

ELSA Phase 2

Teilbericht zum Arbeitspaket 1

Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse im Ton- und Salzgestein

BGE TEC 2020-11

ELSA Phase 2

Teilbericht zum Arbeitspaket 1

Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse im Ton- und Salzgestein

BGE TEC 2020-11

Autoren	Philipp Herold ¹ (Editor) Matthias Gruner ² Michael Jobmann ¹ Wolfram Kudla ² Christian Müller ¹
---------	---

¹ BGE TECHNOLOGY GmbH, Eschenstraße 55, D-31224 Peine

² Technische Universität Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau und Spezialtiefbau, Gustav-Zeuner Straße 1a, D-09596 Freiberg

Datum	31.08.2020
Auftraggeber	BMWI (PTKA/KIT)
Förderkennzeichen	02E11193B

Dieser Bericht wurde erstellt im Rahmen des Forschungsvorhabens:

"Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle, ELSA-Phase 2: Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse und Test von Funktionselementen von Schachtverschlüssen."

Die diesem Bericht zugrunde liegenden Arbeiten wurden im Auftrag des BMWi vertreten durch den Projektträger Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) von der BGE TECHNOLOGY GmbH 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

Inhaltsverzeichnis

Blatt

Inhaltsverzeichnis.....	i
1 Einleitung.....	1
2 Schachtverschlusskonzepte im Tongestein	3
2.1 Auswahl geeigneter Verschlusselemente (Module).....	3
2.1.1 Bentonitdichtungen	4
2.1.2 Bitumen- und Asphaltdichtungen	5
2.1.3 Betondichtungen.....	7
2.1.4 Betonwiderlager.....	8
2.1.5 Verfüllsäulen.....	9
2.1.6 Filterschichten	10
2.2 Ausbausystem im Schacht und am Dichtungsstandort	10
2.3 Funktionszeitraum für Schachtverschlüsse im Tongestein.....	11
2.3.1 Integraler Funktionszeitraum	11
2.3.2 Individuelle Funktionsdauer	13
3 Vorläufige Schachtverschlusskonzepte im Tongestein	15
3.1 Standortmodell NORD	15
3.1.1 Kurzbeschreibung der Geologie.....	15
3.1.2 Vorläufiges Verschlusskonzept für das Standortmodell Nord.....	17
3.2 Standortmodell SÜD	21
3.2.1 Kurzbeschreibung der Geologie.....	21
3.2.2 Vorläufiges Verschlusskonzept für das Standortmodell Süd	23
3.3 Offene Fragen und mögliche Optimierungen	26
4 Bitumenverfüllte Schottersäule – Vorbemessung und Prozessanalyse	29
4.1 Bemessungssituation und Einwirkungen.....	29
4.2 Abschätzung der Permeabilität des Dichtelementes	30
4.3 Abschätzung der Permeabilität der Kontaktzone	31
4.4 Abschätzung der Permeabilität der Auflockerungszone	31
4.5 Numerische Ermittlung der Auflockerungszone im umgebenden Tongestein eines Schachtverschlusses.....	35

4.5.1	Berechnungsmodell.....	36
4.5.2	Materialverhalten	37
4.5.3	Berechnungsablauf.....	44
4.5.4	Ergebnisse und Bewertung unter Berücksichtigung der totalen Spannungen	46
4.5.5	Ergebnisse und Bewertung unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen..	52
4.5.6	Zwischenfazit.....	68
4.6	Integrale Permeabilität	70
4.7	Abströmen des Bitumens.....	73
5	Integrale Permeabilität der Bentonitdichtung.....	81
5.1	Abschätzung der Permeabilität des Bentonitdichtelementes.....	81
5.2	Abschätzung der Permeabilität der Kontaktzone	84
5.3	Abschätzung der Permeabilität der Auflockerungszone	86
5.4	Integrale Permeabilität am Bentonitdichtelement	86
6	Aktualisierte Verschlusskonzepte	89
6.1	Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell Nord.....	89
6.2	Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD	93
6.3	Verbleibende offene Fragen und mögliche Optimierungen	96
7	Schachtverschlusskonzepte für Salzgestein in der flachen Lagerung	99
7.1	Anforderungen und Prämissen für die Konzeptentwicklung	99
7.2	Auswahl geeigneter Verschlusselemente (Module).....	100
7.2.1	Bentonitdichtungen.....	101
7.2.2	Schottersäulen.....	101
7.2.3	MgO-Beton	102
7.2.4	Salzgrus-Ton-Gemische	102
7.2.5	Bitumen-Asphalt-Elemente	103
7.3	Grundkonzept für Schachtverschlüsse für das Endlagerstandortmodell Flache Lagerung	104
7.3.1	Kurzbeschreibung der geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen	104
7.3.2	Varianten zur Anordnung der Module	108
7.3.3	Vorbemessung der Verschlusskomponenten.....	114
7.4	Nachweis- und Funktionszeitraum für den gesamten Schachtverschluss	124
7.5	Offene Fragen	126

8	Zusammenfassung	127
9	Abbildungsverzeichnis	129
10	Tabellenverzeichnis	133
11	Quellenverzeichnis	135
	Anhang A - Zusammenstellung von Anforderungen an Schachtverschlüsse	140
	Anhang B - Kurzbericht Alterung und mikrobieller Abbau von Bitumen.....	144

1 Einleitung

Der Schutz der Biosphäre vor den schädlichen Auswirkungen ionisierender Strahlung und toxischer Bestandteile ist das primäre Schutzziel der Endlagerung hochradioaktiver Abfälle in tiefen geologischen Formationen. Innerhalb des Barrierensystems eines Endlagers stellen die Schachtverschlüsse eine wesentliche geotechnische Barriere dar. Mit ihnen werden vom Menschen geschaffene Zugänge zu den Grubenräumen und damit die direkte Verbindung zur Biosphäre sowie potenzielle Zu- bzw. Austrittspfade von Lösungen dauerhaft verschlossen. Damit soll ein Zustand geschaffen werden, der mit dem natürlichen Isolationspotenzial der geologischen Barriere bzw. der hangenden Schutzschichten vergleichbar ist.

Teilziel des Forschungsvorhabens "Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle" (ELSA) ist es, planerisch standortunabhängige Konzepte für Schachtverschlüsse zu Endlagern für wärmeentwickelnde hochradioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente für die potenziellen Wirtsgesteine Ton- und Salzgestein zu entwickeln. Die Allgemeingültigkeit der Konzepte soll durch einen modularen Aufbau der Verschlussysteme ermöglicht werden. Zukünftige standortspezifische Anpassungen sollen so erleichtert werden.

Grundlage für die Entwicklung von Schachtverschlusskonzepten im Tongestein bilden die Arbeiten zur Entwicklung eines Sicherheits- und Nachweissystems zur Endlagerung im Tongestein in Deutschland im Rahmen des Forschungsvorhabens ANSICHT (Jobmann et al. 2017a). Das entwickelte modulare Verschlussystem wird an die darin bearbeiteten potenziellen Standortregionen in Nord- und Süddeutschland angepasst. Mächtige homogene Tonsteinfolgen im Norden und heterogene Formationen im Süden unterscheiden sich aufgrund ihrer Genese im geologischen Aufbau und damit auch in den Anforderungen an einen Schachtverschluss.

Basis der Überlegungen für Schachtverschlüsse für Endlager in Salz sind die Verschlusskonzepte aus den Arbeiten von K+S in Salzdettfurth (Breidung 2002) und der "Vorläufigen Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben (VSG)" (Müller-Hoeppe et al. 2012). Da mit dem Verschlusskonzept der VSG bereits eine mögliche Konzeption für den Verschluss eines Endlagerbergwerkes in einem Salzstock vorliegt, berücksichtigt die aktuelle Konzeption die flache bzw. weitgehend flache Lagerung des Wirtsgesteins Salz.

Die Ergebnisse der Konzeptentwicklung von Schachtverschlüssen für Endlager in Ton- und Salzgestein sind in dem vorliegenden Teilbericht dokumentiert.

2 Schachtverschlusskonzepte im Tongestein

Da gegenwärtig keine Standorte für ein Endlager für wärmeentwickelnde hochradioaktive Abfälle und ausgediente Brennelemente in Deutschland benannt sind, werden die Konzepte für Schachtverschlüsse für Endlager in Tongestein in enger Anlehnung an das Forschungsvorhaben ANSICHT (Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tongestein) durchgeführt. Im Forschungsvorhaben ANSICHT wurde eine Methodik für einen Sicherheitsnachweis für ein Endlager in einer Tongesteinsinformation entwickelt. Ein grundlegender Teil dieses Vorhabens war die Erstellung repräsentativer geologischer Standortmodelle in Deutschland anhand derer die Nachweismethodik demonstriert werden kann. Die erarbeiteten generischen Referenzmodelle umfassen ein Standortmodell für Norddeutschland im Bereich der Unterkreidetone (Reinhold et al. 2013) und ein zweites Standortmodell für Süddeutschland im Bereich des Opalinustons (Reinhold et al. 2016). Beide Endlagerstandortmodelle werden im ELSA-Projekt als Grundlage für die Konzeptentwicklungen genommen

In diesem Bericht werden zunächst ausgewählte Verschlusselemente (Module) und deren Eigenschaften beschrieben und anschließend Verschlusskonzepte für beide Endlagerstandortmodelle im Tongestein in Deutschland vorgestellt.

2.1 Auswahl geeigneter Verschlusselemente (Module)

Allgemeine und spezielle Anforderungen an einen Schachtverschluss im Tongestein wurden bereits in der ersten Phase dieses ELSA-Vorhabens (Kudla et al. 2013) zusammengestellt. Diese Anforderungen dienen als Grundlage für die Konzeptentwicklung. Eine Übersicht über die Anforderungen an Schachtverschlüsse ist im Anhang A wiedergegeben. Diese beruhen in im Wesentlichen auf dem Sicherheits- und Nachweiskonzept für eine Endlagerung im Tongestein nach Jobmann et al. (2017a) und den „Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle“ (BMU, 2010). Zum Zeitpunkt der Berichtserstellung lag ein Entwurf der Verordnung über Sicherheitsanforderungen für die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle vor. Da die Verordnung zum bis zum Vorhabensende aber noch nicht in Kraft gesetzt war, bilden die Sicherheitsanforderungen des BMU (2010) die wesentliche Arbeitsgrundlage.

Prämissen zur Konzeptentwicklung und Lokation der Dichtungen sind:

- Diversitär-redundanter Aufbau des Gesamtverschlusses
- modularer Aufbau zur vereinfachten Anpassung an verschiedene geologische Formationen bzw. Lithologien
- wesentliche Barriere = der innerhalb des Wirtsgesteins bzw. innerhalb des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches (ewG) liegende Teil des Dichtungssystems
- hydraulische Trennung von Aquiferen in verschiedenen Horizonten durch weitere gesonderte Dichtelemente
- Ausreichende Distanz zu Füllortbereichen

Für Verschlusskonzepte im Tongestein werden sechs wesentliche Verschlusselemente oder Module ausgewählt:

- Bentonitdichtungen
- Bitumen- und Asphaltdichtungen
- Betondichtungen
- Betonwiderlager
- Verfüllsäulen
- Filterschichten

Das Verschlussystem kann damit aus mehreren teils redundanten und diversitären Elementen zusammengestellt werden. Als Dichtelemente sollen innerhalb des ewGs eine wesentliche Dichtung und z. B. zur hydraulischen Trennung einzelner Aquifere oder zur Abdichtung spezifischer Grundwasserhorizonte diverse weitere Dichtungen enthalten sein. Bei der Erarbeitung eines Verschlusskonzeptes sind stets die lokalen lithologischen Verhältnisse am Schacht zu berücksichtigen. Die wesentlichen Eigenschaften und Trag- oder Dichtfunktionen der verschiedenen Verschlusselemente werden nachfolgend beschrieben.

