberg 2008).	166
Abbildung 7-12:	Vergleich stationärer Kriechraten von Steinsalz einer Lokation und von Tongesteinen verschiedener Lokationen (Czaikowski 2011)	167
Abbildung 7-13:	Kernfotos des Wirtsgesteins aus der Bohrung Benken, Länge der Kerne je 40 cm, nach (Nagra, 2002a)	168
Abbildung 7-14:	Illustration des Opalinustons in verschiedenen Maßstäben, nach (Nagra, 2002a)	169
Abbildung 7-15:	a - Übersichtskarte zur Lage der main fault im Grubengebäude, b – Schnitt, c – Strecke 08 geologische Aufnahme der main fault, (Laurich et al., 2017)	170
Abbildung 7-16:	Klufttreibungswinkel in Abhängigkeit der Verschiebung, links nach (Colletini et al., 2009), rechts nach (Bakker et al., 2017).	171
Abbildung 8-1:	links: vom Liegenden hochbrechende Schichten im physikalischen Modellversuch, rechts: Überschiebungen und Sohlhebungen in einer Strecke, beides nach (Jacobi, 1981)	173
Abbildung 8-2:	Grenzteufen für zugelassene Konvergenzen in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit der Gesteine	174
Abbildung 8-3:	Zusammenhang zwischen der Gesteinsdruckfestigkeit und dem erforderlichen Ausbauwiderstand zur Vermeidung von Konvergenz nach der Streckenauffahrung	175
Abbildung 8-4:	Erf. Betondicke in Abhängigkeit von der Gesteinsruckfestigkeit für 1000 m Teufe	176
Abbildung 8-5:	Vergleichrechnungen unterschiedlicher Streckengeometrien in einem hydrostatischen Spannungszustand (1000 m Teufe, UCS=15 MPa, Bankung =30 cm)	179
Abbildung 8-6:	Verformung von Rechteckstrecken im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 11, Var. 12, Var. 13)	180
Abbildung 8-7:	Verformung von Rechtankerstrecken in unterschiedlichen Teufen	180
Abbildung 8-8:	Verformung von Bogenstrecken im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 01, Var. 02, Var. 06)	181

Abbildung 8-9: Kombi Typ A Ausbau mit geschlossenem Innenausbau im geschichteten Tonstein (Festigkeit 15 MPa) in 1000 m Teufe (Var. 07)	182
Abbildung 8-10: Verformung des Kombi Typ A Ausbaus in unterschiedlichen Teufen	183
Abbildung 8-11: Vergleich einer Kombi Typ A Strecke (links Var. 06) und einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke ohne Systemankerung (rechts Var. 04)	184
Abbildung 8-12: Einfluss der Bankung auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe und einem Tongstein mit einer Festigkeit von 15 MPa.	184
Abbildung 8-13: Einfluss der Bankung auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe und einem Tongstein mit einer Festigkeit von 10 MPa.	185
Abbildung 8-14: Einfluss der Gesteinsfestigkeit auf das Verformungsverhalten einer baustoffhinterfüllten Gleitbogenstrecke in 1000 m Teufe in einem Tonstein mit einer Bankung von 90 cm	186
Abbildung 8-15: Vergleich baustoffhinterfüllter Gleitbogen und Bogenstrecke mit Betonausbau (Festigkeit des Tonsteins UCS = 20 MPa, Bankung 90 cm)	187
Abbildung 9-1: Modellaufbau und Randbedingungen	190
Abbildung 9-2: Ergebnisse der Modellberechnungen mit einer Pfeilerbreite = 2*Streckenbreite	190
Abbildung 9-3: Ergebnisse der Modellberechnungen mit einer Pfeilerbreite = 5*Streckenbreite	191
Abbildung 9-4: Modell mit einer Pfeilerbreite entsprechen 3 * Streckenbreite (links: 3-Strecken-System, rechts: 9-Strecken-System)	192
Abbildung 9-5: Modell mit einer Pfeilerbreite entsprechen 4 * Streckenbreite (links: 3-Strecken-System, rechts: 9-Strecken-System)	193
Abbildung 9-6: Modellaufbau und Randbedingungen für die langlebigen Hauptstrecken	194
Abbildung 9-7: Quelldücke im Ton (Chiaverio, et al. 2018)	195
Abbildung 9-8: Ermittlung der Materialkonstanten n und A' (X-Achse: Deviatorspannung, Y-Achse: Stationäre Kriechrate)	196
Abbildung 9-9: Untersuchte Ausbauvarianten	197
Abbildung 9-10: Starres Ausbausystem mit Betonfestigkeiten von 20 MPa und 50 MPa, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	198
Abbildung 9-11: Starres Ausbausystem mit Betonfestigkeiten von 100 MPa bis 150 MPa, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	199
Abbildung 9-12: Starres Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quelldrücken (2 MPa) in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	200

Abbildung 9-13: Starres Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quelldrücken (2 MPa) in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	200
Abbildung 9-14: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 100 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	201
Abbildung 9-15: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 150 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	201
Abbildung 9-16: Starres Ausbausystem mit Kriechen mit 150 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	202
Abbildung 9-17: Modell mit Kriechen mit 180 MPa Betonfestigkeit in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	202
Abbildung 9-18: Modellaufbau und Randbedingungen für die langlebigen Hauptstrecken (zweischaliges Ausbausystem)	203
Abbildung 9-19: Vergleich einschaliges (oben) und zweischaliges (unten) Ausbausystem von 55 cm Dicke mit Betonfestigkeiten 50 MPa in Teufen von 750 m und 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	204
Abbildung 9-20: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Quellen, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	205
Abbildung 9-21: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	206
Abbildung 9-22: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 750 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	206
Abbildung 9-23: Zweischaliges Ausbausystem unter Berücksichtigung von Kriechen in einer Teufe von 1000 m, Gesteinsfestigkeit 20 MPa	207
Abbildung 9-24: Modelle mit Nachgiebigkeitselementen / Nachgiebigkeitsschicht	208
Abbildung 9-25: Modelle mit Nachgiebigkeitselementen (links: Blöcke, rechts: Stäbe)	209
Abbildung 9-26: Vergleich Modell ohne (oben) und mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm (unten) in einem Tongestein von 20 MPa Festigkeit und geringerer Kriechfreudigkeit	210
Abbildung 9-27: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit bei einer Seitendruckkennzahl von 1 (oben) und 2 (unten)	211
Abbildung 9-28: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit bei einer Seitendruckkennzahl von 1 (oben) und 0,5 (unten)	211
Abbildung 9-29: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für grob geschichtetes (oben) und ungeschichtetes Gebirge (unten)	212

Abbildung 9-30: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für eine Betonfestigkeit von 100 MPa (oben) und 60 MPa (unten) für 750 m Teufe	213
Abbildung 9-31: Vergleich Modell mit Nachgiebigkeitsschicht mit einer Dicke von 10 cm für das Material mit geringerer Kriechfreudigkeit für eine Betonfestigkeit von 100 MPa (oben) und 60 MPa (unten) für 1000 m Teufe	213
Abbildung 9-32: Einfluss des Parameters m auf die Fließkurve der kompressiblen Hinterfüllung	218
Abbildung 9-33: Geometrie, Netz und Randbedingungen des Modells	221
Abbildung 9-34: Verteilung der totalen Vertikalspannungen zu Beginn der Simulation	222
Abbildung 9-35: Initialer Spannungszustand im Modell (graue Kreuze) und entsprechend der Vorgaben aus Tabelle 9-4 (Linien)	222
Abbildung 9-36: Berücksichtigte Spannungsentlastungskurve (Seyedi et al., 2017) und Diskretisierung	223
Abbildung 9-37: Angewendete Spannungsentlastungskurve im Vergleich zu den Simulationsergebnissen	224
Abbildung 9-38: Detailansicht des Ausbausystems im Modell	225
Abbildung 9-39: Beobachtungspunkte im Wirtsgestein und der kompressiblen Hinterfüllung	228
Abbildung 9-40: Auswirkungen der Modellvernetzung auf die Simulation, links: Scherbänder bei einer feinen Vernetzung mit einem Radius von 30 m (Simulationsdauer 6,2 Jahre), rechts: Scherbänder bei einer feinen Vernetzung mit einem Radius von 45 m (Simulationsdauer 32 Jahre)	229
Abbildung 9-41: Horizontale und vertikale Konvergenzen über die Zeit und im Vergleich beider Modelle	230
Abbildung 9-42: Entwicklung der Auflockerungszone für den Rechenfall der unausgebauten Strecke	231
Abbildung 9-43: Horizontale Verschiebungen an den Beobachtungspunkten im Gebirge	232
Abbildung 9-44: Lage der Beobachtungspunkte in der Horizontalen im Vergleich zu den Scherbändern und der Auflockerungszone	232
Abbildung 9-45: Vertikalverschiebungen im Firstbereich (links) und der Sohle (rechts)	233
Abbildung 9-46: Verschiebungen im Netz mit 12-facher Überhöhung	233
Abbildung 9-47: Horizontale Verschiebungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten und als Funktion des Abstandes zur Kontur	234
Abbildung 9-48: Vertikale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur, links Firstbereich, rechts Sohle	234

Abbildung 9-49: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten in horizontaler Richtung, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage	235
Abbildung 9-50: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten im Firstbereich, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage	236
Abbildung 9-51: Entwicklung des Porenwasserdruckes an den Beobachtungspunkten im Sohlbereich, links: über den gesamten Simulationszeitraum, rechts: über die ersten 50 Tage	236
Abbildung 9-52: Visualisierung der Fließwege innerhalb der Auflockerungszone	237
Abbildung 9-53: Ausprägung der Auflockerungszone mit Berücksichtigung des Streckenausbaus nach 50 Jahren Simulationszeitraum	238
Abbildung 9-54: Ausprägung der Auflockerungszone im Vergleich der Rechenfälle ohne Ausbau (links) und mit Ausbau (rechts) nach ca. 32 Jahren Simulationszeitraum	238
Abbildung 9-55: Zeitliche Entwicklung der Auflockerungszone im Rechenfall mit Ausbau	239
Abbildung 9-56: Verschiebungen im Modellbereich	240
Abbildung 9-57: Deformationen des Netzes, 12-fach überhöht	240
Abbildung 9-58: Horizontale und vertikale Konvergenzen an der Gebirgskontur und an der Tübbingschale	241
Abbildung 9-59: Volumetrische Defomationen in der kompressiblen Hinterfüllung	241
Abbildung 9-60: Spannungsentwicklung in den drei Beobachtungspunkten innerhalb der Hinterfüllung über die Zeit	242
Abbildung 9-61: Visualisierung der Spannungsverteilung innerhalb der Hinterfüllung zum Ende des Simulationszeitraums	242
Abbildung 9-62: Horizontale Verschiebungen im Gebirge für den Rechenfall ausgebaute Strecke	243
Abbildung 9-63: Horizontale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur für verschiedene Zeitpunkte	244
Abbildung 9-64: Vertikale Verschiebungen, links Firstbereich, rechts Sohle	244
Abbildung 9-65: Vertikale Verschiebungen als Funktion des Abstandes zur Kontur für verschiedene Zeitpunkte, links Firstbereich, rechts Sohle	244
Abbildung 9-66: Porenwasserdruckentwicklung in horizontaler Richtung für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)	245
Abbildung 9-67: Porenwasserdruckentwicklung im Firstbereich für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)	245