2.1.1 Bentonitdichtungen

Unter dem Begriff Bentonit wird im Allgemeinen ein quellfähiges Gemisch verschiedener Tonminerale mit einem Montmorillonitgehalt von $> 50\%$ bezeichnet. Entsprechend der Herkunft und mineralogischen Zusammensetzung können verschiedene Typen mit verschiedenen Eigenschaften unterschieden werden. Das Dichtmaterial Bentonit und das mögliche Wirtsgestein Tongestein können somit aus ähnlichen Mineralen bestehen. Bentonit besitzt bei entsprechender Zusammensetzung ähnliche chemische Eigenschaften wie das Wirtsgestein. Tonminerale weisen teilweise eine hohe Sorptionsfähigkeit gegenüber Radionukliden auf. Bentonit weist bei entsprechender Verdichtung eine sehr geringe Permeabilität auf. Durch den Anteil quellfähiger Minerale reagiert das Material bei Lösungs-/Wasserzutritt mit einer Volumenvergrößerung oder, bei entsprechender Einspannung, mit einem Druckaufbau. Bentonit eignet sich daher als artähnliches Material sehr gut als langzeitstabiles Dichtmaterial in Verschlussbauwerken in einem Endlager in Tongestein.

In Folge der genannten Eigenschaften kann davon ausgegangen werden, dass Bentonit als Dichtmaterial langfristig ähnliche Eigenschaften wie das Wirtsgestein aufweist und damit über den Funktions- und Nachweiszeitraum hinweg funktionsfähig bleibt.

Durch die Vielzahl günstiger Eigenschaften werden Dichtsysteme aus Bentonit bzw. Tonmineralen für den Verschluss von Tageszugängen konventioneller Bergwerke, untertägiger Depositionen und auch Endlager für radioaktive Abfälle genutzt. Die Herstellbarkeit und Funktionsfähigkeit von Querschnittsabdichtungen aus Bentonit in Schächten wurde bereits großtechnisch erprobt und kann als Stand der Technik beschrieben werden. Ein Beispiel der großtechnischen Erprobung eines aus Calcium-Bentonit bestehenden Dichtelementes wurde im Forschungsvorhaben „Schachtverschluss Salzdetfurth“ (Bredung 2002) erbracht. In ähnlicher Weise erfolgte mit dem belgischen RESEAL-Projekt auch der Eignungsnachweis einer Bentonitdichtung im Ton nach van Geet et al. (2009).

Für die Anwendung im Schachtverschlusskonzept soll entsprechend bekannter Systeme, wie beispielsweise nach Breidung (2002), ein binäres Gemisch aus Bentonitbriketts/-pellets und losem Granulat am abzudichtenden Bereich im Schacht eingebaut und verdichtet werden. Die Materialauswahl des Bentonits richtet sich nach den gestellten Anforderungen an Quelldruck, Durchlässigkeit und hydrochemische Verhältnisse im angrenzenden Gestein. Für die beiden Endlagerstandortmodelle soll zunächst keine Festlegung auf den bisher angewendeten Ca-Bentonit erfolgen.

Als Optimierung von Bentonitdichtungen können Äquipotenzialsegmente bzw. das sogenannte Sandwich-Konzept zur Vergleichmäßigung der durchdringenden Flüssigkeitsfront in die Bentonitdichtungen integriert werden. Das Sandwich-Konzept mit der Schichtung von Dichtsegmenten (DS) und Äquipotenzialsegmenten (ES) verspricht gut geeignet sein, um langfristig, auch unter erschwerten hydraulischen Bedingungen, ihre Funktionsfähigkeit gewährleisten zu können. Die DS bestehen üblicherweise aus einem binären Bentonitgemisch, analog reiner Bentonitdichtelemente. Das Material in den dazwischen geschalteten ES soll dagegen eine um mehrere Größenordnungen höhere hydraulische Leitfähigkeit besitzen. So soll über die Auflockerungszone (ALZ) im Wirtsgestein Tongestein oder über lokale Durchbrüche (Fingerring) im Dichtungssystem selbst eindringendes Fluid schnell über das Volumen der ES verteilt und damit eine schnelle und homogene Befeuchtung der angrenzenden DS initiiert werden. Gleichzeitig soll das Material der ES volumenstabil sein, damit der sich in den DS durch die Feuchte aufbauende Quelldruck nicht durch eine Kompression der ES kompensiert wird. Eine ausführliche Beschreibung des Sandwich-Systems ist in Schuhmann et al. (2009) zu finden. Die im Rahmen des ELSA-Vorhabens durchgeführten Untersuchungen an Äquipotenzialsegmenten sind im Zusammenfassenden Abschlussbericht und dem Teilbericht zum Arbeitspaket 4, siehe Kudla et al. (2020) dokumentiert.

2.1.2 Bitumen- und Asphaltdichtungen

Als Bitumen werden die schwerflüssigen Rückstände der Erdöldestillation benannt. Dabei handelt es sich um ein Gemisch aus verschiedensten Kohlenwasserstoffen. Eine grundsätzliche Unterscheidung der Kohlenwasserstoffe in hochmolekulare Asphaltene und niedermolekulare Maltene charakterisiert die kolloiddisperse Struktur des Materials. Daraus begründen sich die rheologischen Eigenschaften. Bei Zimmertemperatur ist Bitumen im Allgemeinen fest. Mit zunehmender Temperatur sinkt die Viskosität, und die Flüssigkeitseigenschaften des Materials treten in den Vordergrund. Bitumen kann bei kleinen Belastungsraten und großen Belastungsdauern als Flüssigkeit angesehen werden.

Bitumen ist wasserunlöslich und gleichzeitig von Wasser undurchdringlich sowie gegen Salze, aggressive Wässer, Säuren und Laugen weitgehend beständig. Gelöst werden kann Bitumen nur von organischen Lösungsmitteln, wie Benzol oder Toluol. Reines Bitumen besitzt bei Zimmertemperatur eine niedrige Dichte von 1000 bis 1060 kg/m³. Die Eigenschaften des Bitumens führen zu einer hohen Benetzungsfähigkeit und damit Haftfestigkeit an anderen Materialien, sofern die anderen Materialien trocken und staubfrei sind, und somit zu einer wirksamen Abdichtwirkung von Klüften und Rissen.

Durch die niedrige spezifische Wärmekapazität ($1,7\text{--}1,9 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ bei $0\text{--}200^\circ\text{C}$) und die sehr geringe Wärmeleitfähigkeit ($0,16 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$) besitzt Bitumen eine gute thermische Isolierwirkung (Benedix 2008). Burkhardt & Egloffstein (1995) und auch Eschrich (1980) führen weiterhin auf, das Bitumen vergleichsweise langzeitbeständig gegen radioaktive Strahlung ist und auch als Matrix für schwach- und mittelaktive Abfälle genutzt werden kann.

Chemische Wechselwirkungen zwischen Bitumen und den hochradioaktiven Abfällen können zu einer Alteration des Bitumens führen. Nach Wolf (1989) weist Bitumen nur eine geringe mikrobiologische Zersetzung auf. Welchen Einfluss die Alterungsprozesse auf die Funktionsfähigkeit und -dauer haben, ist nicht abschließend geklärt (siehe auch Anhang B).

Durch die Beimengung von Gesteinskörnungen lässt sich die Dichte und Viskosität von Bitumen verändern, in der Regel erhöhen. Gemische aus Bitumen und Gesteinskörnungen werden als Asphalt bezeichnet. Durch die Auswahl geeigneter Bitumenarten und Gesteinskörnungen werden die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften sehr gut planbar/berechenbar.

Eine Unterteilung von Bitumen kann in Abhängigkeit der Herstellungsart, des Anwendungsgebietes oder der Eigenschaften erfolgen. Nach den Herstellungsverfahren lassen sich Bitumen in Destillations-, Oxidations-, Hochvakuum- und Polymermodifizierte Bitumen unterscheiden. Für die Anwendung als Dichtelement innerhalb eines Schachtverschlusses sind vor allem Destillations- und Oxidationsbitumen interessant. Destillationsbitumen sind die nicht weiter behandelten Rückstände der Erdöldestillation. Durch eine zusätzliche Behandlung mit Luft (Oxidationsbitumen) können die Eigenschaften hin zu einer geringeren Temperaturempfindlichkeit und höheren Viskosität gesteuert werden. Oxidationsbitumen sind im Allgemeinen härter als Destillationsbitumen (Burkhardt & Egloffstein 1995).

2.1.2.1 Bitumendichtungen

Die Kombination verschiedener Bitumen ist generell möglich. Die unterschiedlichen Eigenschaften der Bitumensorten sollen beispielsweise im Verschlussprinzip „Harte Schale – Weicher Kern“ kombiniert zur Anwendung kommen (siehe Abbildung 2-1). Ein weiches Destillationsbitumen mit sehr guten Benetzungseigenschaften und ausgeprägtem Flüssigkeitscharakter wird von zwei Schichten aus hartem Oxidationsbitumen eingefasst. Während die äußeren Schichten die Lagestabilität verbessern, erhöht die innere Schicht die Dichtwirkung (Kudla et al. 2009).

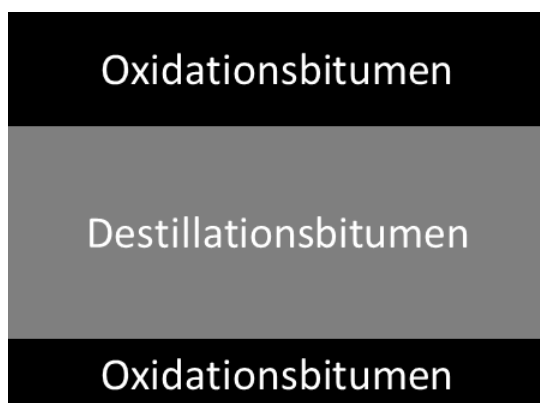


Abbildung 2-1: Vorteilhafter schichtartiger Aufbau einer Bitumendichtung nach dem Prinzip "Harte Schale – Weicher Kern", gegen Fluidruck von unten, nach Kudla et al. (2009)

2.1.2.2 Bitumenverfüllte Schottersäule

Eine bitumenverfüllte Schottersäule in einem Schacht vereint die Stützwirkung einer Verfüllsäule mit den Dichteigenschaften des Bitumens. Die setzungsarme Schottersäule bildet die Verfüllung des Schachtquerschnittes. Durch die Stützwirkung der Verfüllung werden Abschalungen an der Gebirgskontur (Schachtwänden) und damit auch die Bildung von Umläufigkeiten verhindert. In den Porenraum des Schotters wird lagenweise heißes Bitumen eingegossen. Ein hoch fließfähiges Bitumen mit guten Benetzungseigenschaften ist potenziell geeignet, den Porenraum des Schotters zu verfüllen, eventuell auch in die auffahrungsbedingte Auflockerungszone am Schachtrand einzudringen und das dort vorhandene Rissystem zu verstopfen. Durch seine günstigen rheologischen Eigenschaften ist davon auszugehen, dass auch bei einem Auflaufen des Gebirges auf die bitumenverfüllte Schottersäule keine Sprödbürche und Risse im erkalteten Bitumen entstehen. Die bitumenverfüllten Schottersäulen sind als sofort wirksame Dichtelemente anzusehen. Bitumendichtungen bilden im Verschlusskonzept diversitäre Ergänzungen zu den Bentonitdichtungen. Die Lage der bitumenverfüllten Schottersäulen ergibt sich u. a. aus den jeweiligen lithologischen Gegebenheiten im Schachtprofil.

2.1.2.3 Asphaltdichtungen

Bei der Verwahrung konventioneller Bergwerksschächte fand in der Vergangenheit zumeist handelsüblicher Gussasphalt Verwendung. Handelsübliche Gussasphaltnmischungen bestehen aus bis zu 75 % Gesteinskörnungen, 20 bis 30 % Füller und ca. 7 bis 8 % Bitumen. Die Gesteinskörnung bildet kein stützendes Korngerüst.

Bei der Verwahrung konventioneller Bergbauschächte dient Gussasphalt als geringmächtige, sofortwirksame Dichtung und wird in Ergänzung zu Tondichtungen eingebaut. Der Einbau erfolgt heiß. Dabei wird das Dichtmaterial in den Dichtungsstandort verstürzt. Trotz des geringen Bitumenanteils dichtet Gussasphalt den Querschnitt ab. Entscheidend für eine dauerhafte Dichtwirkung ist dabei die Anbindung des Gussasphaltes an den Gebirgsstoß. Nur mit Hilfe eines qualitätsgesicherten Einbaus kann eine hinreichend geringe integrale Permeabilität am Dichtungsstandort erreicht werden.