Abbildung 9-68: Porenwasserdruckentwicklung in der Sohle für den Rechenfall ausgebaute Strecke über den gesamten Simulationszeitraum (links) und über die ersten 50 Tage (rechts)	246
Abbildung 9-69: Entstandene Fließwege entlang der Scherbänder zum Ende des Simulationszeitraumes	246
Abbildung 9-70: Normalkräfte im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten	247
Abbildung 9-71: Querkräfte im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten	248
Abbildung 9-72: Biegemomente im Tübbingausbau zu unterschiedlichen Zeitpunkten	248
Abbildung 9-73: Verlauf des fiktiven Oedometerversuchs für die unterschiedlichen Steifigkeiten	250
Abbildung 9-74: Verschiebungsfelder für die unterschiedlichen Hinterfüllungen	251
Abbildung 9-75: Scherbänder und Auflockerungszone um die Auffahrung für verschiedene Hinterfüllungen	252
Abbildung 9-76: Konvergenzen in horizontaler und vertikaler Richtung für die verschiedenen Hinterfüllungen	253
Abbildung 9-77: Ursprüngliche und verformte Gestalt der Tübbingschale am Ende der Simulation für die verschiedenen betrachteten Hinterfüllungen	253
Abbildung 9-78: Effektive mittlere Spannung innerhalb der Hinterfüllung am Ende der Simulation für die verschiedenen berücksichtigten Hinterfüllungen	254
Abbildung 9-79: Normalkräfte im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen	255
Abbildung 9-80: Querkräfte im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen	255
Abbildung 9-81: Biegemomente im Tübbingausbau, am Ende der Simulation, für die verschiedenen betrachteten kompressiblen Hinterfüllungen	256
Abbildung 9-82: Radialspannungen im Gebirge im Kontakt mit dem Ausbau für unterschiedliche Scherspannungen der Hinterfüllung	257

Tabellenverzeichnis

	Blatt
Tabelle 2-1: Eigenschaften der Spritzbeton-Außenschale nach (Thyssen, 2020)	43
Tabelle 2-2: Streckenquerschnitte nach (Pöhler et al., 2010)	47
Tabelle 3-1: Parameter für Konrad 25 °C, nach Brassler & Brewitz (2002)	55
Tabelle 3-2: Streckenlängen und Hohlraumvolumen Bohrlochlagerung	57
Tabelle 3-3: Zusammensetzung der Referenzporenlösung des schweizer Opalinustons nach (Pearson, 2002) und (Mäder, 2009)	61
Tabelle 3-4: Streckenlängen und Hohlraumvolumen Streckenlagerung	64
Tabelle 4-1: Streckenquerschnitte nach (Pöhler et al., 2010)	73
Tabelle 4-2: Übersicht der Hauptfunktionen und benötigten Platz innerhalb der Streckentypen	74
Tabelle 4-3: Streckentypen und erwartete Funktionsdauern nach (Pöhler et al., 2010)	77
Tabelle 4-4: Korrosionsraten von Stahl nach Teleander & Westermann (1993)	84
Tabelle 5-1: Zusammensetzung und pH-Wert der Porenlösung von Zementsteinen mit unterschiedlichen Mengenanteilen von CEM-I Zement (Ordinary Portland Cement), Silikastaub (SF) und Flugasche (FA) nach Ahn & Apted (2010)	95
Tabelle 5-2: Calciumoxid-, Siliciumdioxid- und Aluminiumoxidgehalt von Betonzusatzstoffen, in %	95
Tabelle 5-3: Mischungsentwurf Rezeptur S1	102
Tabelle 5-4: Mischungsentwurf Rezeptur S2	102
Tabelle 5-5: Mischungsentwurf Rezeptur S3	103
Tabelle 5-6: Mischungsentwurf Rezeptur S4	104
Tabelle 5-7: Mischungsentwurf Rezeptur S5	108
Tabelle 5-8: Eigenschaften der des Betons S5	109
Tabelle 6-1: Löslichkeit von Gasen in Wasser [g/Liter] bei einem Partialdruck von 101,3 kPa nach Sammarco&Sammarco (2002). Methan (CH ₄), Kohlendioxid (CO ₂), Schwefelwasserstoff (H ₂ S), Stickstoff (N ₂) und Sauerstoff (O ₂), nach Sammarco & Sammarco (2002)	121
Tabelle 6-2: Gesamtporosität von drei LPC und einem HPC mit Portlandzement CEM I (Cau Dit Coumes, 2008)	137
Tabelle 6-3: Anteil der Poren mit einer Größe von < 20 nm an der Gesamtporosität von drei LPC und einem HPC mit Portlandzement CEM I (Cau Dit Coumes, 2008)	139

Tabelle 6-4:	Prozentuale Zusammensetzung von Gasen (Vol.-%), die im Ort 300 der Schachanlage Konrad beprobt wurden. Die Atmosphäre enthält zum Vergleich 78,1 % Stickstoff, 20,9 % Sauerstoff und 0,9 % Argon.	146
Tabelle 6-5:	Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischem Angriff durch natürliche Böden und Grundwasser nach DIN 4030-1 für Baustoffe nach DIN EN 206 und DIN 1045-2, siehe auch (ACI, 2002)	148
Tabelle 6-6:	Grenzwerte für die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2	149
Tabelle 6-7:	Parameter für Konrad (Modellgebiet Nord) und Opalinuston Wasser bei 25 °C (Modellgebiet Süd)	151
Tabelle 6-8:	Grenzwerte für die Betonzusammensetzung nach DIN 1045-2	151
Tabelle 6-9:	Zusammensetzung der Rezeptur S5. Der w/z-Wert beträgt 1,0 ($w/(w+FM) = 1,04$), der w/zeffLPH-Wert 0,45 und bei Berücksichtigung des Fließmittels als Wasser 0,46. Zementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen 358 kg/m ³ .	151
Tabelle 9-1:	Materialeigenschaften der Tübbinge	218
Tabelle 9-2:	Eigenschaften der angepassten Balkenelemente des Ausbaus	219
Tabelle 9-3:	Materialeigenschaften der kompressiblen Hinterfüllung	219
Tabelle 9-4:	Verwendete Parameter zur Beschreibung des Wirtsgesteins, nach Manica (2018), geänderte Werte in blau	226

Quellenverzeichnis

- ACI (2002) Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-02, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002
- ABVO (1966): Allgemeine Bergverordnung über Untertagebetriebe, Tagebaue und Salinen – ABVO, vom 2. Februar 1966 (Nds. MBl. Nr. 15/1966 S. 337)
- ABergV (2017): Allgemeine Bundesbergverordnung vom 23. Oktober 1995 (BGBl. I S. 1466), zuletzt geändert durch Artikel 4 der Verordnung vom 18. Oktober 2017 (BGBl. I S. 3584)
- Ahn, J. & Apted, M.J. (2010): Geological repository systems for safe disposal of spent nuclear fuels and radioactive waste, Woodhead Publishing Series in Energy, Number 9, CRC Press, Woodhead Publishing Limited
- Alonso, M.C.; Fernandez Luco, L. et al. (2007): Low-pH Cementitious Materials Design and Characterisation, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid 2007
- Alonso, J., Garcia-Sineriz, J.L., Barcena, I., Alonso, M.C., Fernandez Luco, L., Garcia, J.L., Fries, T., Petterson, S., Boden, A., & Salo, J.P. (2009): ESDRED, Module 4 (Temporary Sealing Technology) Final Report (Contract FI6 W-CT-2004-508851), European Commission, Brussel, Belgium
- Alonso, M.C., Garcia Calvo, J.L., Walker, C., Naito, M., Pettersson, S., Puigdomenech, I., Cunado, M.A., Vuorio, M., Weber, H., Ueda, H., Fujisaki, K. (2012): Development of an accurate pH measurement methodology for the pore fluids of low pH cementitious materials. SKB R-12-02
- Alonso, M.C., Garcia-Calvo, J.L. (2016): Concrete groundwaters interactions in EBS. In: WP1 Experimental studies – State of the art literature review (M09 – Feb 2016), Deliverable D 1.03. CEBAMA (Contract Number: 662147)
- Amelung, P.; Engelhardt, H.-J.; Fiebiger, W.; Schellhorn, M.; Bracke, G.; Müller, W. & Fiederling-Kapteinat, H.-G. (2004): Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten in Salz und Tongestein (FKZ 02 E 9511). Sicherheit in der Nachbetriebsphase. Geochemie (A6), DBE TECHNOLOGY GmbH, Dezember 2004
- Amstad, C., Kovári, K. (2001): Untertagbau in quellfähigem Fels. Forschungsauftrag 52/94, 5408.01 Zürich, März 2001
- ANDRA (2001): Referentiel Geologique du Site de l'Est. - Agence Nationale Pour la Gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA), Chatenay-Malabry, A.RP.ADS 99-005, 2001
- ANDRA (2005a): Dossier 2005 Argile, Tome - PHENOMENOLOGICAL EVOLUTION OF THE GEOLOGICAL REPOSITORY, C RPADS 04 0025 B[R], Agence Nationale Pour la Gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA), Chatenay-Malabry
- ANDRA (2005b): Dossier 2005 Argile, – Synthesis Report Evaluation of the Feasibility of a Geological Repository in an argillaceous formation Meuse/Haute-Marne site, Agence Nationale Pour la Gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA), Chatenay-Malabry, Dezember 2005
- Armand G., Noireta A., Zghondia J., Seyediba D.M. (2013): Short- and long-term behaviors of drifts in the Callovo-Oxfordian claystone at the Meuse/Haute-Marne Under-ground Research Laboratory, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5 (2013) 221–230
- AtG (2020): Atomgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 15. Juli 1985 (BGBl. I S. 1565), geändert zuletzt durch Artikel 239 der Verordnung vom 19. Juni 2020 (BGBl. I S. 1328)
- Bakker, E.; Kaszubab, J.; Hangxa, S.J.T. (2017): Assessing chemo-mechanical behavior induced by CO₂-water-rock interactions in clay-rich fault gouges, 15th Water-Rock Interaction International Symposium, WRI-15, Procedia Earth and Planetary Science 17 (2017) 292 – 295
- BASF Technisches Merkblatt (2008): Wirkung von Fließmitteln in zementgebundenen Baustoffen, Trostberg 2008
- Bastiaens W., Bernier F., Buyens M., Demarche M., Li X.L., Linotte J.M. and Verstricht J. (2003): The Connecting gallery, The extension of the HADES underground research facility at Mol, Belgium, EURIDICE report 03-294, December 2003