2.1.3 Betondichtungen

Unter dem Begriff Beton wird im Weiteren immer ein zementbasierter Beton mit mineralischen, (praktisch) nicht löslichen Gesteinskörnungen verstanden. Die wesentlichen Komponenten sind Zement, Gesteinskörnung, Zusatzstoffe und Wasser. Salz, Sorel- und Solebeton sind art-eigene bzw. artähnliche Baustoffe des Salzgesteins. Deren Einsatz verbietet sich für Tongestein auf Grund der hohen Wasserlöslichkeit.

Für den Verschluss eines Endlagers im Tongestein wurde Beton als Dichtmaterial in Deutschland bisher nicht berücksichtigt. International gibt es für Endlager im Ton- und Kristallingesteinen verschiedene Untersuchungsprogramme und Anwendungsbeispiele zur Funktionsfähigkeit von zementbasierten Verschlussystemen. Beispielhaft dafür stehen das DOPAS-Vorhaben (Hansen, 2016) mit den Experimenten DOMPLU und POPLU sowie die Experimente TRX (Guo et al., 2005) und ESP in Kanada (Martino et al., 2011).

Aus den Entwicklungen in der Baustoffindustrie und den Untersuchungen in verschiedenen internationalen Endlagerprojekten ist bekannt, dass auch der Baustoff Beton mit einer geringen Durchlässigkeit hergestellt werden kann. Aus einer Vielzahl möglicher Zusätze soll an dieser Stelle nur die Zugabe von Silikastaub hervorgehoben werden. Dieser puzzolanische Zusatzstoff reagiert während der Hydratation und erhärtet ebenfalls. Durch die sehr geringe Korngröße (Füllerbereich) wirken sich die Stäube positiv auf die Kornzusammensetzung aus und verringern die Porengröße und damit auch die Permeabilität. Mit der Nutzung der Silikastaube wird auch der pH-Wert reduziert. Aufgrund der Reduktion des pH-Wertes kann dieser Beton als *low-pH Beton* bezeichnet werden.

Die Reduktion des pH-Wertes verringert den Austausch von OH^- und Cl^- Anionen während der Korrosion des Betons durch Porenwässer. Gleichzeitig wird der Kationenaustausch zwischen den Porenwässern und Bentonit reduziert. Damit kann einer möglichen Verringerung des Quellvermögens des Bentonits in Folge der chemischen Austauschprozesse entgegengewirkt werden. Der Einsatz von *low-pH Beton* ist damit auch für Widerlager an den Bentonitdichtungen möglich.

2.1.4 Betonwiderlager

Zusätzlich zu den setzungsarmen Schotter-Verfüllsäulen gewährleisten Widerlager aus Beton die Lagestabilität der Dichtelemente. Während in den Verfüllsäulen erhöhte Setzungen durch dynamische Belastungen (Erdbeben) auftreten können, sind kohäsive Widerlager durch den Gebirgsverbund in der Lage, diese Belastungen aufzunehmen und Verformungen in Grenzen zu halten. Besonders die Bentonitdichtungen dürfen nur geringe Lageverschiebungen bzw. Volumenvergrößerungen (kleiner 3%) erfahren (Wagner 2005). Nur so kann sichergestellt werden, dass sich der Quelldruck innerhalb der Bentonitdichtungen wie vorgesehen entwickelt.

Betonwiderlager sollen unbewehrt ausgeführt werden. Durch den Verzicht auf eine Armierung und die daraus resultierende Reduzierung des Stahlanteils ist eine Gasbildung in Folge der Stahlkorrosion nicht mehr zu betrachten. Alternative Armierungen wie Polymere oder Geotextilien werden nicht berücksichtigt. Der Einsatz von Glasfaserarmierungen bietet ein gewisses Optimierungspotenzial. Unbewehrte Betonwiderlager können in verschiedenen Geometrien errichtet werden. Dies ist bereits aus dem Verschluss konventioneller Schächte bekannt und mit hinreichenden Ausführungsbeispielen belegt. Die Art und Ausführung richtet sich nach den jeweiligen Anforderungen. Die Widerlagergeometrie soll möglichst einfach gehalten werden. Im entwickelten Verschlusskonzept sind die Widerlager als einfache parallele Widerlager konzipiert.

Eine Beschränkung von Schwind- und Hydratationsrissen im unbewehrten Betonkörper kann über eine entsprechende Materialauswahl oder zusätzliche Maßnahmen während der Errichtung (z. B.: Isolierung) gewährleistet werden.

Die Auswahl des Zementes sowie der Gesteinskörnungen richtet sich nach der geforderten Festigkeit und sonstigen (z. B. chemischen) Anforderungen und Randbedingungen. Da die Widerlager zur Stabilisierung der Bentonitelemente vorgesehen sind, liegen diese auch direkt nebeneinander. Wechselwirkungen zwischen Zementstein und Tonmineralen sind in erster Linie im Beisein von Wasser durch pH-Werte > 11 zu erwarten. Eine Voraussetzung für die

Bildung derartiger Wässer ist der Zutritt von Porenwässern und die einsetzende Zementkorrosion im vorliegenden geochemischen Milieu. Eine technische Möglichkeit, diese Wechselwirkungen zu minimieren, ist der Einsatz von rissarmen Betonen auf der Basis von Zementphasen, die alkalifrei sind und kein Portlandit enthalten (*Low-pH-Beton*).

Low-pH-Beton hat eine höhere Dichte und aufgrund puzzolanischer Zusätze eine geringere Permeabilität als konventioneller Beton, die mit einer geringeren Rissanfälligkeit im Betonkörper einhergeht. Dies führt zur Reduzierung der Menge des durchströmenden Fluids und der Korrosion im Beton. Die technische Machbarkeit und die Funktionalität von low-ph-Betonwiderlagern wurden durch Großversuche im Zuge des europäischen ESDRED-Projektes erprobt und nachgewiesen, siehe dazu auch ANDRA (2005) und Alonso et al. (2008). In anderen internationalen Endlagerprojekten sind pH-Wert-reduzierte Betone als Baustoff für Pfropfen und Widerlager vorgesehen. In Deutschland wurden diese Baustoffe bisher nur begrenzt in die Überlegungen einbezogen. Dies begründet sich unter anderem aus dem bisherigen Fokus nur auf eine Endlagerung im Steinsalz. Für Verfüll- und Verschlussmaßnahmen sollten dabei weitgehend Salz- und/oder MgO-Beton zum Einsatz kommen.

Die zu erwartenden Wechselwirkungen zwischen zementhaltigen Baustoffen, Gebirge und Versatz sind für ein mögliches Endlager im Tongestein noch nicht quantitativ geklärt. Mögliche chemische Wechselwirkungen können die Langzeitstabilität bzw. Funktionsfähigkeit der Zementbaustoffe beeinflussen, und gleichzeitig kann das Verhalten der Baustoffe bzw. deren Korrosionsprodukte die Versatzentwicklung und die Verheilung der ALZ beeinflussen. In ähnlicher Weise ist die Funktionsfähigkeit eines noch zu bestimmenden Betons als Baustoff für die Widerlager noch nicht abschließend bestimmt. Im Zuge einer Materialentwicklung müssen auch die an den Baustoff gestellten Anforderungen definiert werden.

2.1.5 Verfüllsäulen

Verfüllsäulen aus Schotter ermöglichen die Vollverfüllung der Schachtsäule. Der Einsatz langzeitstabiler und hochfester Hartgesteinsschotter erlaubt die Errichtung setzungsarmer Verfüllsäulen. Materialien wie Basalt, Serpentin oder Diabas werden auch in der Bauindustrie als Schotter genutzt und sind sehr gut verfügbar. Die Festigkeit des verwendeten Materials muss ausreichend groß sein, um den statischen Belastungen im Verschluss bzw. der Verfüllsäule zu widerstehen. Gelingt der Nachweis hinreichend geringer Setzungen innerhalb der Schotterssäule, können diese auch als Widerlager genutzt werden. Sofern an die chemische Beständigkeit der Verfüllsäule besondere Anforderungen gestellt werden, könnte auch Quarz als Schottermaterial angewendet werden. Quarz ist chemisch weitgehend inert.

Verfüllsäulen aus Schotter stellen den Stand der Technik in der Verwahrung von Tageschächten im konventionellen Kali- und Steinsalzbergbau sowie bei UTV/UTD und Endlagern dar, siehe auch Bodenstein et al. (2002), Breidung (2002) und Scherbeck et al (2013).

2.1.6 Filterschichten

Filterschichten zwischen den einzelnen Verschlusselementen im Schacht dienen dem Erosions- und Suffosionsschutz sowie der Vergleichmäßigung von Fluidzutritten. Sie bestehen aus entsprechend abgestuften mineralischen Gemischen. Mächtigkeit und Abstufung der Filterschichten richten sich nach den Korngrößenverteilungen der beiden umliegenden Verschlusselemente.

2.2 Ausbausystem im Schacht und am Dichtungsstandort

Der Ausbau des Schachtes gibt einen Stützdruck auf das umliegende Gebirge und erlaubt die Offenhaltung des freien Schachtquerschnittes. Die Einbauten für die Schachtförderung und Versorgungsmedien werden am Ausbau verlagert, d.h. befestigt. Weiterhin soll der Ausbau den Schacht und das Grubengebäude vor eindringenden Wässern schützen. Ein dreischaliger Ausbau bestehend aus zwei stützenden Beton- und Stahlschalen und einer dazwischenliegenden Bitumenschicht stellt entsprechend dem Stand der Technik eine Möglichkeit zur Errichtung eines wasserdichten Ausbaus dar. Gegenwärtig existieren nur konzeptionelle Überlegungen zur Gestaltung des Ausbausystems für ein Endlager im Tongestein, siehe dazu Lommerzheim & Jobmann (2015).

Im Endlager für hochradioaktive Abfälle muss durchgängig über alle wasserführenden Horizonte ein wasserdichter Ausbau errichtet werden. Im unteren Bereich des Schachtes, im Wirtsgesteinshorizont, werden keine signifikanten Zuflüsse erwartet. Ein wasserdichter Ausbau ist an dieser Stelle nicht zwingend notwendig. Hier könnten alternative Ausbausysteme, wie beispielsweise ein zweischaliger Ausbau ohne Bitumenschicht, eingesetzt werden. Der Übergang von einem zum anderen Ausbausystem kann während des Abteufprozesses erstellt werden. Der Ausbau ist immer auf einem Schachtfundament aufgelagert.

Zwei wesentliche Anforderungen an die Errichtung von Dichtsystemen für Schachtverschlüsse im Salz sind zum einen das Rauben des Ausbaus am Dichtungsstandort inklusive der konturnahen Auflockerungszone (ALZ) durch einen Nachschnitt und zum anderen der Verbleib des über dem Dichtelement liegenden wasserdichten Ausbaus, vgl. auch Anhang A. Der Nachschnitt der ALZ richtet sich nach der vorliegenden Schädigung entsprechend der Gebirgseigenschaften und der Teufenlage. Es ist allgemein bekannt, dass die ALZ zum Teil bis mehrere Meter in das Gebirge reichen kann. Tongestein besitzt gegenüber Steinsalz geringere Kriech- und Relaxationsfähigkeit. Die Ausbildung einer plastischen Zone oder eine Verheilung der ALZ erfolgt deutlich langsamer als im Salz. Gleichzeitig führt das im Vergleich zum Salz weniger plastische, eher spröde Materialverhalten bei Spannungsänderungen zu einer zügig stattfindenden, erneuten Schädigung. Unter diesen Randbedingungen würde ein Rauben des Ausbaus und Nachreißen der ALZ zu einer Vergrößerung des Dichtungsquerschnitts führen und dabei nur für eine kurze Zeit eine geringere Permeabilität im konturnahen Bereich aufweisen. Die neue Kontur wird durch die Spannungsänderung und die Gebirgseigenschaften sofort wieder geschädigt. Gegenwärtig liegen keine Erfahrungen zum Gebirgsverhalten der Unterkreidetone und der Ausprägung der ALZ in der relevanten Teufe vor. Der aktuelle Wissensstand basiert im Wesentlichen auf geowissenschaftlichen Untersuchungen vergleichbarer Standorte oder Formationen, wie beispielsweise auch dem Schacht Konrad. (Jobmann et al., 2014) (Jahn & Sönke, 2013)

Die beschriebenen Wechselwirkungen am Dichtungsstandort lassen erkennen, dass die gestellten Anforderungen an Salzgestein möglicherweise nicht direkt auf Tongestein übertragen werden können und die Anforderungen gemäß Anhang A ggf. zu revidieren sind. Für ein Endlager im Ton können alternative Strategien zur Reduzierung der hydraulischen Durchlässigkeit am Dichtungsstandort zielführend sein. Ein angepasster Nachschnitt, der Verbleib des Ausbaus am Dichtungsstandort sowie eine Vergütung von ALZ und Ausbau können mögliche Lösungsansätze sein.

Die Errichtung eines funktionsfähigen Dichtelementes im Schacht ist nicht allein von der Wahl des Dichtmaterials abhängig. Im Tongestein sollte auch die Wahl des Ausbausystems bei der Planung der Schachtaufahrung sowie während der Errichtung der Dichtung berücksichtigt werden. Eine Auswahl des Ausbaus nach rein bergmännischen Gesichtspunkten kann die späteren Verschlussarbeiten erschweren. Der Ausbau sollte in die Konzeption des Verschlusssystems berücksichtigt werden. Empfehlenswert wäre sogar, dass die Konzeption des Verschlusssystems bei der Planung und Errichtung des Ausbaus mit einbezogen wird.

2.3 Funktionszeitraum für Schachtverschlüsse im Tongestein

Gemäß der Sicherheitsanforderungen (BMU, 2010) muss die Integrität der geologischen Barriere für den festgeschriebenen Nachweiszeitraum von 1 Mio. Jahre anhand gegebener Kriterien und unter Berücksichtigung der zu erwartenden Einwirkungen nachgewiesen werden. Im Endlagerkonzept für Tongestein wird der langfristig sicherere Einschluss von den günstigen Eigenschaften des Wirtsgesteins sichergestellt. Die Funktionsfähigkeit der geotechnischen Barrieren ist innerhalb ihrer Funktionszeiträume zu gewährleisten. Die Dauer des jeweiligen Funktionszeitraums richtet sich nach den erwarteten Entwicklungen des Endlagersystems bzw. der geologischen und anderen wesentlichen Barrieren wie den Versatz. Ziel des Integritätsnachweises für die geotechnischen Barrieren ist es, die Funktionsfähigkeit der geotechnischen Barrieren über den vorgesehenen Funktionszeitraum hinweg nachzuweisen. Der Integritätsnachweis für die geologische Barriere, der Integritätsnachweis für die geotechnischen Barrieren bezogen auf die Funktionszeiträume und die radiologische Konsequenzenanalyse über den Nachweiszeitraum von 1 Mio. Jahren sind drei Kernbestandteile des Sicherheits- und Nachweiskonzeptes (Jobmann et al., 2016a).

2.3.1 Integraler Funktionszeitraum

Die Definition des Funktionszeitraumes der Verschlusselemente hängt von der langfristigen Entwicklung des Endlagersystems ab. Im Tongestein soll der langfristig sichere Einschluss maßgeblich vom Wirtsgestein und dem kompaktierten Versatz im Zusammenspiel mit den Verschlussbauwerken im Grubengebäude gewährleistet werden. Zu diesem Zweck soll ein quellfähiger Versatz eingebracht werden. Im Fokus stehen Gemische aus Bentonit und Quarzsand oder Bentonit und arteigenem Material, wie dem Ausbruchsmaterial aus der Errichtung des Endlagerbergwerkes. Zhang (2012) hat in ersten Laborversuchen zur Nutzung des Haufwerks positive Ergebnisse erzielt. Durch die Quelldruckentwicklung wird die Verheilung der ALZ und insgesamt das Erreichen der Abdichtwirkung des Versatzes beschleunigt. Die Dauer, bis der Versatz inklusive der ALZ eine hydraulische Durchlässigkeit ähnlich der des Wirtsgesteins, und damit seine Barrierefunktion, angenommen hat, hängt von einer Vielzahl unterschiedlicher

Faktoren ab und ist aktuell noch Gegenstand der Forschung. Der Versatz erfüllt seine Barrierefunktion somit nicht sofort nach dem Einbau. (Lommerzheim & Jobmann 2015)

Die Verschlüsse oder einzelne Komponenten der Verschlüsse müssen sofort nach der Errichtung den erwarteten Einwirkungen standhalten und ihre Barrierefunktion erfüllen. Ohne genauere Kenntnisse über die Dauer der Versatzkompaktion und Entwicklung des Ausbaus ist das Ende des Funktionszeitraumes der Verschlussbauwerke so zu wählen, dass die wahrscheinlichen Entwicklungen im Endlager abgedeckt werden. Als Begrenzung des Funktionszeitraumes wird deshalb das Eintreten der nächsten Eiszeit in ca. 50.000 a definiert. Nach Mrugalla (2014) und Stark (2014) ist während der nächsten 50.000 Jahre mit weitgehend stabilen (hydro-)geologischen Verhältnissen an den Endlagerstandortmodellen zu rechnen. Erst mit dem Einsetzen der nächsten Eiszeit und einer möglichen Vergletscherung kann sich die Hydrogeologie am Endlagerstandortmodell deutlich ändern und damit die Funktionsfähigkeit der Schachtverschlüsse beeinträchtigen. Nach Lommerzheim & Jobmann (2015) ist am Standortmodell Nord außerdem nicht auszuschließen, dass eine eiszeitliche Rinnenbildung zur Erosion der Verschlüsse bzw. Teile dieser führt. Der Nachweis der Funktionsfähigkeit der Verschlüsse wird daher zunächst auf den Zeitraum bis 50.000 a nach deren Errichtung begrenzt. Dieser Zeitraum von 50.000 a wird im vorliegenden Bericht als integraler Funktionszeitraum bezeichnet. Zum Ende dieses Zeitraums wird angenommen, dass auch die Versatzkompaktion und Betonkorrosion im Ausbau des Grubengebäudes sicher abgeschlossen sind. Sofern zukünftig neue Erkenntnisse zur Versatzkompaktion und -dauer oder anderen limitierenden Faktoren vorliegen, sollte der Funktionszeitraum weiter eingegrenzt werden.

Ein spezielles Problem in dem Zusammenhang ist der in den Strecken verbleibende Streckenausbau. Im Endlagerkonzept ist der Einsatz eines Betonausbaus in allen Grubenbauen vorgesehen. Der Ausbau verbleibt auch nach der Einlagerung und dem Versatz in den Grubenbauen. Damit stellt der Ausbau eine potenzielle Wegsamkeit dar. Durch den Zutritt salinarer Wässer ist zu erwarten, dass der Betonausbau während der Langzeitentwicklung korrodiert. Der Umfang und Ablauf der Betonkorrosion kann gegenwärtig nur qualitativ abgeschätzt werden. Es wird erwartet, dass die Betonkorrosion und die Versatzkompaktion vor dem Ende des Funktionszeitraumes (50.000 a) abgeschlossen sind. Diese Annahme muss aber noch durch entsprechende Prozessanalysen untersetzt werden. Die Korrosionsprodukte des Ausbaus kompaktieren durch die Konvergenz der Grubenräume bzw. das aufkriechende Gebirge und den einsetzenden Quelldruck aus dem Versatz. Im Zuge dieser Kompaktion werden auch die Wegsamkeiten im Ausbau bzw. dessen Korrosionsprodukten verringert. Der Vorgang (Betonkorrosion und Versatzkompaktion) kann einige Tausend Jahre dauern. Zur Überbrückung dieses noch nicht genau definierten Zeitraums einer erhöhten Durchlässigkeit im Endlager ist es notwendig, funktionsfähige Verschlussysteme in das Grubengebäude zu integrieren.

Auch die zementbasierten Baustoffe der Widerlager sind von der Korrosion betroffen. Ohne genauere Kenntnisse der Korrosionsbedingungen und Abläufe wird zunächst angenommen, dass diese durch ihre mächtigere Ausprägung länger ihre Funktion ausüben können als der Streckenausbau.

2.3.2 Individuelle Funktionsdauer

Neben der integralen Funktionsdauer, die für die Dichtwirkung des gesamten Verschlusssystems angenommen wird, können einzelne Funktionselemente auch individuelle Funktionsdauern haben. Die Funktion der bitumenverfüllten Schottersäule besteht darin, den Zufluss zum Bentonitdichtelement solange zu begrenzen, bis dieses vollständig gesättigt ist und somit seine volle Dichtwirkung erlangt hat. Das bedeutet, dass dem Funktionselement bitumenverfüllte Schottersäule eine deutlich geringere Funktionsdauer zugewiesen werden kann. Diese Funktionsdauer ist durch Prozessanalysen zu ermitteln und wird nach momentaner Schätzung in einer Größenordnung von weniger als 100 Jahren liegen. Damit können eigenschaftsverändernde Prozesse im Bitumen, wie die chemische Alterung oder mikrobielle Zersetzung, vernachlässigt werden. Das Bitumen ist für diesen Anwendungsfall innerhalb des Funktionszeitraumes als „langzeitstabil“ anzusehen. Das Nachweiskonzept wurde bereits ausführlicher in Kudla et al. (2013) beschrieben.

3 Vorläufige Schachtverschlusskonzepte im Tongestein

3.1 Standortmodell NORD

Das geologische Profil des Endlagerstandortmodells Nord wird aus dem Forschungsvorhaben ANSICHT bereitgestellt (Reinhold et al. 2013).

3.1.1 Kurzbeschreibung der Geologie

Als Referenzgeologie dient ein in der BGR-Studie "Untersuchung und Bewertung von Tongesteinsinformationen" (Hoth et al. 2007) als untersuchungswürdig ausgewiesenes Gebiet im östlichen Niedersächsischen Becken. Aus bekannten geologischen Daten wurde ein vereinfachtes Modell erarbeitet, das es ermöglicht, das thermo-hydro-mechanische Verhalten des Gesteins zu beschreiben und zu simulieren. Dieses Modell dient als Basis für den Integritätsnachweis der geologischen Barriere (Jobmann et al. 2017b).

Im Standortmodell werden die verschiedenen geologischen Stockwerke bis zur Basis des Zechsteins beschrieben. Der für das Schachtverschlusskonzept relevante Teil des geologischen Profils ist in Abbildung 3-1 dargestellt. Die marinen Ablagerungen der Unterkreide bilden im für ein Endlager relevanten Teufenbereich den Großteil der geologischen Strukturen und erstrecken sich bis in ca. 1000 m Teufe. Als potenzielles Wirtsgestein sind die mächtigen Unterkreideformationen Barremium und Hauterivium vorgesehen. Die Ablagerungen des Barremium und Hauterivium liegen in einer Teufe zwischen ca. 400 und 950 m. Die obere Begrenzung des derzeit angenommenen ewGs wird durch die mögliche Bildung eiszeitlicher Rinnen definiert. Nach Mrugalla (2014) können diese Rinnen bis zu einer Teufe von 500 m unter Geländeoberkante (GOK) ins Gebirge einschneiden. Deshalb soll gemäß Rübel & Meleschyn (2014) der Einlagerungshorizont im Forschungsvorhaben ANSICHT in der Modellregion zwischen 600 bis 800 m unter GOK liegen. Die Unterkante des ewG ist durch die Schichtgrenze des Einlagerungshorizontes definiert. Gemäß dem im Forschungsvorhaben ANSICHT entwickelten Endlagerkonzept (Lommerzheim & Jobmann 2015) wird für das Grubengebäude des Endlagers eine Teufe von ca. 770 m angenommen.

Oberflächennah werden die Unterkreideformationen durch gering verfestigte, quartäre Sedimente überdeckt. Das quartäre Deckgebirge ist ein Süßwasseraquifer. Außerdem muss der sogenannte Hilssandstein, eine Formation der Unterkreide, als Salzwasseraquifer berücksichtigt werden. Weitere Salzwasseraquifere sind erst deutlich unterhalb des Einlagerungshorizontes zu erwarten. Mit zunehmender Teufe steigt auch der Mineralisationsgehalt bzw. die Salinität der Wässer. Die jeweilige chemische Zusammensetzung der im Grundwasser gelösten Bestandteile ist vom umgebenden Gebirge abhängig.