- Bastiaens, W., Bernier, F. (2006): 25 years of underground experience in a plastic clay formation, The hades underground research laboratory, Conference: Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Taylor & Francis Group. London 2006, ISBN 0415391245
- Baston, G.M.N.; Clacher, A.P.; Heath, T.G.; Hunter, F.M.I.; Smith, V. & Swanton, S.W. (2012): Calcium silicate hydrate (C-S-H) gel dissolution and pH buffering in a cementitious near field, *Mineralogical Magazine*, Vol. 76 (8): 3045-3053
- BBG (2020): Bundesberggesetz vom 13. August 1980 (BGBl. I S. 1310), geändert zuletzt durch Artikel 237 der Verordnung vom 19. Juni 2020 (BGBl. I S. 1328)
- Beck, M., Burkert, A. (2011): Korrosion von Stahl in Beton, VBD, 2/2011: 5 – 8. 1: BetonMarketing Nord, Hannover. 2: Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
- Bernard, E.; Dauzères, A. & Lothenbach, B. (2018): Magnesium and calcium silicate hydrates, Part II: Mg-exchange at the interface “low-pH” cement and magnesium environment studied in a C-S-H and M-S-H- model system. *Applied Geochemistry*, 89: 210–218
- Bhanja, S., Sengupta, B. (2003): Optimum silica fume content and its mode of action on concrete. *ACI Materials Journal*, S. 407 – 412
- Bibi, T.; Ali, A.; Zhang, J.; Naseer, A. & Islam, S.U. (2020): Microscopic analysis of the deleterious effects of ammonium nitrate fertilizer on concrete, *Construction and Building Materials*, 249, 118716
- Birnin-Yuri, U.A. & Glasser, F.P. (1998): Friedel’s salt, $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{OH})_6(\text{Cl},\text{OH})\cdot 2\text{H}_2\text{O}$: Its solid solutions and their role in chloride binding, *Cement and Concrete Research*, Vol. 28 (12): 1713-1723
- Blosfeld, J. (2009): Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln, *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau Bremerhaven*, Wirtschaftsverlag NW
- Bollingerfehr, W., P. Herold, S. Dörr, und W. Filbert (2014): Auswirkungen der Sicherheitsanforderung Rückholbarkeit auf existierende Einlagerungskonzepte und Anforderungen an neue Konzepte (ASTERIX), Peine: DBE TECHNOLOGY GmbH, 2014
- Bosgiraud, J.-M., Armand G., Simon, J. (2017): Compressible Arch Segments for the Cigeo Access Ramps, Drifts and Vaults - A Field Test – 17011, WM2017 Conference: 43. Annual Waste Management Symposium; Phoenix, AZ (United States) INIS-US--19-WM-17011
- Bossart, P., & Thury, M. (2008): Mont Terri Rock Laboratory. Project, programme 1996 to 2007 and results, Wabern: Reports of the Swiss Geological Survey no. 3
- Bossart, P.; Bernier F. et al. (2017): Mont Terri rock laboratory, 20 years of research: introduction, site characteristics and overview of experiments, *Swiss J Geosci* (2017) 110:3–22; Published online: 21 February 2017
- Bossart P, Bernier F, Birkholzer J, Bruggeman C, Connoll P, Dewonck S, Fukaya M, Herfor M, Jensen M, Matray J-M, Mayor JC, Moeri A, Oyama T, Schuster K, Shigeta N, Vietor T, Wieczorek K (2018): Mont Terri rock laboratory, 20 years of research: introduction, site characteristics and overview of experiments. *Swiss J Geosci* 110(1):3–22
- Brake, G, Müller, W. (2005): Realistische und maximale Gasbildung in der Schachtanlage Asse, ISTec-A-979, Institut für Sicherheitstechnologie GmbH, Garching
- Brasser, Th. & Brewitz, W. (2002): Anwendbarkeit der Indikatoren „teufenabhängige Mineralisation/Salzgehalt“ für die Erfüllung der allgemeinen Anforderung „keine oder langsame“ Grundwasserbewegung. Bericht an den AKEnd. GRS-A-2956, Stand: 18.02.2002
- Brasser T., Droste J. (2008): Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle in Deutschland, Anhang Untertagelabore, Aufgabe und Zielsetzung von Untertagelaboren, Anhang zu GRS-247, ISBN 978-3-939355-22-9, Braunschweig/ Darmstadt, September 2008
- Breidenstein M. (2012): Bahnprojekt Stuttgart–Ulm, Planfeststellungsabschnitt 2.2: Albaustieg, Aichelberg, 2012
- Breit, W. (1997): Untersuchungen zum kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt für Stahl in Beton. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, 166 Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Nr. 8, Aachen, Technische Hochschule, Dissertation

- Brinkgreve, R. B. J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M., Zampich, L., and Ragi-Manoj, N. (2019). PLAXIS 2019 user manual
- Buffo-Lacarrière, L. & Sellier, A. (2011): „CHEMO-MECHANICAL MODELING REQUIREMENTS FOR THE ASSESSMENT OF CONCRETE STRUCTURE SERVICE LIFE.“ ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2011: 26
- BGE (2020): <https://www.bge.de/de/konrad/>
- Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH (2020): Zwischenbericht Teilgebiete gemäß § 13 StandAG Stand 28.09.2020, Peine
- Byerlee, J. (1978): Friction of rocks. Pure and applied Geophysics, 116, 615-626
- Carde, C., R. Francois, und J.-P. Ollivier (1997): „Microstructural changes and mechanical effects due to the leaching of calcium hydroxide from cement paste.“ In Mechanisms of chemical degradation of cement-based systems, von K. L. Scrivener, & J. F. Young. London: E & FN Spon, 1997
- Carde, Ch., Francois, R. (1999): Modelling the loss of strength and porosity increase due to the leaching of cement pastes. Cement & Concrete Composites, Vol. 21, S. 181 – 188
- Cau Dit Coumes, C., Courtois, S., Nectoux, D., Leclercq, S., Bourbon, X. (2006): Formulating a Low-Alkalinity, High-Resistance and Low-Heat Concrete for Radioactive Waste Repositories. Cement and Concrete Research, Elsevier, 2006, 36 (12), pp.2152-2163
- Cau Dit Coumes, C. (2008): Low pH cements for waste repositories: a review. Mechanisms and Modelling of Waste/Cement Interactions, Le Croisic, October 12-16
- Chaboche, J. L. (2008): A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories. International Journal of Plasticity, 24(10):1642{1693
- Chiaverio, F.; Straumann, U.; Böheim, S. (2018): Vortrieb der 3. Röhre Belchen (Sanierungstunnel Belchen, STB) Geo-technische Aspekte, Tunnelbaukolloquium ETH Zürich vom 24. Mai 2018
- Cobos, D.M.G. (2018): The role of superplasticizers and their degradation products on radionuclide mobility, Thesis, Doctor of Philosophy, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona
- Codina, M. (2007): Les bétons bas pH - Formulation, caractérisation et étude à long terme, Dissertation, INSA de Toulouse
- Codina, M., Cau-dit-Coumes, C., Le Bescop, P., Verdier, J., Ollivier J.P. (2008): Design and characterization of low-heat and low-alkalinity cements, Cement and Concrete Research Volume 38, Issue 4, April 2008, Pages 437-448
- Collettini, C., Niemeijer, A., Viti, C., Marone, C. (2009): Fault zone fabric and fault weakness, Nature · December 2009
- Czaikowski, O. (2011): Laborative und rechnerische Untersuchungen zu geomechanisch-geohydraulischen Wechselwirkungen im Tongestein im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle, Dissertation am Lehrstuhl für Deponietechnik und Geomechanik Institut für Aufbereitung, Deponietechnik und Geomechanik Technische Universität Clausthal, Clausthal 2011
- DafStb (2013): Alkali-Richtlinie, Ausgabe 2013-10
- Dahl, G. (1975): Vacuum concrete. CBI Reports, Vol. 7: 75, Teil 1. Swedish Cement and Concrete Research Institut
- Dahme, H. U. & Setzer, M. J. (2003): Untersuchung der Chloridsorption unter Berücksichtigung der Karbonatisierung, Universität Duisburg-Essen, https://www.unidue.de/ibpm/Abstracts/Dahme/CDCh_Monographie_Band27.PDF
- Dahme, U. (2006): Chlorid in karbonatisierendem Beton - Speicher- und Transportmechanismen, Dissertation, Universität Duisburg-Essen, Cuviller Verlag
- Daneluzzi R, Burrus F, Küttel T (2013): Pilot Project FE, Gallery: Execution of the FE Gallery. Mont Terri Technical Note TN 2013–103, swisstopo, Seftigenstrasse 264, 3084 Wabern
- Dauzeres, A., Le Bescop, P., Cau-Dit-Coumes, C., Brunet, F., Bourbon, X., Timonen, J., Voutilainen, M., Chomat, L., Sardini, P. (2014): On the physico-chemical evolution of low-pH and CEM I cement pastes interacting with Callovo-Oxfordian pore water under its in situ CO₂ partial pressure. Cement and Concrete Research, Vol. 58, S. 76 – 88

- Dauzeres, A., Achiedo, G., Nied, D., Bernard, E., Alahrache, S., Lothenbach, B. (2016): Magnesium perturbation in low-pH concretes placed in clayey environment-solid characterizations and modeling. *Cement and Concrete Research*, Vol. 79, S. 137 – 150
- DBE (1995): Deutsche Gesellschaft für den Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe mbH (1995): Direkte Endlagerung ausgedienter Brennelemente – DEAB, Handhabnungsversuche zur Streckenlagerung, Abschlussbericht, Hauptband, DEAB T 60, Peine
- Delay J., Lesavre A., Wileveau Y. (2008): The French underground research laboratory in Bure as a precursor for deep geological repositories, in Rempe, N.T., ed., *Deep Geologic Repositories: Geological Society of America Reviews in Engineering Geology*, v. XIX, p. 97-111, doi: 10.1130/2008.4119
- Delay J., Huret E., Plas F. (2019): Synthesis of 20 years Research, Development and Demonstration in Andra's Underground Research Laboratory in Bure for Cigéo Project – France, AGENCE NATIONALE POUR LA GESTION DES DÉCHETS RADIOACTIFS, Identification DRPAS3C190095, 15.02.2019
- Dimillo, T. (2017): Compressible grout mix for use in absorbing compressive or deformation stresses, Patent US20190048249A1, United States
- Diomidis, N.; Cloet, V.; Leupin, O.X.; Marschall, P.; Poller, A.; Stein, M. (2016): Production, consumption and transport of gases in deep geological repositories according to the Swiss disposal concept, NTB 16-03, Wettingen
- DOPAS (2016): DOPAS European Projekt, <https://posiva.fi/dopas/>
- Durning, T.A. & Hicks M.C. (1991): Using microsilica to increase concrete's resistance to aggressive chemicals. *Concrete International*, S. 42-48
- EIG EURIDICE (2020): <http://www.euridice.be/en/content/hades-underground-research-laboratory>
- EndlSiAnfV (2020): Verordnung über Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle (Endlagersicherheitsanforderungsverordnung - EndlSiAnfV), Ausfertigungsdatum: 06.10.2020
- Engelhardt, H.-J.; von Borstel, L. & Schirmer, Th. (2014): Investigation of the Thermal Stability of Materials to be used in a High-Level Nuclear Waste Repository. *Proceedings International Conference on the Performance of Engineered Barriers*, February 6–7, 2014, Hannover, Germany, p. 191–195.
- Enick, R.M. & Klara, S.M. (1990) CO₂ solubility in water and brine under reservoir conditions. *Chem. Eng. Comm.*, 90: 23 – 33
- ENYGF (2019): <http://enygf2015.org/program/technical-visits/bure/>, online Zitat, gelesen am 16.09.2020
- ETH Zürich (2020): „Brandverhalten von Beton.“, https://ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/ibk/concrete-and-bridge-design-dam/lehre/masterstudium/Stahlbeton/Vorlesungsunterlagen/Autographie/Stahlbeton_III_7%20Erg%20a4n%20Brand_inv.pdf (Zugriff am 20. Mai 2020)
- FABERG (2015): Normenausschuss Bergbau, <https://www.din.de/de/mitwirken/normenausschuesse/faberg>
- Filbert, W.; Amelung, P.; Biurrun, E.; Bollingerfehr, W.; Müller-Hoeppe, N.; Ziegenhagen, J.; Behrens, J.; Fleckenstein, L.; Hampe, M.; Khamis, M.; Kutowski, J.; Niehues, N.; Schwarz, T.; Kienzler, B.; Bauer, A.; Loida, A.; Metz, V.; Kilger, R.; Moser, E.F.; Gmal, B.; Fiederling-Kapteinat, H.-G.; Bracke, G.; Müller, W.; Fiebiger, W.; Schellhorn M. (2004): Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten in Salz und Tongestein – GEIST, Abschlussbericht Hauptband, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Filbert, W.; Bollingerfehr, W.; Heda, M.; Lerch, C.; Niehues, N.; Pöhler, M.; Schulz, J.; Schwarz, T.; Toussaint, M.; Wehrmann, J. (2010): Optimization of the Direct Disposal Concept by Emplacing SF Canisters in Boreholes - Final Report, TEC-10-2009-AB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Fördergerüst (2019): <http://www.foerdergerueste.de/ausbaue.htm>, online Zitat, gelesen am 16.09.2020
- Fritzsche, C.H. (1943): *Lehrbuch der Bergbaukunde mit besonderer Berücksichtigung des Steinkohlenbergbaues* © Springer-Verlag Berlin Heidelberg

- Fu X, Wanga Z, Tao W, Yang C, Hou W, Dong Y, Wu X (2002): Studies on blended cement with a large amount of fly ash. *Cem. Concr. Res.*, 32: 1153-1159
- Garcia, D., Grive, M., Duro, L., Brassinnes, S. (2015): The role of superplasticizers on the sorption of selected radionuclides in deep disposal conditions. *Petrus PhD Conference 2015, Nancy*
- García, D., Grivé, M., Duro, L., Brassinnes, S., de Pablo, J. (2018): The potential role of the degradation products of cement superplasticizers on the mobility of radionuclides. *Applied Geochemistry* 98 (2018) 1–9
- Geng, M. & Duan, Z. (2010) Prediction of oxygen solubility in pure water and brines up to high temperatures and pressures, *Geochimica et Cosmochimica Acta* 74(19):5631-5640
- Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Erzeugung und Verbleib von Gasen in einem Endlager für radioaktive Abfälle - Bericht über den GRS-Workshop vom 29. und 30. Mai 1996 in Braunschweig, GRS-129, Braunschweig, 1996
- Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH: Chemische Vorgänge in einem Endlager für hochradioaktive Abfälle in Ton- und Salzgestein – Synthesebericht, GRS-301, Köln, 2012
- GesBergV (2018): Gesundheitsschutz-Bergverordnung vom 31. Juli 1991 (BGBl. I S. 1751), zuletzt geändert durch Artikel 11 der Verordnung vom 29. November 2018 (BGBl. I S. 2034)
- Gimbel, R., Jekel, M., Ließfeld, R. (2004): Wasseraufbereitung – Grundlagen und Verfahren, Oldenbourg Industrieverlag München-Wien, 2004, 671 – 761
- Goerke-Mallet, P., Bolesta, M. (2008): Betonsanierung Paneel-Ausbau: *Bergbau* 9/2008 S. 416-420
- Goldberger H., Esslinger C., Lützerath T., Müller J. R., Galli M. (2017): Warum wurde der Boßlertunnel auf 800 m zweimal gebaut? – Durchfahrt einer TVM durch eine Spritzbetonstrecke, *Geomechanics and Tunneling*, Volume 10, April 2017, No. 2, ISSN 1865-7362, S. 145 ff
- Gräf, H. & Thielen, G. (1995): Betontechnologische Einflüsse auf Beginn und Fortschritt von Stahlkorrosion im Beton. Influences of concrete technology affecting the initiation and progress of steel corrosion in concrete, *Beton: die Fachzeitschrift für Bau + Technik*, Band 45: 640-646, Erkrath / Verlag Bau + Technik
- Grob, H. (1972): Schwelldruck im Belchentunnel. In: Grob, H., and K. Kovari: *Berichte, Internationales Symposium für Untertagebau*, Luzern, 11.–14. September 1972, p. 99–119
- Grübl, P., Weigler, H., Karl, S. (2001): *Beton Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst & Sohn Verlag Berlin 2001
- Haecker, D. (1987): Der Ausbau von Ausrichtungsbauen in großer Teufe, *Glückauf* 123 (1987) Nr. 9 S. 556-561
- Hampel, T. (2006) Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung, *Disseration*, Technische Universität Dresden
- Harris, A., Manning, M., Tearle, W., Tweed, C. (2002): Testing of models of the dissolution of cements – leaching of synthetic CSH gels. *Cem. Concr. Res.*, Vol. 32, Nr. 5, S. 731 – 746
- Haverkamp, B, Van Marcke, P. (2014): Endlagerung hochaktiver und langlebiger radioaktiver Abfälle in Belgien, 3. Essener Fachgespräch vom 20.03.2014
- Henning, O., Knöfel, D. (2002): *Baustoffchemie. Eine Einführung für Bauingenieure und Architekten*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 6. Auflage, ISBN 3-410-21151-9
- Herold, P.; Bertrams, N.; Prignitz, S.; Simo, E. (2018): Projekt ERNESTA - Technische Konzepte für die Rückholung der Einlagerungsvariante vertikale Bohrlochlagerung in Tongesteinsformationen, *Technischer Bericht*, BGE TEC 2018-08, Peine
- Hewlett, P.C. & Liska, M. (2019): *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*
- Holt, E.; Leivo, M.; Vehmas, T. (2014) Low-pH Concrete Developed for Tunnel End Plugs Used in Nuclear Waste Containment, *Concrete Innovation Conference 2014 (CIC2014)*, Oslo, June 11-13 2014
- Iken, H. W.; [Zimmer](#), U. P.; [Wöhl](#), U.; Breit, W.; [Lackner](#), R. R. (2012): *Handbuch der Betonprüfung - Prüfanleitungen und Beispiele*, 6. Auflage 2012, 688 S., 16,5 x 23,5 cm, 305 Abb., 99 Tab., geb. / ISBN 3-7640-0515