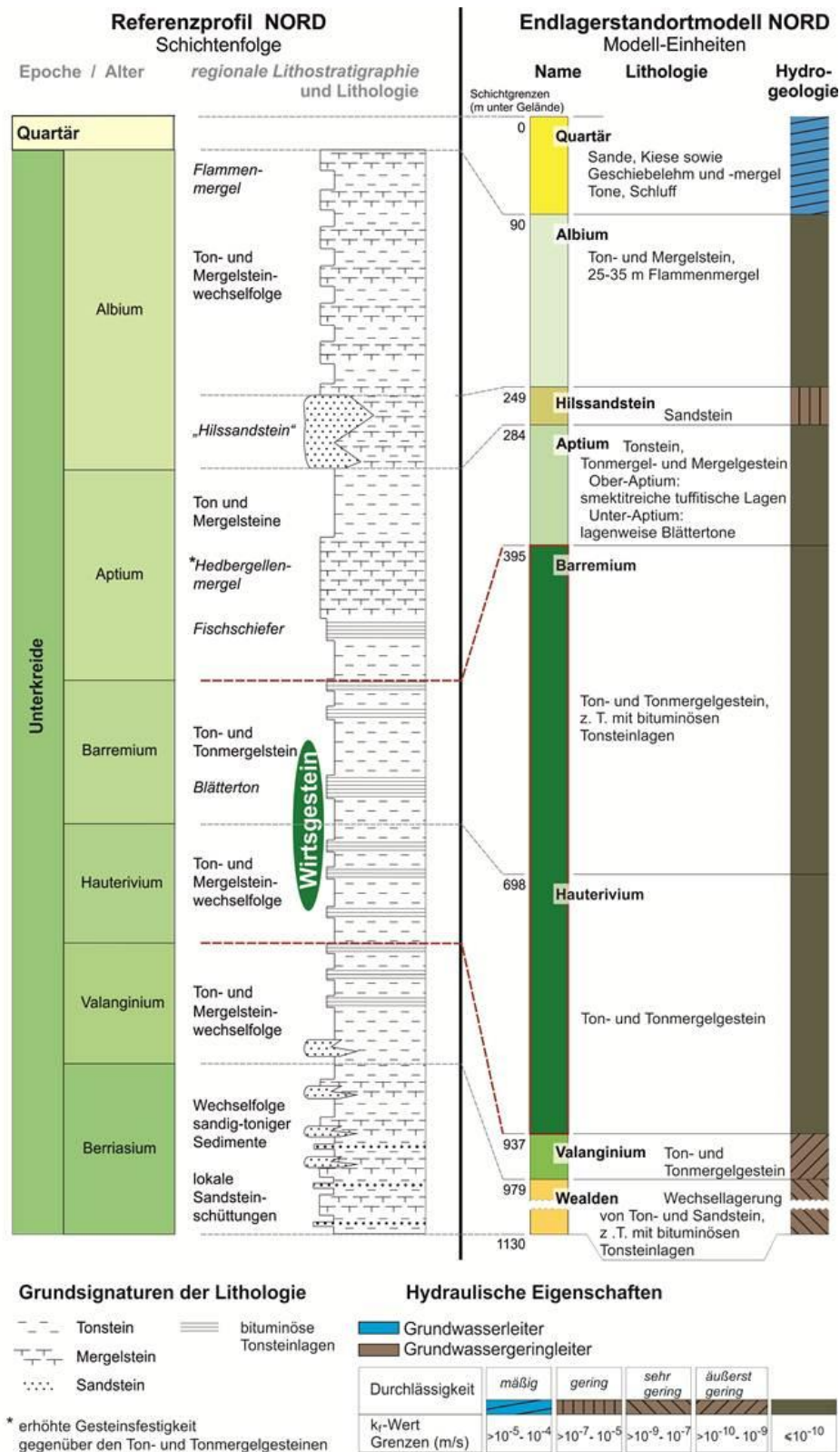


Abbildung 3-1: Lithologisches Profil im Endlagerstandortmodell Nord, nach Lommerzheim & Jobmann (2015)

3.1.2 Vorläufiges Verschlusskonzept für das Standortmodell Nord

Der Schachtausbau muss bis unter den tiefsten durchörterten Grundwasserleiter in wasserdichter Ausführung errichtet werden. Im Standortmodell NORD bildet der Hilssandstein den tiefsten Aquifer. Für das erarbeitete Verschlusskonzept (Abbildung 3-2) wird angenommen, dass ein wasserdichter Ausbau mindestens bis ins Barremium hinein existiert. Der wasserdichte Ausbau wird als dreischaliger Ausbau mit einer inneren und äußeren Schale und einer dazwischenliegenden Bitumenfuge als Dichtfuge angenommen. Innerhalb der Wirtsgesteinsformation ist auch die Nutzung eines zweischaligen Ausbaus, ohne zusätzliche Dichtfuge, möglich. Ohne genauere Kenntnisse über das Gebirgsverhalten und die tatsächliche Ausprägung der ALZ (siehe dazu auch Abschnitt 2.2) wird zunächst angenommen, dass die für einen Schachtverschluss in Salzgestein aufgestellten Anforderungen an den Dichtungsstandort (vgl. dazu Anhang A) auf die Tongesteinsstandorte übertragen werden können. Alle Bereiche des Schachtes, in denen keine Dichtelemente oder Widerlager installiert sind, werden mit Verfüllsäulen aus Hartgesteinsschotter vollverfüllt (siehe Abschnitt 2.1.5). Zusätzlich zu den beschriebenen Modulen werden Filterschichten zur Gewährleistung der Filterstabilität eingebaut.

Das Schachttiefste und der Füllortbereich werden mit einer Verfüllsäule versehen. Eine Verfüllung der angrenzenden Grubenräume wird bei der Konzeption des Schachtverschlusssystems nicht berücksichtigt. Im Bereich zwischen Füllort und der oberen Grenze des ewG soll das als "wesentliche Dichtung" bezeichnete System errichtet werden. Als langzeitstabile Dichtung soll eine in zwei Filterschichten eingefasste Bentonitdichtung dienen. Ein Betonwiderlager unterhalb der Dichtung gewährleistet die Lagestabilität der Dichtung. Wie bereits in Abschnitt 2.1.1 ausgeführt, ermöglicht der Baustoff Bentonit die Errichtung von Dichtungen mit ähnlich geringer Permeabilität wie sie auch im Wirtsgestein Tongestein vorliegt. Das Bentonitdichtelement entwickelt während der Aufsättigung durch zutretende Wässer einen Quelldruck. Zusätzlich zur Konvergenz wirkt dieser Quelldruck auch auf die ALZ und begünstigt damit das Verschließen möglicher Wegsamkeiten.

Im Grenzbereich des ewG stehen gemäß dem Standortmodell gering feste und bituminöse Blättertone an. Dieser Bereich oberhalb der Bentonitdichtung soll mit einer bitumenverfüllten Schottersäule versehen werden. Die Schottersäule wird mit beschwertem Bitumen vergossen und dichtet sofort ab. Dies soll eine Abdichtung gegen Lösungen von oben und aus dem Gebirge heraus gewährleisten. Das gefüllte Bitumen besitzt eine größere Dichte als die zufließenden Lösungen. Eine von der Dichte abhängige Umschichtung, wie sie beispielsweise in Kudla et al. (2013) postuliert wird, ist somit nicht zu erwarten. Zutritte von unten werden erst nach dem vorgesehenen Funktionszeitraum erwartet und werden zunächst nicht berücksichtigt (Jobmann et al. (2017b)). Sollten weitere Prozessanalysen zeigen, dass Zutritte von unten ebenfalls eine dichtebedingte Umschichtung bewirken, kann die bitumenverfüllte Schottersäule auch zweigeteilt, mit einem reinen und einem gefüllten Bitumen, ausgeführt werden.

Langfristig kann ein Abfließen des Bitumens in die ALZ und das umgebene Gebirge zu einer Absenkung des Bitumenspiegels führen. Innerhalb des gewählten Standortes wird dieser Effekt als sehr gering eingeschätzt. Eine Erhöhung der bitumenverfüllten Schottersäule zum Ausgleich des Abfließens wird nicht berücksichtigt. Eine Absenkung wird toleriert, da der Funktionszeitraum des Bitumens auf die Dauer der Aufsättigung des Bentonitdichtelementes begrenzt ist.

Füllerbestandteile im Bitumen führen in Folge des Abfließens zur Verstopfung der Wegsamkeiten. Nach Krakau (1990) gilt, dass Partikel Risse und Poren bis zur dreifachen Korngröße mit diesem Stopfeffekt verschließen können. Über dem Dichtelement verbleibt der Ausbau im Schacht, und der freie Querschnitt wird mit Hartgesteinsschotter verfüllt. Die Verfüllsäule reicht bis an die Untergrenze des oberen ergänzenden Dichtsystems.

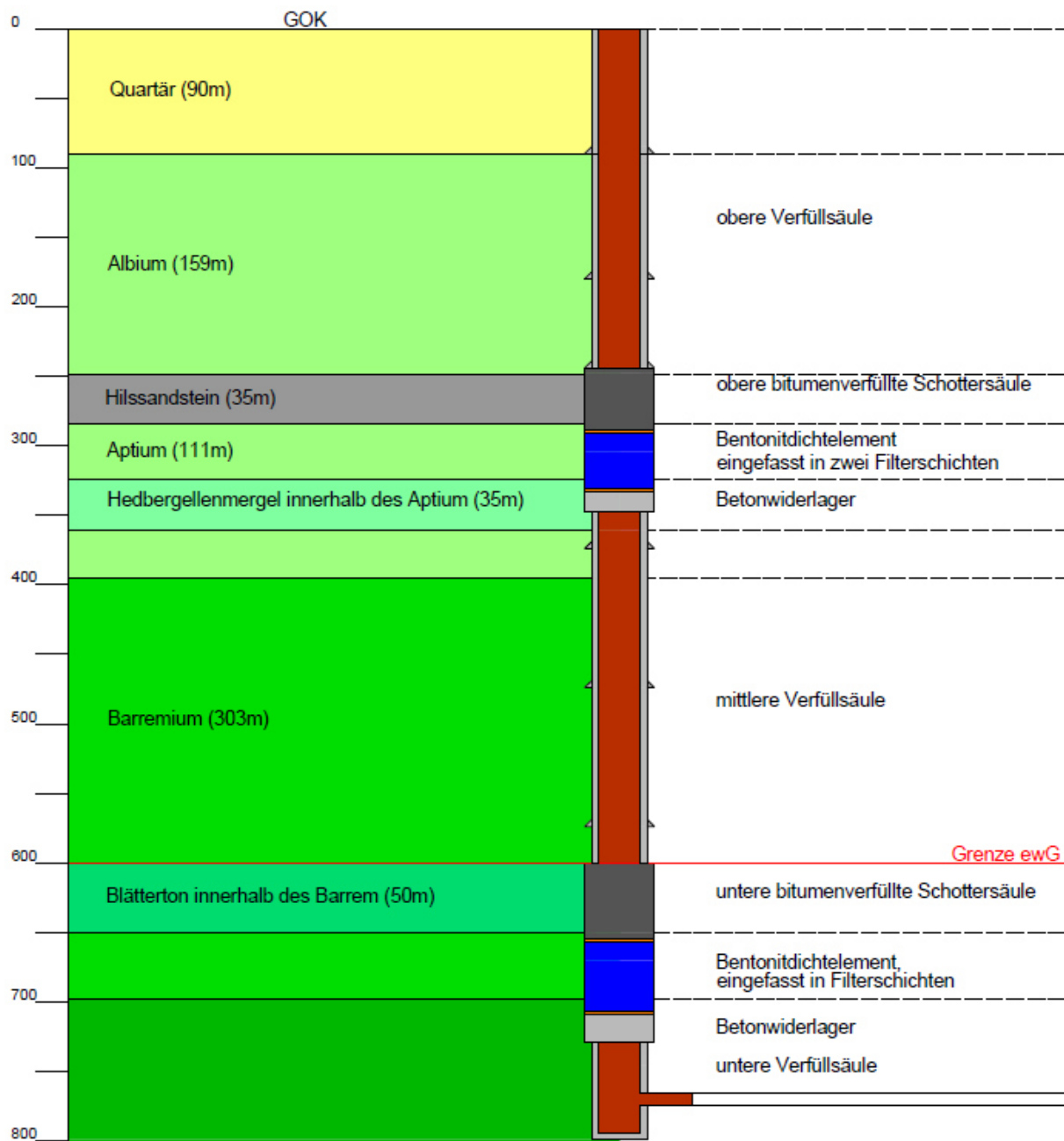


Abbildung 3-2: Vorläufiges Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD (die in Tabelle 3-1 dargestellten Filterschichten – auch wenn sie nur 2 m mächtig sind -sollten zeichnerisch angedeutet und benannt werden.)

Eine weitere Dichtungskombination in der Teufenlage von ca. 200 m bis 350 m unter GOK soll zum einen die Aquifere im Quartär und Hilssandstein trennen und zum anderen mögliche Zuflüsse aus diesen zur wesentlichen Dichtung verzögern. Das Dichtungspaket soll im Bereich des Hedbergellenmergel auf einem unteren Betonwiderlager aufgelagert werden. Durch den hohen Karbonatgehalt wird erwartet, dass der Hedbergellenmergel eine höhere Festigkeit als die umgebenden Formationen aufweist, was für eine Auflagerung des Betonwiderlagers förderlich ist. Die darüber liegende Bentonitdichtung befindet sich vollständig in den Tongesteinen des Aptium. Die Ausführung und auch Funktionen der Bentonitdichtung sind gleich der wesentlichen Dichtung. Mit Hilfe des Dichtkörpers aus einem binären Bentonitgemisch soll am Dichtungsstandort eine integrale Permeabilität möglichst nah an der Permeabilität des unverritzten Gebirges erreicht werden. Zutritte zum unteren Dichtsystem werden damit verzögert. Weiterhin sollen die unterschiedlichen Salinitäten/Mineralisationen der oberflächennahen Wässer von den Tiefenwässern getrennt bleiben, um die hydrochemischen Verhältnisse dort stabil zu halten.

Die verbleibende freie Schachtsäule bis zur Tagesoberfläche wird mit einer Schotterverfüllung versehen. Innerhalb des Quartärs verbleibt der Ausbau im Schacht. Tabelle 3-1 fasst den beschriebenen Aufbau des Verschlusssystems zusammen.

Tabelle 3-1: Zusammenfassung Verschlussaufbau des vorläufigen Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD

Verschlusselement	Teufe [m]	Funktion	Material
Obere Verfüllsäule	0 - 244	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Obere bitumenverfüllte Schottersäule	244 - 289	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitdichtelementes	Hartgesteinsschottersäule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt
Filterschicht	289 - 291	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
Obere Bentonitdichtung	291 - 331	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat
Filterschicht	331 - 333	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
Widerlager	333 - 348	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton
Mittlere Verfüllsäule	348 - 600	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Untere bitumenverfüllte Schottersäule	600 - 655	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitelementes	Hartgesteinsschottersäule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt
Filterschicht	655 - 657	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
untere Bentonitdichtung	657 - 707	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat
Filterschicht	707 - 709	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
Widerlager	709 - 729	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton
Untere Verfüllsäule	729 - Ende	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter

3.2 Standortmodell SÜD

Das geologische Profil des Endlagerstandortmodells SÜD wird ebenfalls vom Forschungsvorhaben ANSICHT und konkret dem Teilbericht Reinhold et al. (2016) bereitgestellt.

3.2.1 Kurzbeschreibung der Geologie

Entsprechend der im Endlagerstandortmodell SÜD, siehe Reinhold et al. (2016), dargestellten strukturgeologischen Stockwerksgliederung wurden die lithologischen Merkmale folgender stratigraphischer Einheiten beschrieben: Muschelkalk, Keuper, Unterjura, Mitteljura, Oberjura, Tertiär und Quartär. Zusammenfassend ist die Abfolge des Mesozoikums durch Sedimentation in einem Schelfbereich entstanden, in dem sich vorwiegend karbonatische und tonige bis mergelige sowie untergeordnet sandige Ablagerungen akkumulierten. Nach einer Phase der Hebung und Erosion (Kreide bis Alt-Tertiär) wurden in dem sich entwickelnden orogenen Vorlandbecken der Alpen Molassesedimente abgelagert. Die im Vergleich zu den mesozoischen Sedimenten weniger verfestigten Molassesedimente sind im Gebiet des Referenzprofils SÜD Teil der unteren Süßwassermolasse. Die tertiäre Versenkung endete im Jungtertiär. Seitdem befindet sich das Gebiet des Referenzprofils SÜD in der post-molassischen Hebungs- und Erosionsphase.

Als potenzielles Wirtsgestein ist die maximal 120 m mächtige Opalinuston-Formation vorgesehen. Der Einlagerungshorizont soll nach Rübel & Meleshyn (2014) zwischen 600 m bis 800 m unter GOK liegen. Gemäß dem im Forschungsvorhaben ANSICHT-Projekt entwickelten Endlagerkonzept (Jobmann & Lommerzheim 2015) wird für das Grubengebäude des Endlagers eine Teufe von ca. 680 m angenommen. Der einschlusswirksame Gebirgsbereich ist auf die Mächtigkeit des Opalinustons begrenzt.

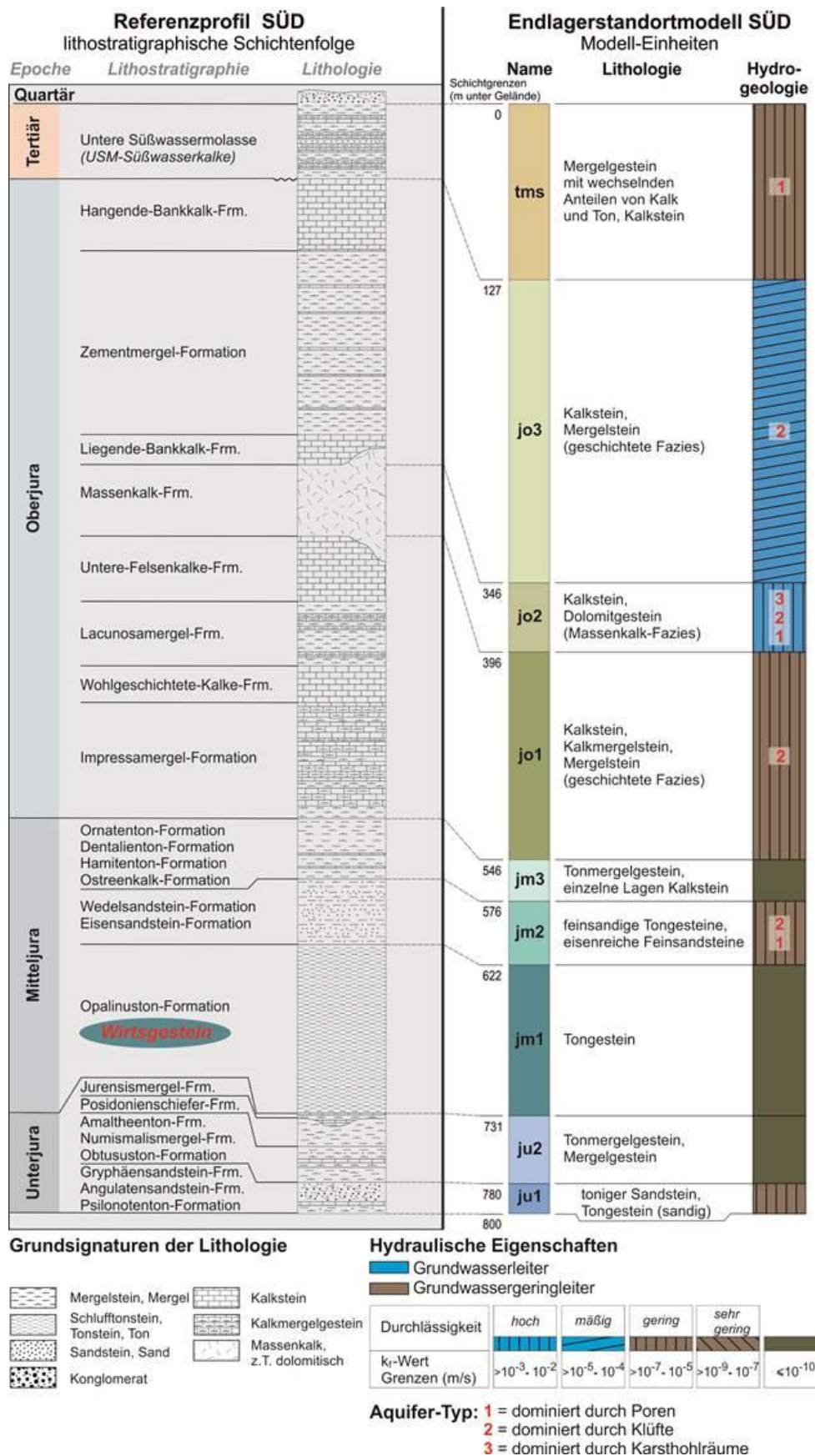


Abbildung 3-3: Geologisches Profil im Endlagerstandortmodell SÜD, nach Jobmann & Lommerzheim (2015)

3.2.2 Vorläufiges Verschlusskonzept für das Standortmodell Süd

Das vorläufige Verschlusskonzept für das Schachtprofil SÜD ist in Abbildung 3-4 dargestellt. Weite Teile des Deckgebirges sind Grundwasserleiter oder Geringleiter. Auch die Hangendformationen des Mitteljura bilden einen Grundwassergeringleiter. Zur Vermeidung stetiger Wasserzutritte in die Schächte wird angenommen, dass die Schächte vollständig mit einem wasserdichten Ausbau versehen sind. Es wird unterstellt, dass das Schachtausbaukonzept in etwa dem Konzept im Deckgebirge der Schächte Gorleben entspricht. Demnach wird ein Zwei-Röhrenkonzept mit Außenröhre und Innenröhre berücksichtigt. Die Außenröhre besteht im Quartär aus Betonformsteinen und darunter bis zum Endlagerniveau aus Stahlringen mit Doppel-T-Profil und Mörtelverfüllung. Die Außenröhre wird in verschiedenen Niveaus durch Aufhänge- und Aufstandsfundamente stabilisiert. Die Innenröhre besteht aus einem Stahlblechmantel und bewehrtem Beton. Die Wasserdichtigkeit des Ausbausystems wird durch eine zwischen Außen- und Innenausbau angeordnete Bitumendichtung erzielt. Dies ist vor allem im Tertiär und im Karstgrundwasserleiter des generischen Standortmodells relevant. Der Schachtausbau wird für die Bau- und Betriebszeit des Endlagers (ca. 80 Jahre) ausgelegt. Er wird während der Nachverschlussphase korrodieren und dann nicht mehr dicht sein. Für die frühe Nachverschlussphase wird er aber den Lösungszutritt zum Schacht noch begrenzen. Dies ist von Vorteil, da bis zum Versagenszeitpunkt die Einspannung der Widerlager im Gebirge und die Aufsättigung des Bentonits in den Dichtelementen voranschreitet.

Das Schachtverschlusssystem gliedert sich in ein unteres Dichtsystem und ein darüber liegendes oberes Dichtsystem. In beiden Fällen kommen zwei unterschiedliche Dichtmaterialien, Bentonit und Bitumen/Asphalt, zum Einsatz, so dass die in den Sicherheitsanforderungen geforderte Redundanz und Diversität erfüllt ist. Die Schachtröhre zwischen beiden Dichtelementen und oberhalb des oberen Dichtelementes wird nicht zurückgebaut und vollständig mit einer Verfüllsäule aus Hartgesteinsschotter verfüllt.

Das obere Verschlussmodul besteht aus einem Bentonit-Dichtelement und einem Gussasphaltelement. Die Lagestabilität des Bentonits wird von zwei Betonwiderlagern gesichert. Die Bentonitdichtung soll in der lithologischen Einheit jo1 platziert werden, unterhalb der als Karst-Grundwasserleiter bekannten Einheit jo2. Das Gussasphaltelement wird auf dem oberen Widerlager, im Übergangsbereich der Einheiten jo1 und jo2 platziert. Der Gussasphalt soll den Zufluss zum Bentonit-Dichtelement verzögern. Das Dichtungspaket soll verhindern, dass Wasser aus dem bedeutenden Grundwasserleiter jo2 in das Grubengebäude gelangen und dort die hydrochemischen Verhältnisse signifikant verändern.