- Jacobi, O. (1981): Praxis der Gebirgsbeherrschung, 2. Auflage, Verlag Glück Auf GmbH, Essen
- Jahn, S.; Stark, L. et al. (2016): Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Endlagerstandortmodell SÜD – Teil II: Zusammenstellung von Gesteinseigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis, Ergebnisbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Jain, J., N. Neithalath (2009): Physicochemical changes in nano-silica and silica fume modified cement pastes in response to leaching, International Journal of Materials and Structural Integrity, 2009
- Jeanne, P.; Guglielmi, Y.; Rutqvist, J.; Nussbaum, C.; Birkholze, J. (2017): Permeability Variations Associated With Fault Reactivation in a Claystone Formation Investigated by Field Experiments and Numerical Simulations, Journal of Geophysical Research: Solid Earth
- Jebli, M.; Jamin, F.; Pelissou, C.; Malachanne, E.; Garcia-Diaz, E.; Youssofi, M. (2018): Leaching effect on mechanical properties of cement-aggregate interface, Cement and Concrete Composites 2018: 10 - 19.
- Jobmann, M.; Amelung, P.; Billaux, D.; Polster, M.; Schmidt, H.; Uhlig, L. (2007): Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland – GENESIS, Abschlussbericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Jobmann, M., Lommerzheim, A. (2015): Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine, 2015
- Jobmann, M.; Burlaka, V. et al (2016): Projekt ANSICHT - Spezifische Prozessanalysen, Arbeitsbericht, TEC-13-2016-B, Peine, 2016
- Jobmann, M., Bebiolka, A., Jahn, S., Lommerzheim, A., Maßmann, J., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A., Stark, L. & Ziefle, G. (2017): Sicherheits- und Nachweismethodik für ein Endlager im Tongestein in Deutschland. Projekt ANSICHT: Methodik Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Synthesebericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS. Peine, Hannover, Braunschweig, 2017.
- Junker, M. et al. (2006): Gebirgsbeherrschung von Flözstrecken. Verlag Glückauf Essen 2006
- Junker, M.; Imgenberg, D.; Gutberlet, K.; Hejny, H.; Jaeger, K.; Lemke, M.; Rehpöhler, T.; Schmidt, M.; Witthaus, H. (2019): RAG-Technikchronik - Buch 1: Technikentwicklung und Forschung der RAG, Herausgeber: RAG Aktiengesellschaft, GeoResources Verlag, Duisburg
- Kammer, W. (1988): Der erforderliche Ausbaustützdruck zu Streckenbeherrschung. Glückauf-Forschungshefte 49 (1988) Nr. 6 S.267-271
- Kammer, W.; Ribbeck, G.; Saplotny, H. (1990): Konzept für Streckenausbau bei hohem Gebirgsdruck auf dem Bergwerk Auguste Victoria. Glückauf 126 (1990) Nr. 19/20 S. 934-938
- Kelham, St. (2003) Acid, soft water and sulfate attack. In: J. Newman & B.S. Choo (editors), Advanced Concrete Technology. Butterworth-Heinemann, ISBN 978-0-7506-5686-3
- Kienzler, B.; Schüßler, W., Metz, V. (2000): Abschlussbericht. Ermittlung von Eignungskriterien von geologischen Formationen für die Endlagerung radioaktiver Abfälle mittels geochemischer Analysen. Günstige hydrochemische Verhältnisse. Institut für Nukleare Entsorgungstechnik (INE), Forschungszentrum Karlsruhe, FZK-INE 03/01
- Kienzler, B.; Schüßler, W. & Metz, V. (2003): Günstige hydrochemische Verhältnisse. Abschlussbericht. Ermittlung von Eignungskriterien von geologischen Formationen für die Endlagerung radioaktiver Abfälle mittels geochemischer Analysen. Institut für Nukleare Entsorgungstechnik (INE), Forschungszentrum Karlsruhe. Unterauftrag zum BfS-Vorhaben „Fachliche Unterstützung des BMU-Arbeitskreises zur Auswahl von Endlagerstandorten
- KlimaBergV (2017): Klima-Bergverordnung vom 9. Juni 1983 (BGBl. I S. 685), zuletzt geändert durch Artikel 5 Absatz 2 der Verordnung vom 18. Oktober 2017 (BGBl. I S. 3584)
- Köhler, M.; Bochnig, S.; Völsngen, F.; Hofmann, K. (1997): Mikrobiologie der Thermalwässer, Geowissenschaftliche Bewertungsgrundlagen zur Nutzung hydrogeothermaler Ressourcen in Norddeutschland, <http://gfzpublic.gfz-potsdam.de/pubman/item/escidoc:8454:5/component/escidoc:10034/9715.pdf>

- Koroleva, M., Lerouge, C., Mäder, U., Claret, F., Gaucher, E. C. (2011): Biogeochemical processes in a clay formation in situ experiment: Part B—results from overcoring and evidence of strong buffering by the rock formation. *Applied Geochemistry*, 26, 954–966
- Krönlof A. (2004): Injection grout for deep repositories, low pH cementitious grout for larger fractures, testing technical performance of materials, VTT Building and Transport
- Kumar, A., Noh, M.H., Pope, G.A., Sepehrmoori, K., Bryant, St. L., Lake, L.W. (2005): Chapter 13: Carbon Dioxide Capture for Storage in Deep Geologic Formations, Volume 2. In: D.C. Thomas & S.M. Benson (Eds.), *Carbon Dioxide Capture for Storage in Deep Geologic Formations – Results from the CO₂ Capture Project*. Elsevier Science Ltd
- Laackmann et al. (2015): *Taschenbuch für den Tunnelbau 2015*, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst&Sohn Verlag
- Laurich, B.; Urai, J.L.; Vollmer, C.; Nussbaum, C. (2017): Deformation mechanisms and evolution of the microstructure of gouge in the Main Fault in Opalinus Clay in the Mont Terri rock laboratory (CH), *Solid Earth*, 9, 1–24, 2018
- Lea, F.M. (1965): The action of ammonium salts on concrete. *Magazine of Concrete Research*, 17 (52): 115-116
- Leno, V., Urbonas, L. (2020): Carbonatisierung von zementgebundenen Baustoffen mit CO₂ unter erhöhtem Druck oder im überkritischen Zustand. URL: <https://www.bgu.tum.de/cbm/forschung/bindemittel-und-zusatzstoffe/carbonatisierung-von-zementgebundenen-baustoffen-mit-co2-unter-erhoehtem-druck-oder-im-ueberkritischen-zustand/>, zuletzt geprüft: 09.10.2020
- Locher, F.W. (2000): *Zement - Grundlagen der Herstellung und Verwendung*. Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf
- Lommerzheim, A. & Jobmann, M. (2015): *Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD*. Technischer Bericht, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine, 2015
- Lommerzheim, A., Jobmann, M., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Rubel, A., and Star, L. (2019): Safety concept, FEP catalogue and scenario development as fundamentals of a long-term safety demonstration for high-level waste repositories in German clay formations. *Geological Society, London, Special Publications*, 482(1):313{329
- Ly, Q. H. (2019): Contribution à l'étude des soutènements compressibles pour les ouvrages souterrains : Validation du modèle rhéologique SC2D pour l'argilite du COx et construction d'un modèle rhéologique Coqcéram pour le matériau compressible, LGCGM - Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique
- Mäder, U. (2009): Reference pore water for the Opalinus Clay and 'Brown Dogger' for the provisional safety-analysis in the framework of the sectoral plan – interim results (SGT-ZE), *Nagra Arbeitsber. NAB 09-14*
- Mäder, U., Jenni, A., Lerouge, C., Gaboreau, S., Miyoshi, S., Kimura, Y., Cloet, V., Fukaya, M., Claret, F., Otake, T., Shibata, M., Lothenbach, B. (2017): 5-year chemico-physical evolution of concrete-claystone interfaces, Mont Terri rock laboratory (Switzerland), *Swiss Journal of Geosciences*, Vol. 110, S. 307 – 327
- Manica, M. (2018): *Analysis of underground excavations in argillaceous hard soils – weak rocks*. Phd, Technical University of Catalonia
- Manica, M. A., Gens, A., Vaunat, J., and Ruiz, D. F. (2018): Nonlocal plasticity modelling of strain localisation in sti_ clays, *Computers and Geotechnics*, 103:138{150
- Manthee, F.; Polster, M. (2018): *Gebirgsmechanische Berechnungen im Zuge der Auffahrungen Füllort und Grubenräume 2. Sohle auf der Schachanlage Konrad*, Geotechnische Seminarreihe KIT, Institut für Boden- und Felsmechanik, 2018
- Maßmann, J. (2016): *Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Endlagerstandortmodell SÜD – Teil III: Auswahl von Gesteins- und*

- Fluideigenschaften für numerische Berechnungen im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises, Ergebnisbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Meller, N., Hall, Chr., Kyritsis, K., Giriart, G. (2007): Synthesis of cement based CaO-Al₂O₃-SiO₂-H₂O (CASH) hydroceramics at 200 and 250 °C: Ex-situ and in-situ diffraction, *Cement and Concrete Research*, 37: 823–833
- Mezger, F., Ramoni, M., Anagnostou, G. (2018): Options for deformable segmental lining systems for tunnelling in squeezing rock, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 76(March):64{75
- Mindlin, R. D. (1965): Second gradient of strain and surface tension in linear elasticity, *International Journal of Solids and Structures*, 1(4):417{438
- Mostafa, N.Y., Omar, H., Abo-El-Enein, S. A. (2008): Sulfate attack on pure calcium silicate hydrates phases, *Silicate Ind.*, 73: 117-123
- Müller, H. R.; Garitte, B.; Vogt, T.; Köhler, S.; Sakaki, T.; Weber, H.; Spillmann, T.; Hertrich, M.; Becker, J. K.; Giroud, N.; Cloet, V.; Diomidis, N.; Vietor, T. (2016) Implementation of the full-scale emplacement (FE) experiment, paper #14 of the Mont Terri Special Issue of the *Swiss Journal of Geosciences* at the Mont Terri rock laboratory
- Nagra (2002a): Projekt Opalinuston Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse, Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle, Wettingen, Dezember 2002
- Nagra (2002b): Projekt Opalinus Clay: The long-term safety of a repository for spent fuel, vitrified high-level waste and long-lived intermediate-level waste sited in the Opalinus Clay of the Züricher Weinland. Nagra, NTB 02-05, Wettingen.
- Nagra (2015): Implementation of the Full-scale Emplacement Experiment at Mont Terri: NagraDesign, Construction and Preliminary Results, NTB 15-02, Nagra, Wettingen
- Nagra (2016a): Projektkonzepte für die Lagerkammern und Versiegelungs-strecken und deren Bewertung, NAB 16-45, Wettingen
- Nagra (2016b): ENSI-Nachforderung zum Indikator "Tiefenlage im Hinblick auf bautechnische Machbarkeit" in SGT Etappe 2/Vortriebs- und Sicherheitskonzepte für die Profile F, K09, K04, K04a und D (Ergänzende Unterlagen zu NAB 16-45), NAB 16-46, Wettingen
- NEA (2011): Reversibility and Retrievability (R&R) for the Deep Disposal of High-Level Radioactive Waste and Spent Fuel - Final Report, Paris, 2011
- Ngala, V.T., Page, C.L. (1997): Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes, *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, No. 7, S. 995 – 1007
- Nowak, T., Maßmann, J. (2013): Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweis-konzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Endlagerstandortmodell Nord (ANSICHT) – Teil III: Auswahl von Gesteins- und Fluideigenschaften für numerische Berechnungen im Rahmen des Langzeitsicherheitsnachweises, Zwischenbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Nussbaum et al. (2011): Analysis of tectonic structures and excavation induced fractures in the Opalinus Clay, Mont Terri underground rock laboratory (Switzerland), *Swiss Journal of Geosciences* volume 104, Article number: 187 (2011)
- Palm, S. (2014): Kennwerte zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Beton, April 2014, https://www.vdz-online.de/fileadmin/gruppen/vdz/1WissenschaftForschung/Betontechnik/Information_Betontechnik_Kennwerte_Dauerhaftigkeit_Beton.pdf (Zugriff am 12. Mai 2020).
- Pearson, F.J. (2002): Benken. Reference water chemistry. Unpublished Nagra Internal Report, Nagra, Wettingen, Switzerland
- Pearson, F.J., Arcos, D., Bath, A., Boisson, J.Y., Fernández, A.Ma., Gäbler, H-E., Gaucher, E., Gautschi, A., Griffault, L., Hernán, P., Waber, H.N. (2002): Geochemistry of Water in the Opalinus Clay Formation at the Mont Terri Rock Laboratory. – SNHGS, Geological Report No. 30, Bern 2002
- Penttala, V. (1996): HIGH STRENGTH CONCRETE PRODUCED BY A LOW BINDER AMOUNT, 4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance concrete, Paris, 1996

- Perzyna, P. (1966): Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in Applied Mechanics*, 9:243{377
- Peterson, G. (1962): Die Haftung von Tiefbohrzementen bei Ringraumzementationen. *Erdöl-Z.*, 78 (6): 339–368
- Phung, Q.T., Maes, N. (2016): Chemical degradation of concrete with emphasis on Ca-leaching and carbonation. CEBAMA (Contract number: 662147), Deliverable D 1.03, WP1 Experimental studies – State of the art literature review (M09 – Feb 2016)
- Pöhler, M., Amelung, P., Bollingerfehr, W., Engelhardt, H.J., Filbert, W., Tholen, M. (2010): Referenzkonzept für ein Endlager für radioaktive Abfälle in Tongestein – ERATO, Abschlussbericht, TEC-28-2008-AB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Pollitt, A. A. (1926): Die Ursachen und die Bekämpfung der Korrosion; Springer Verlag
- Pourbaix, M. (1974): Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions, NACE
- Powers, T.C., Copeland, L.E., Hayes, J.C., Mann, H.M. (1954): Permeability of Portland cement paste, *J. Amer. Concr. Inst.*, Vol. 51, S. 285 – 298
- Powers, T.C. (1958): Structure and physical properties of hardened portland cement paste, *J. Amer. Ceramic Soc.*, Vol. 41, S. 1 – 6
- Rabcewicz, L. von (1963): Bemessung von Hohlrumbauten –Die Neue österreichische Bauweise und ihr Einfluss auf Gebirgsdruckwirkungen und Dimensionierung, *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol ¾, Sonderdruck 1963
- Rechenberg, W. & Sylla, H.-M. (1993): Die Wirkung von Ammonium auf Beton. *Beton* 43 (1), S. 26 – 31
- Reinhold, K., Jahn, S., Kühnlenz, T., Ptock, L., Sönke, J. (2013): Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Endlagerstandortmodell Nord (ANSICHT) – Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells, Zwischenbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Reinhold, K., Stark, L., Kühnlenz, T., Ptock, L. (2016): Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Endlagerstandortmodell SÜD – Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells, Ergebnisbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover
- Röckel, T., Lempp, C. (2003): Der Spannungszustand im Norddeutschen Becken, *Erdöl Erdgas Kohle* 119(2):73–80
- Rothpletz (2020): <https://www.rothpletz.ch/tunnelbau/referenzen/detail/felslabor-mont-terri-galerie-18>
- Saito, H., Deguchi, A. (2000): Leaching tests on different mortars using accelerated electrochemical method, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, S. 1815 – 1825
- Sammarco, G., Sammarco, O. (2002): Gases released by water: impact on underground mines and on the surface, In: B.J. Merkel, B. Planer-Friedrich & Chr. Wolkersdorfer (eds.), *Uranium in the Aquatic Environment*, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York
- Savage, D., Benbow, St.J. (2007): Research. Low pH Cements. *SKI Report 2007:32*, May 2007, ISSN 1104-1374
- Schenk, R. (1983): Experimente zur korrosionsbedingten Wasserstoffbildung in Endlagern für mittelaktive Abfälle, *Technischer Bericht TR 83-16*, Baden, 1983
- Schenk, R. (1986): UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE WASSERSTOFFBILDUNG DURCH EISENKORROSION UNTER ENDLAGERBEDINGUNGEN, *Technischer Bericht TR 86-24*, Baden, 1986
- Scheydt, J. C. (2013): Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2013
- Schlegel, H.G., Reumann, S., Schäferjohann, J. (1990): Abschätzung und Beurteilung der mikrobiellen Mobilisierung chemischer Elemente im Endlager Grube Konrad. Institut für Mikrobiologie, Georg-August-Universität Göttingen, 9K/1321/MR/TS/0001/00, B2660110, März 1990
- Schneider, E.; Rotter, K.; Saxer, A.; Röck, R. (2003): COMPLEX SUPPORT SYSTEM Komprimierbarer Ringspaltmörtel zur Bewältigung druckhafter Gebirgsbereiche bei TBM-Vortrieben mit starrem Tübbingausbau, *FELSBAU 21* (2003), NR. 5

- Schubert P., Joham K., Bauer M. (2017): Optimierung der TVM-Fahrt am Boßlertunnel durch Anwendung der Beobachtungsmethode und eines inkrementellen Planungs- und Vertragsentwicklungsprozesses, *Geomechanics and Tunneling*, Volume 10, April 2017, No. 2, ISSN 1865-7362, S. 123 ff.
- SCK (2020): <https://science.sckcen.be/en/Facilities/HADES>
- SCK CEN (2020): Engineering of an underground laboratory in clay, https://science.sckcen.be/en/Disposal_radioactive_waste/Engineering_underground_laboratory_clay
- Seher, H., Bracke, G. (2012): Chemische Vorgänge in einem Endlager für hochradioaktive Abfälle in Ton- und Salzgestein, GRS-301, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Köln, 2012
- Seyedi, D. M., Armand, G., and Noiret, A. (2017): A model benchmark exercise for numerical analysis of the Callovo-Oxfordian claystone hydromechanical response to excavation operations, *Computers and Geotechnics*, 85:287{305
- Sisler, Ch. C., Peterson, L.L. (1949): Rust inhibition of chloride salts used in ice control or dust palliation. Highway Research Project 48 G-43, Progress Report No. 1, Michigan State Highway Department, Research Laboratory, Testing and Research Division, Report No. 133, August 15, 1949
- Stadie, U., Wittenberg, D. (2008): Engineering geological and support planning of special structures at great depths; Ingenieurgeologische und ausbautechnische Planungen von Sonderbauwerken in grosser Teufe, *Glueckauf*; Journal Volume: 144; Journal Issue: 9, September 2008
- Stahlmann, J., Missal, C., Hahn, P., Edel, T. (2014): Geotechnische Bedingungen in der Schachtanlage Konrad – Auffahrungen von Strecken und Kammern im druckhaften Gebirge, *geotechnik* 37 (2014) Heft 2
- StandAG (2017): Standortauswahlgesetz vom 5. Mai 2017 (BGBl. I S. 1074), zuletzt geändert durch Artikel 2 Absatz 16 des Gesetzes vom 20. Juli 2017 (BGBl. I S. 2808)
- Stark, L., Gerardi, J., Jahn, S., Jobmann, M., Keller, S., Lommerzheim, A., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A. (2014): ANSICHT FEP Katalog für das Endlagerstandortmodell NORD - Dokumentation - (Anlage zum Bericht), Peine, 2014
- StrlSchG (2020): Strahlenschutzgesetz vom 27. Juni 2017 (BGBl. I S. 1966), geändert zuletzt durch Artikel 248 der Verordnung vom 19. Juni 2020 (BGBl. I S. 1328)
- StrlSchV (2020): Strahlenschutzverordnung vom 29. November 2018 (BGBl. I S. 2034, 2036), geändert zuletzt durch Artikel 1 der Verordnung vom 27. März 2020 (BGBl. I S. 748)
- StVO (2013): Strassenverkehrsordnung, Fassung von 2013
- Swisstopo (2020): <https://www.ensi.ch/de>
- te Kook, J. (1985): Querschnittsverminderung und Ausbauverformung von Aus- und Vorrichtungstrecken und Möglichkeiten ihrer Vorausberechnung als Planungsgrundlagen, Diss. Clausthal 1985
- Teleander, M.R., Westermann, R.E. (1993): Hydrogen Generation by Metal Corrosion in Simulated Waste Isolation Pilot Plant Environments, Sandia National Laboratories, SAND92-7347
- Thury, M., Bossart, P. (1999): The Mont Terri rock laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation, in Switzerland, *Engineering Geology* Volume 52, Issues 3–4, April 1999, Pages 347-359
- Thyssen Schachtbau (2020): https://www.thyssen-schachtbau.com/images/projekte/pdf/06_Endlagerbergwerk_Konrad_-_Modernisierung_der_Schachtforderanlagen_und_Auffahrung_angeschlossener_schachtnaer_Grubenraume.pdf, gelesen 05.08.2020
- Torres, E., Turrero, M.J., Escribano, A., Martín, P.L. (2013): Long-term Performance of Engineered Barrier Systems (PEBS), Geochemical interactions at the concrete-bentonite interface of column experiments, DELIVERABLE D-N°: D2.3-6-1, European Commission
- Trümer, A. (2020): Calcinierte Tone als Puzzolane der Zukunft – Von den Rohstoffen bis zur Wirkung im Beton, Dissertation, Universität Weimar
- Tsang, Ch.-F., Apps, J.A. (2005): *Underground Injection. Science and Technology, Developments in water science*, 52, Elsevier B.V.