Im unteren Verschlussmodul ist ein dreigeteiltes Dichtungspaket vorgesehen. Dort ist die Bentonit-Dichtung im Wirtsgestein bis zum Top des Opalinustons angeordnet. Direkt darüber liegt der Eisensandstein-Aquifer. In diesem Bereich soll der Schacht mit einer bitumenverfüllten Schottersäule versehen werden. Der Flüssigkeitscharakter des Bitumens kann zu einem Eindringen des Bitumens in den porösen Sandstein oder vorhandene Klüfte in der ALZ führen und diese verstopfen. Damit können Zuflüsse verringert und verzögert werden. Als Dichtmaterial soll ein gefülltes Bitumen genutzt werden. An beiden Übergängen muss eine Filterschicht zwischen Bentonit und Schotter eingebaut werden. So ist auch hier gewährleistet, dass das Bentonit-Dichtelement im Opalinuston ausreichend gleichmäßig mit zutretender Lösung

beaufschlagt wird. Oberhalb der bitumenverfüllten Schottersäule ist ein weiteres Bentonit-Element angeordnet. Dieses Element trägt dazu bei, eine Aufsättigung der unteren Verfüllsäule aus dem Eisensandstein in Richtung des oberen Bentonit-Dichtelementes zu verlangsamen. Damit soll gewährleistet werden, dass das obere Bentonit-Dichtelement ausreichend Zeit hat, seine Dichtwirkung zu entfalten. Eine zu schnelle Druckbelastung kann eine Erosion durch „Piping-Effekte“ zur Folge haben, die vermieden werden sollen. Das gesamte Dichtungspaket wird in zwei Betonwiderlager eingefasst. Tabelle 3-2 fasst den beschriebenen Aufbau des Verschlussystems noch einmal zusammen.

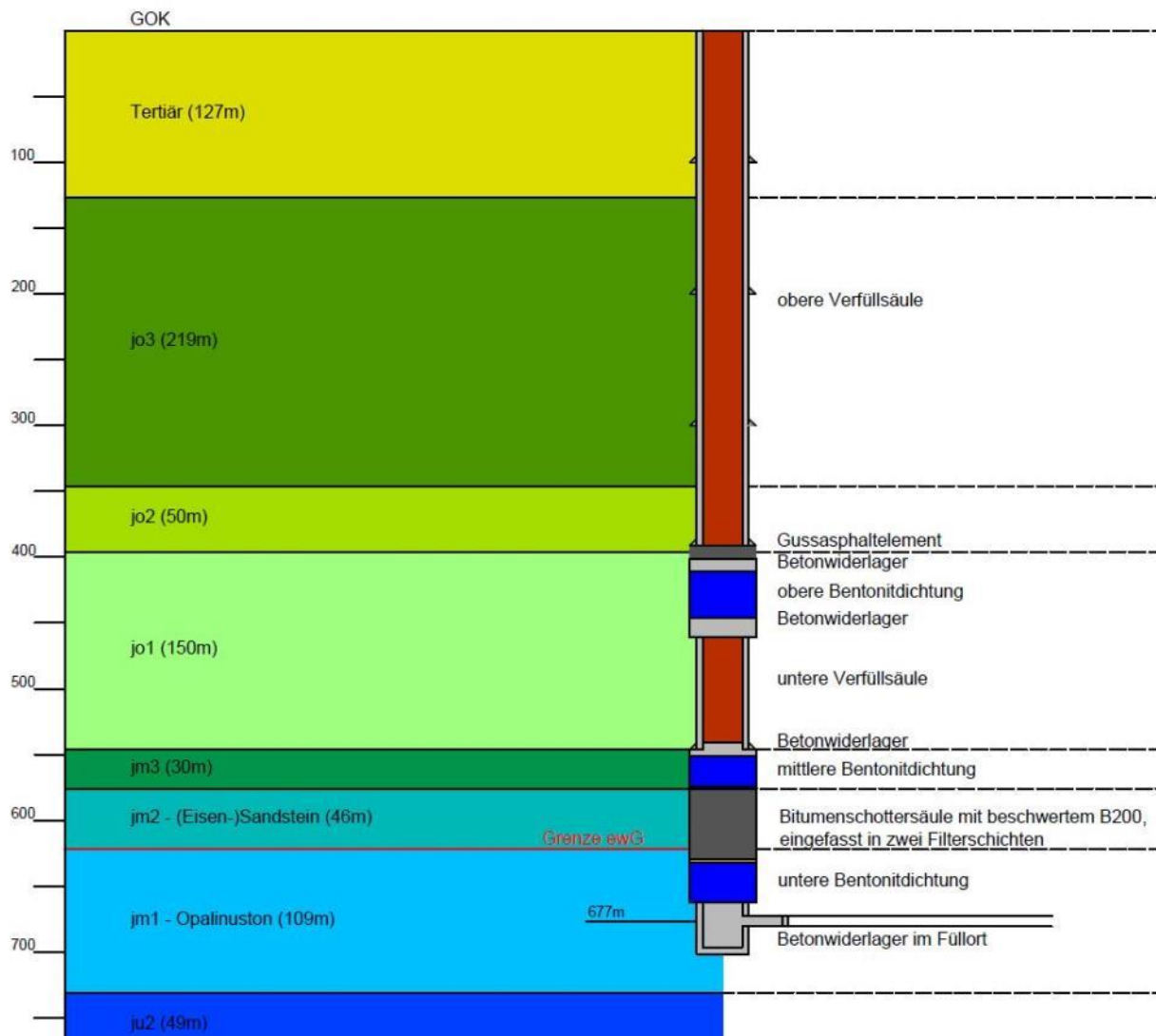


Abbildung 3-4: Vorläufiges Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD

Tabelle 3-2: Zusammenfassung Verschlussaufbau des vorläufigen Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD

Verschlusselement	Teufe [m]	Funktion	Material
Obere Verfüllsäule	0 - 391	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Gussasphaltelement	391 - 401	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitelementes	Gussasphalt
Widerlager	401 - 411	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton
Obere Bentonitdichtung	411 – 436	Dichtfunktion zum Schutz des oberen Bentonit-Dichtelementes	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat
Widerlager	436 - 441	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton
Mittlere Verfüllsäule	441 - 521	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Widerlager	521 – 531	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton
mittlere Bentonitdichtung	531 - 554	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat
Filterschicht	554 – 556	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
Bitumenverfüllte Schottersäule	556 – 610	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitelementes	Hartgesteinsschottersäule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt
Filterschicht	610 – 612	Erosions- und Suffosionsschutz	abgestufte, mineralische Schüttung
untere Bentonitdichtung	612 – 642,5	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat
Widerlager	642,5 – Ende	Lagestabilität der Bentonitdichtung	Beton

3.3 Offene Fragen und mögliche Optimierungen

Die beschriebenen Verschlusskonzepte für Schächte im Tongestein basieren auf einer Reihe von Annahmen. Zusätzlich wurden verschiedene offene Fragestellungen benannt. Die wesentlichen offenen Punkte sind:

- I. Die erstellten Modelle zur Aufsättigung und Druckentwicklung innerhalb des Grubengebäudes beinhalten auch eine Abschätzung der Gasdruckentwicklung. Diese Abschätzung beruht auf dem Endlagerkonzept im Forschungsvorhaben ANSICHT (Lommerzheim & Jobmann 2015) und den Korrosionsraten (Jobmann et al. 2017b). Weitere konzeptionelle Anpassungen führen ggf. zu einer veränderten Gasdruckentwicklung und müssen bei der Auslegung aller Verschlüsse berücksichtigt werden.
- II. Das Bitumen wird heiß (bis 180°C) eingebaut. Der thermische Einfluss des Bitumens auf das Gebirge und speziell der ALZ ist noch unklar. Erste numerische Berechnungen zum Heißeinbau von Asphaltdichtungen zeigen, dass durch die thermischen Einwirkungen keine Vergrößerung der Auflockerungszone auftritt.
- III. Innerhalb der ALZ kann in Folge der sekundären Spannungsumlagerungen während des Raubens, Nachschneidens und Einbaus je nach Eigenschaften des Tongesteins zügig eine erneute Schädigung auftreten. Ein Nachschnitt der Kontur würde damit keine Verringerung der Durchlässigkeit im konturnahen Bereich bewirken. Die Auswirkungen eines Nachschnittes sind aber bisher nicht bekannt und müssten für verschiedene Tongesteine geprüft werden. Dies betrifft vor allem die Tiefe der ALZ vor und nach einem Nachschnitt. Die Tiefe der ALZ ist eine wesentliche Eingangsgröße im Integritätsnachweis der Abdichtung (Dichtheitsnachweis).
- IV. Zur Bestimmung der Bemessungswerte für die Permeabilität des Bentonit-Dichtelementes wurden Ergebnisse aus Laboruntersuchungen und Literaturquellen herangezogen. Die Beurteilung der Kontaktfuge beruht gänzlich auf Annahmen. Für eine spätere Nachweisführung muss eine umfassende Datenbasis zur Verfügung stehen, um die tatsächlich in-situ bautechnisch erzielbare Permeabilität in die Berechnungen einfließen lassen zu können. Für die Bestimmung der Eigenschaften in der Kontaktfuge besteht zusätzlicher Forschungsbedarf.
- V. Der Bemessungswert für die Permeabilität der Kontaktfuge zwischen Bentonitdichtung und Gebirge wurde geschätzt, da bisher keine Erkenntnisse über die Ausprägung dieser vorliegen. Für die Bestimmung der integralen Permeabilität und auch zum Nachweis der Rissbeschränkung sollten die Kenntnisse zur Ausprägung, zur Permeabilität und zum Verhalten der Kontaktzone zwischen Dichtelementen und dem konturnahen Gebirgsbereich weiter vertieft werden.
- VI. Niedrig permeabler Beton könnte als alternatives Dichtelement eingesetzt werden. Zusätzliche Injektionen können die Permeabilität der Kontaktfläche oder auch der umgebenden ALZ verringern. Anwendungsbeispiele solcher Betontypen sind aus ver-

schiedenen internationalen Endlagerprojekten bekannt. Die Einhaltung der geforderten Permeabilität im Baukörper und damit die Eignung eines solchen Betons sind noch nachzuweisen.

- VII. Die Ausprägung der Betonkorrosion sowie die damit verbundenen Wechselwirkungen zwischen Lösung, Ausbau, Dichtung und Gebirge sind bisher nicht hinreichend bekannt.
- VIII. Bitumen ist langzeitstabil, unterliegt aber einer Strukturalterung und mikrobieller Zersetzung, die über lange Zeiträume zu einer Veränderung der Eigenschaften führt. In diesem Zusammenhang ist zu klären, welchen Einfluss die Bitumenalterung auf die Funktionsfähigkeit hat und wie sich dies auf die Definition eines Funktionszeitraumes auswirkt.

Im Rahmen des ELSA-Vorhabens wurde versucht, einige der wesentlichen Fragestellungen zu beantworten bzw. das Verständnis zu den damit verbundenen Prozessen zu verbessern. Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen sollte eine Weiterentwicklung der beschriebenen Schachtverschlusssysteme erfolgen.

4 Bitumenverfüllte Schottersäule – Vorbemessung und Prozessanalyse

Anhand des aktuellen Kenntnisstandes zu den erwarteten Eigenschaften des Endlagerstandortmodells erfolgt eine erste Vorbemessung einzelner Verschlusselemente. Auf Grundlage der getroffenen Annahmen entstehen mit Hilfe der Vorbemessung erste Vorstellungen über die Abmessungen und Dimensionen der Verschlusselemente. Die Vorbemessung erlaubt damit auch Rückschlüsse auf die Realisierbarkeit der verschiedenen Verschlusselemente. Zur Vereinfachung erfolgt zunächst die getrennte Betrachtung der unterschiedlichen Einwirkungen auf den Schachtverschluss.