- UCL (2020): <https://www.ucl-labor.de/startseite/>
- Uhlig, H.H., Revie, R. W. (1985): Corrosion and corrosion control, (3rd edn), Wiley-Interscience, New York 1985
- UVP-V Bergbau (2017): Verordnung über die Umweltverträglichkeitsprüfung bergbaulicher Vorhaben vom 13. Juli 1990 (BGBl. I S. 1420), zuletzt geändert durch Artikel 2 Absatz 24 des Gesetzes vom 20. Juli 2017 (BGBl. I S. 2808)
- Vehmas, T., Holt, E. (2016): WP1 Experimental studies – State of the art literaturereview, Deliverable D 1.03
- Vespa, M., Borca, C., Huthwelker, Th., Lothenbach, B., Dähn, R. & Wieland, E. (2020): Structural characterization of magnesium (sodium) aluminium silicate hydrate (M-(N)-A-S-H) phases by X-ray absorption near-edge spectroscopy, *Applied Geochemistry*, 123
- Vogt C, Lagerblad B, Wallin K, Baldy F, Jonasson J-E, (2009): Low pH self compacting concrete for deposition tunnel plugs. SKB R-09-07, Svensk Kärnbränslehantering AB
- Voringer J., Zenz R., Meyer A., Strauss A., Hofmann A. (2017): Erfahrungen mit der TV-Fahrt durch Tongesteine mit geringen Festigkeiten im Boßlertunnel, *Geomechanics and Tunneling*, Volume 10, April 2017, No. 2, ISSN 1865-7362, S. 135 ff.
- Weast R.C., Astle W.J., Beyer W. (1986): CRC handbook of Chemistry and Physics. Boca Raton, FL, CRC Press
- Wei, S., Jiang, Z., Liu, H., Zhou, D., Sanchez-Silva, M. (2014): Microbiologically induced deterioration of concrete - A Review, *Brazilian Journal of Microbiology*, 2014: 1001 - 1007
- Wieland, W., Lothenbach, B., Glaus, M.A., Thoenen, T., Schwyn, B. (2014): Influence of superplasticizers on the long-term properties of cement pastes and possible impact on radionuclide uptake in a cement-based repository for radioactive waste, *Applied Geochemistry*, Volume 49, S. 126-142
- Wileveau Y., Renaud V., Kazmierczak J.-B., Armand G. (2006): RHEOLOGICAL CHARACTERIZATION OF A CLAY FORMATION FROM DRIFTS EXCAVATION: ELASTIC AND ELASTOPLASTIC APPROACH, *Sea to Sky Geotechnique 2006*, Oct 2006, Vancouver, Canada, pp. 481-487, HAL Id: ineris-00174736
- WIN (2019): Wirtschaftsverband Mineralische Nebenprodukte e.V.: https://win-ev.org/fileadmin/win-ev.org/Anwendungen/Anwendungsbericht_Flugasche_im_Tunnelbau_2019-10.pdf
- Wolfgramm, M., Thorwart, K. et al. (2011): Zusammensetzung, Herkunft und Genese geothermaler Tiefengrundwässer im Norddeutschen Becken (NDB) und deren Relevanz für die geothermische Nutzung, *Zeitschrift für geologische Wissenschaften*, 39 (3/4), S. 173-193, Berlin
- Yokozeki, K., Watanabe, K., Sakata, N., Otsuki, N. (2004): Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment, *Applied Clay Science* Volume 26, Issues 1–4, August 2004, Pages 293-308
- Zement-Taschenbuch (2002): Verein Deutsche Zementwerke e.V., Düsseldorf, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 2002
- Zghondi, J., Carraretto, S., Noiret, A., and Armand, G. (2015): Monitoring and behavior of an instrumented concrete lining segment of a TBM excavation at the Meuse Haute-Marne Underground Reserach Laboratory (France), In 10th International Conference on mechanics and physics of creep, shrinkage, and durability of concrete and concrete structures, Vienna
- Zghondi, J., Vu, M.N., Armand, G. et al. (2017): Mechanical behaviour of different concrete lining supports in the Callovo Oxfordian claystone (FRANCE), *ClayConference 2017*, Davos
- Zhang, P. et al. (2007): Bi-directional shield recovery in a wide face longwall move with a pre-driven recovery room under weak roof conditions. *Proceedings 26th International conference on control in mining (2007)* page 152-159
- Zhang, C. L. (2011): Experimental evidence for self-sealing of fractures in claystone. *Physics and Chemistry of the Earth*, 36(17-18):1972{1980

Zhang, C. L. (2013): Sealing of fractures in claystone. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 5(3):214{220

Liste der berücksichtigten Normen

- DIN EN 197-1 Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
- DIN EN 206-1 | 2001-07 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- DIN EN 450-1 Flugasche für Beton – Teil 1: Definition, Anforderungen und Konformitätskriterien
- DIN 488-1:2009-08: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung
- DIN EN 934-1 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 1: Gemeinsame Anforderungen
- DIN EN 934-2 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Teil 2: Betonzusatzmittel – Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung
- DIN 1045-2 (2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- DIN EN 1991-1-1:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
- DIN EN 1991-1-2:2010-12 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke
- EN 1992: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (Eurocode2)
- DIN 4030-1 (2008) Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase – Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte.
- DIN 18225:1988-06, Industriebau - Verkehrswege in Industriebauten
- DIN EN 1008 Zugabewasser für Beton – Festlegung für die Probenahme, Prüfung und Beurteilung der Eignung von Wasser, einschließlich bei der Betonherstellung anfallendem Wasser, als Zugabewasser für Beton
- DIN EN 10080:2005-08: Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005
- DIN EN 12617-4:2 002-08 Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Prüfverfahren - Teil 4: Bestimmung des Schwindens und Quellens; Deutsche Fassung EN 12617-4:2002
- DIN EN 13263-1:2009-07 Silikastaub für Beton – Teil 1: Definitionen, Anforderungen und Konformitätskriterien
- DIN 18 225 DIN 18225 | 1988-06 Industriebau; Verkehrswege in Industriebauten
- DIN 21530 Ausbau für den Bergbau, Teil 1 bis 5
- DIN 31051 - Instandhaltungsstrategien auf einen Blick: Maßnahmen zur Bewahrung und Wiederherstellung des Soll-Zustandes sowie zur Feststellung und Beurteilung des Ist-Zustandes von technischen Mitteln eines Systems
- ISO 834-8:2002 Fire Resistance Tests – Elements of building construction

Anlage 1 – Vergleich Tongesteine

			Mol	DeutschlandNord	Bure	DeutschlandSüd	Mont Terri	BohrungBenken	Kotelnikovo	BohrungRemlingen 15
			Belgien		Frankreich		Schweiz	Schweiz	Russland	Deutschland
Quellen			19, 20, 21	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17	22, 23	2, 3, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 17	21, 25	24	26	27, 28, 29
Formation			Tertiär	Kreide	Jura	Jura	Jura	Jura	Trias	Trias
Stufe			Oligozän	Barreme-Hauterive	allovium -Oxford	Aalenium Op	Aalenium O	Aalenium Opa	sandsteinUngeglie	Röt 1 bisRöt 4
Teufe von	T _A	[m]	170	500	420	700 / 800	230	545	520	250
bis	T _E	[m]	290	700	550	800 / 900	320	655	620	390
Gesteinsdichte										
- feucht	ρ _w	[g/ cm ³]	1,9 – 2,1	2,21 – 2,45	2,39	2,52	2,45	2,52	2,13 – 2,44	2,26 – 2,45
- trocken	ρ _d	[g/ cm ³]	1,61 – 1,78	'-----	'-----	'-----	2,34	2,43	2,12 – 2,14	'-----
Kornfraktionen	< 2 μm	[Gew %]	50 – 60	43 – 61					23 (18 – 33)	
	2 – 20 μm	[Gew %]	42 – 52	29 – 44					42 (16 – 79)	
	> 63 μm	[Gew %]	0	< 1 - 2					30 (5 – 45)	
Tonminerale Quellfähig	Illit/ Muskovit	[Gew %]	10 – 30	15 – 23			23		15 – 44	28 – 38
	Smektit	[Gew %]	15 – 50	2 – 8			11		22 – 34	40 – 45
	Mixed Layer	[Gew %]								
Karbonate (Anteil)	KAS	[%]	1 – 8	7 – 22			3,5 – 16,5		<1 – 6	6 – 18
Porosität	P-eff	[%]	'-----	2 – 15	11	0,5 – 15	16,2	11	22 – 31	'-----
Wassergehalt	w	[%]	19 – 40	'-----	7,2 ± 1,4	'-----	6,6	4,5	4,6 – 8,7	8 – 13
Plastizitätszahl	Ip	[%]	42 – 58	'-----	'-----	'-----	12 – 18	'-----	14 – 18	'-----
Konsistenzzahl	lc (max)	[---]	1,1				2,4		1,8	
	lc (mittel)	[---]	0,8-0,9				2,1		1,6	
	lc (min)	[---]	0,5-0,7				1,9		1,4	
- Konsistenz		[---]	weich – halbfest				fest		fest	
einaxialeDruckfestigkeit	σ _D	[MPa]	2,0 – 2,2	'-----	21 ± 6,8	'-----	'-----	'-----	6,6 – 10,6	0,6 -1,5
	σ _{Dh}	[MPa]	'-----	22	'-----	'-----	10,5	33	'-----	'-----
	σ _{Dv}	[MPa]	'-----	18	'-----	'-----	16 – 25,6	31	'-----	'-----
Scherparameter:										
innerer Reibungswinkel	φ'	[°]	12 – 14				23	17 – 24	27	
		[°]	11 – 18	29 – 30	25	31 – 37	25	18 – 33		
Kohäsion	c'	[MPa]	0,3 – 1,0	3,2 – 11,5	4,5	5,7 – 6,3	3,6		0,3 – 1,0	

			Mol	DeutschlandNord	Bure	DeutschlandSüd	Mont Terri	BohrungBenken	Kotelnikovo	BohrungRemlingen 15
Formation			Belgien Tertiär	Kreide	Frankreich Jura	Jura	Schweiz Jura	Schweiz Jura	Russland Trias	Deutschland Trias
Stufe			Oligozän	Barreme-Hauterive	allovium -Oxford	Aalenium Op	Aalenium O	Aalenium Opa	sandsteinUngeglie	Röt 1 bisRöt 4
Schermodul	G	[GPa]					1,20			4 – 9
Elastizitäts-Konstanten:										
E-Modul (stat) Mittelwerte	E-stat	[GPa]	0,2 – 0,4	5 – 11	4 ± 1,5	19			0,2 – 2,1	1,9 – 2,3
- senkrecht							9,5 (2,8)	9		
- horizontal							15,5 (7,2)	18		
Poissonzahl (stat) Mittelwerte	v-stat	[---]	0,13 – 0,5		0,29 ± 0,05					
- horizontal				0,33			0,24	0,27		
- vertikal				0,27			0,28	0,27		
Gebirgsdruck										
Vertikaldruck (max.)	σ_v	[MPa]	4,5		12					6,1 – 9,6
Vertikaldruck (eff.)	σ'_v	[MPa]	2,3							
Horizontaldruck (min)	σ_h	[MPa]								5,8 – 10,6
Horizontaldruck (max)	σ_{H1}	[MPa]								8,7 – 13,8
Porenwasserdruck	p_w	[MPa]	2,2 – 2,3							ca. 1,7 – 2,0
Überkonsolidierung	OCR	[-]	2,1 – 2,6				3,5 – 5	2 – 3,5		
Quelldruck	σ_z^s	[MPa]								n.n.
- horiz. (Wasser mineralisiert!)				0,83 [1d]			0,5			
- vert. (Wasser mineralisiert!)				4,87 [4d]			1,2	0,8 – 1,4		
Quellhebung	ϵ_z^s	[%]								n.n.
- horiz. (Wasser mineralisiert!)				0,4 – 23 [\leq 78d]			1			
- vert. (Wasser mineralisiert!)				0,2 – 7 [\leq 150d]			7	1 - 11		
Durchlässigkeitsbeiwert	kf	[m/s]		$< 1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-12}$	$5 \times 10^{-13} - 5 \times 10^{-14}$	$< 10^{-12}$	$4 \times 10^{-12} - 2 \times 10^{-14}$			$8,2 - 8,4 \times 10^{-9}$
- horizontal				$2 - 5 \times 10^{-12}$						
- vertikal				$2 - 5 \times 10^{-12}$						

- Gerardi 2005 Gerardi, S. (2005) Self-concept of ability as a predictor of academic success among urban technical college students. The Social Science Journal, 42(2), 295–300
- Jobmann et al. 2007a Jobmann M., Uhlig L., Amelung P., Billaux D., Polster M., Schmidt H. (2007): Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland, GENESIS, Abschlussbericht, DBE TECHNOLOGY, März 2007
- Wittke 1991 Wittke W. (1991): Felsmechanische Fragestellungen bei der Planung des Endlagers Konrad, Internationale Gesellschaft für Felsmechanik, Internationaler Kongress über Felsmechanik, Berichte, Band 3, Aachen, 1991
- Buntebarth 2005 Buntebarth, G. (2005): Bestimmung thermophysikalischer Eigenschaften an Tonstein-Proben der Unterkreide, Bericht Geophysikalisch-technisches Büro: 34 S.; Clausthal-Zellerfeld

5. Schnier 1986a Schnier H. (1986a): Ergebnisse der festigkeitsmechanischen Laboruntersuchungen an Gesteinsproben aus dem Hangend- und Liegend-Bereich der Grube Konrad, BGR-Bericht, Archiv-Nr.: 99 467 / I: 18 S., 17 Abb., 14 Tab., 8 Anl.; Hannover.
6. Schnier 1986b Schnier H. (1986b): Ergebnisse der festigkeitsmechanischen Laboruntersuchungen an Proben aus den Schachtwiderlagerbohrungen im Schacht Konrad 2, BGR- Bericht, Archiv-Nr. 99 467 / II: 8 S., 3 Abb., 3 Tab., 2 Anl.; Hannover
7. Schnier 1987 Schnier H. (1987): Ergebnisse der festigkeitsmechanischen Laboruntersuchungen an Gesteinsproben aus den Schachtwiderlagerbohrungen im Schacht KONRAD 1, BGR, Bericht, Archiv-Nr. 99 467 / IV: 12 S., 3 Abb., 5 Tab., 2 Anl.; Hannover
8. Alheid 1986 Alheid, H.-J. (1986): Seismische Lastannahme für unter Tage, Ableitung der Bewegungsgrößen unter Tage. – BGR-Bericht, Archiv-Nr.: 99 586, Rev. 1: 59 S., 28 Abb., 6 Tab.; Hannover.
9. Lux et al. 2005 Lux K.-H., Czaikowski O., Wolters, R., Düsterloh U. (2005): Endlagerstandortsuche, Gebirgsmechanische Beurteilung von Tongesteinsformationen im Hinblick auf die Endlagerung radioaktiver Abfälle, Abschlussbericht der TU Clausthal: 344 S., Clausthal-Zellerfeld.
10. DBE 1998 DBE (1998): Schachtanlage Konrad - Geomechanisches Normalprofil. - CAD-Nr. 26315200, 01/1998, DBE Technology GmbH; Peine
11. BfS 2002 BfS (2002): Planfeststellungsbeschluss für die Errichtung und den Betrieb des Bergwerkes Konrad in Salzgitter als Anlage zur Endlagerung fester oder verfestigter radioaktiver Abfälle mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung vom 22. Mai 2002. - Bundesamt für Strahlenschutz.
12. Gerardi 1986 Gerardi J. (1986): Bohrung Konrad 101, Teil I - Geologischer Bericht, Teil II - Schichtenverzeichnis. - BGR, Bericht, Archiv-Nr. 99 599: 26 bzw. 47 S.; Hannover
13. Lenz et al. 1986 Lenz K.-L., Pils W., Uffenorde H. (1986): Geowissenschaftliche Vorsorgeuntersuchungen zur Standortfindung für die Ablagerung von Sonderabfällen [7]. Abschlussbericht Teil 3,1: Geologische Aufnahme. Band 1: Text. - BGR, Bericht, Archiv-Nr.: 0092117: 7: 53 Bl.; Hannover; Teil 3,2: Geologische Aufnahme. Band 3: Kernbeschreibung, Laborberichte. - BGR, Bericht, Archiv-Nr. 0092117: 9: Sammelmappe, 18 Anl.; Hannover.
14. Müller et al. 1987 Müller K., Kreutz H., Ziegenmeyer H., Meier, G.-A. (1987): Probenuntersuchungen an Lagerbegrenzungsbohrungen der Schachtanlage Konrad (TA 2219.29). - Abschlussbericht der TU Clausthal: 194 S.; Clausthal-Zellerfeld.
15. Rösch 1985 Rösch H. (1985): Tiefbohrung Konrad 101 - Laborbericht. - BGR-Bericht, nicht archiviert: 29 S., 22 Anl.; Hannover.
16. Eckhardt et al. 1989 Eckardt F. J., Rösch H., Besang C. (1989): Mineralogische und geochemische Untersuchungen an Gesteinsproben der Bhg. Konrad 101. – BGR, Bericht: 19 S., 7 Anl.; Hannover.
17. Jobmann et al. 2007b Jobmann M., Uhlig L., Amelung P. (2007): Untersuchungen zur sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland, GENESIS, Anlagenband Geologie der Referenzregionen im Tonstein, DBE TECHNOLOGY, März 2007
18. Jahn & Sönneke 2013 Jahn S., Sönneke J. (2013): F+E Endlagerung, Methodenentwicklung und Anwendung eines Sicherheitsnachweiskonzeptes für einen generischen HAW-Endlagerstandort im Tonstein (AnSichT), Endlagerstandortmodell Nord (AnSichT) – Teil II: Zusammenstellung von Gesteinseigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis, Zwischenbericht, Hannover (BGR)
19. DBETEC 2004 DBE TECHNOLOGY GmbH (2004): Gegenüberstellung von Endlagerkonzepten in Salz und Tongestein (FKZ 02 E 9511), Abschlussbericht, Hauptband, Peine, Dezember, 2004
20. Deng et al. 2011 Deng Y.F., Tang A.M., Cui Y.J., Nguyen X.P., Li X.L., Wouters L. (2012): Laboratory Hydro-mechanical Characterisation of Boom Clay at Essen and Mol, Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C Volume 36, Issues 17–18, 2011, Pages 1878-1890
21. Shaw 2010 Shaw R. (2010): Review of Boom Clay and Opalinus Clay parameters, FORGE Report D4.6 – VER 1.0 Euratom 7th Framework Programme Project: FORGE, BGS

22. ANDRA 2005 ANDRA (2005): Dossier 2005 Argile, Tome – Architecture and Management of a Geological Repository, C.RP.ADP.04.0001, Agence Nationale Pour la Gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA), 2005
23. Armand et al. 2013 Armand G., Noireta A., Zghondia J., Seyediba D.M. (2013): Short- and long-term behaviors of drifts in the Callovo-Oxfordian claystone at the Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 5 (2013) 221–230
24. NAGRA 2014 NAGRA (2014): Technischer Bericht 14-02: Geologische Grundlagen, Dossier IV – Geomechanische Unterlagen, SGT Etappe 2: Vorschlag weiter zu untersuchender geologischer Standortgebiete mit zugehörigen Standortarealen für die Oberflächenanlage, Dezember, 2014
25. Bossart & Thury 2008 Bossart P., Thury M. (2008): Mont Terri Rock Laboratory, Project, Programme 1996 to 2007 and Results, Reports of the Swiss Geological Survey, ISSN 1661-9285
26. DMT 2012/13 DMT GmbH & Co. KG (2012/13): Interne Berichte zu einem Schacht für ein Kalibergwerk in Russland
27. DMT & Systec 2017 DMT GmbH & Co. KG / TÜV NORD SysTec GmbH & Co. KG (2017): Schachtanlage Asse II -Konzeptplanung für einen weiteren Schacht Zusammenfassende Bewertung der Erkundungsergebnisse Remlingen 15 im Hinblick auf die Anforderungskriterien für den neuen Schacht
28. IbeWa 2015 IBeWa - Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser und Deponietechnik – Freiberg (2015): Abschlussbericht zu den Untersuchungen der Zusammensetzung und zum Quellvermögen toniger Proben (Oberer Buntsandstein) in der Erkundungsbohrung Remlingen 15, Thematischer Teilbericht 4
29. IfG 2015 IfG – Institut für Gebirgsmechanik GmbH – Leipzig (2015): Ermittlung gebirgsmechanischer Parameter an Kernprobenmaterial aus der Erkundungsbohrung Remlingen 15

BGE TECHNOLOGY GmbH

Eschenstraße 55

31224 Peine – Germany

T + 49 5171 43-1520

F + 49 5171 43-1506

info@bge-technology.de

www.bge-technology.de