Die Vorbemessung kann in einen mechanischen, hydraulischen, chemischen und biologischen Teil untergliedert werden. Die hydraulische Vorbemessung soll klären, ob im Verschlusssystem eine hinreichend geringe Durchlässigkeit erreicht wird, um das Hauptziel "Schutz der Biosphäre" vor den schädlichen Einflüssen der hochradioaktiven wärmeentwickelnden Abfälle und ausgedienten Brennelemente während des Funktionszeitraumes zu gewährleisten. Zur Vermeidung einer Rissbildung, von zusätzlichen Auflockerungen oder zu großen Setzungen soll mit Hilfe der mechanischen Vorbemessung ein hinreichender Widerstand der Verschlusselemente gegen die mechanischen Einwirkungen nachgewiesen werden. Die chemische Vorbemessung soll klären, ob Wechselwirkungen zwischen den Verschlussmaterialien und zutretenden Lösungen zu einer Beeinträchtigung der hydraulischen oder mechanischen Funktionsfähigkeit führen. In ähnlicher Weise können auch biologische Einwirkungen zu einer Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit bzw. -dauer führen.

4.1 Bemessungssituation und Einwirkungen

Die in Abbildung 4-1 gezeigte Druckentwicklung am Verschlusssystem wurde in Burlaka (2016) mit Hilfe eines numerischen Modells indikativ bestimmt. Diese Druckentwicklung am unteren Dichtelement soll im Weiteren als erwartete Entwicklung der hydraulischen Einwirkung dienen. Im Modell sind die Aufsättigungen aus dem Gebirge heraus und die Druckentwicklung in Folge der korrosionsbedingten Gasbildung enthalten.

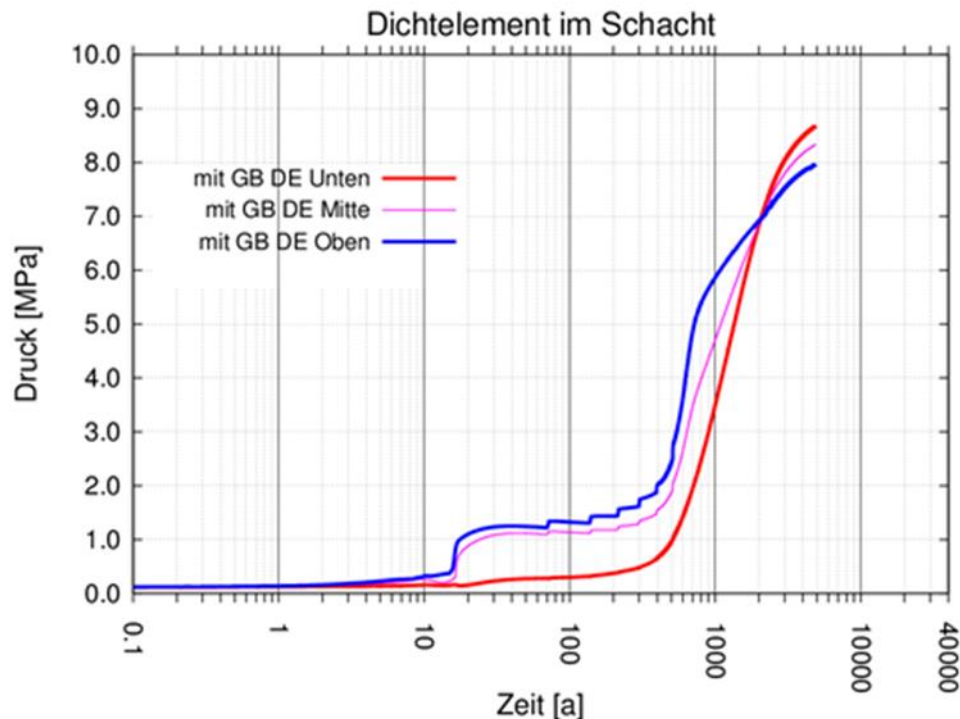


Abbildung 4-1: Berechnete Gasdruckentwicklung am unteren Dichtmodul im Modell Standort NORD, GB = Gasbildung, DE = Dichtelement (Burlaka 2016)

Die Beobachtungspunkte „DE Oben“ und „DE Mitte“ entsprechen der Ober- und Unterkante der bitumenverfüllten Schottersäule. Der Beobachtungspunkt „DE Unten“ entspricht der Unterkante des Bentonitelementes. Aus der unterschiedlichen Druckentwicklung resultiert entlang der Dichtelemente eine zeitlich variable Druckdifferenz. In den ersten Jahren nach dem Verschluss übersteigen die Drücke an der Oberkante beider Dichtelemente den Druck unterhalb der Dichtung. Das Druckgefälle ist ins Grubengebäude hinein gerichtet. Während dieses Zeitraums würden Lösungen in das Grubengebäude eintreten. Erst nach ca. 2.000 Jahren stellen sich zur Tiefe hin ansteigende Drücke entsprechend des hydrostatischen Druckes bzw. des durch Gasbildung im Endlager erhöhten Druckes ein.

4.2 Abschätzung der Permeabilität des Dichtelementes

Nach Arand, et al. (1992) kann eine Asphaltabdichtung bei einem typischen Resthohlraum von <3 Vol.-% als absolut konvektionsdicht, d. h. $k_f \rightarrow 10^{-\infty}$ m/s, angesehen werden. Dies gilt auch bei hohen Druckgradienten innerhalb des Dichtkörpers. Die verbleibenden Restporen liegen einzeln ohne durchgängige Verbindung im Baukörper.

Im Dichtkörper der bitumenverfüllten Schottersäule ist eine vollständige Verfüllung der Porenräume zwischen den Schotterkörnern vorgesehen. Nach Kudla et al. (2013) liegt das verbleibende Hohlraumvolumen bei deutlich kleiner 3 Vol.-%. Bei einem qualitätsgesicherten Einbau ist die integrale Permeabilität des Dichtungsstandortes somit allein von der Permeabilität der Kontaktzone und der Auflockerungszone abhängig.

4.3 Abschätzung der Permeabilität der Kontaktzone

Die Stärke der Kontaktzone wird von der Oberflächenrauigkeit des anstehenden Gebirges und des Dichtmaterials bestimmt. Im Baustoff Asphalt wirkt Bitumen als Bindemittel zwischen der Gesteinskörnung. Bei einem qualitätsgesicherten Einbau haftet das Bitumen an der gesamten Kontur. Die Haftfähigkeit des Bitumens an mineralischen Oberflächen bewirkt somit den Verschluss des Kontaktbereiches zwischen dem Dichtkörper und der Gebirgskontur. Die Nutzung geeigneter Voranstriche wie beispielsweise von Glaubach et al. (2008) entwickelt, kann diese Haftwirkung noch verstärken.

Eine Überprüfung der Rissbeschränkung innerhalb der Kontaktfuge ist aber dennoch zwingend notwendig. Die Zone bildet trotz der günstigen Hafteigenschaften eine potenzielle Schwächezone. Die Integrität der Kontaktfuge ist nach Wagner (2005) gegeben, wenn die minimale Hauptspannung größer als der anstehende Fluiddruck ist. Damit bleibt der Kornverbund erhalten.

4.4 Abschätzung der Permeabilität der Auflockerungszone

Der Begriff Auflockerungszone beschreibt den gestörten bzw. in seinen hydromechanischen Eigenschaften stark veränderten Gebirgsbereich um einen untertätigen Hohlraum. Nach Tsang (2005) lässt sich der von der Auffahrung beeinträchtigte Teil des Gebirges weiter in einen geschädigten (excavation damaged zone – EDZ) und gestörten Bereich (excavation disturbed zone – EdZ) unterteilen. Als von der Auffahrung geschädigter Bereich wird das konturnahe Gebirge bezeichnet, in dem hydromechanische und ggf. geochemische Veränderungen zu signifikanten Veränderungen in den Strömungs- und Transporteigenschaften führen. Dies entspricht der Auflockerungszone im engeren Sinne. Der weiter entfernte, von der Auffahrung gestörte Bereich ist als Zone mit hydromechanischen und geochemischen Veränderungen, ohne größere Änderungen in Strömungs- und Transporteigenschaften beschrieben.

Für das Endlagerstandortmodell NORD liegen bisher keine Kenntnisse zur Entwicklung und Verteilung hydromechanischen Eigenschaften oder genauer der Permeabilität innerhalb einer Auflockerungszone vor. Eine Abschätzung der qualitativen und quantitativen Ausprägung der ALZ erfolgt deshalb auf Basis einer analytischen Abschätzung der Ausdehnung, einer auf einer Literaturrecherche basierenden Abschätzung der Permeabilität und einer numerischen Analyse, siehe dazu Abschnitt 4.5.

Nach Wagner (2005) kann für elasto-plastische Modelle über die Mohr-Coulomb-Bruchbedingung für einen isotrop belasteten kreisrunden Hohlraum die entstehende Auflockerungszone (ALZ) mit folgenden Gleichungen (4.1) bis (4.3) näherungsweise abgeschätzt werden:

$$\frac{r_0}{r_a} = \left[\frac{2}{\kappa + 1} * \frac{(\kappa - 1) * p_G + \sigma_D}{\sigma_D} \right]^{\frac{1}{\kappa - 1}} \quad (4.1)$$

$$\text{mit} \quad \kappa = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.2)$$

$$\text{und} \quad p_G = g * h * \rho_G \quad (4.3)$$

r_0	Radius der plastischen Zone [m]
r_a	Hohlraumradius [m]
p_G	Gebirgsruck [MPa]
σ_D	einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges [MPa]
φ	Winkel der inneren Reibung [°]
κ	Beiwert [-]
h	Höhe [m]
g	Fallbeschleunigung [m/s²]
ρ_G	Gebirgsdichte [kg/m³]

Die bitumenverfüllte Schottersäule liegt in einer Teufe von 600 m bis 655 m. Inklusive des vorgesehenen Nachschnitts beträgt der Durchmesser der freien Schachtscheibe dort 9 m. Dieser Bereich des unteren Barremiums ist durch das Auftreten des Blättertons gekennzeichnet. Die Dichte des Barremiums beträgt 2.340 kg/m³. Nach Jahn & Sönnke (2013) können dem Barremium im Ganzen eine Kohäsion von 3,2 MPa und ein Reibungswinkel von 29,3° zugeordnet werden. Aus Kohäsion und Reibungswinkel kann gemäß Gl. (4.4) eine Druckfestigkeit des Gebirges von 11,5 MPa abgeschätzt werden.

$$\sigma_D = \frac{2c * \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.4)$$

σ_D	einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges [MPa]
c	Kohäsion [MPa]
φ	Winkel der inneren Reibung [°]

Tabelle 4-1: Gebirgsdruck im Niveau der bitumenverfüllten Schottersäule

Schicht i	Mächtigkeit [m]	Dichte [kg/m³]	p_i [MPa]
Quartär	90	2.200	1,94
Albium	159	2.200	3,43
Hilssandstein	35	2.500	0,86
Aptium	111	2.300	2,50
Barremium bis zur Dichtung	205	2.340	4,71
Σp_i			13,44

Aus den Gleichungen (4.1) bis (4.3) ergibt sich für den Dichtungsstandort in 600 m Teufe ein Radius der plastischen Zone von $r_0 = 5,3$ m. Es wird angenommen, dass dieser Bereich durch die Schädigung nicht tragfähig ist und zu einer weiteren Ausdehnung der ALZ bis zu $r_{ALZ} = 7,1$ m führt. Nach dem angenommenen Nachschnitt von 0,5 m Tiefe würde um die Kontur am Dichtungsstandort (Radius 4,5 m) eine ALZ, also ein von der Auffahrung geschädigter

Gebirgsbereich, von ca. 2,6 m Breite verbleiben. Durch den steigenden Teufendruck wächst die Ausdehnung der ALZ am unteren Ende der bitumenverfüllten Schottersäule bis auf 3,1 m an.

In Jobmann (2014) wurden messtechnische Ergebnisse zu den hydraulischen Verhältnissen innerhalb der ALZ im Tongestein aus verschiedenen Literaturquellen zusammengefasst. Als Beispiel für eine mögliche Ausprägung der ALZ sollen die Messwerte des in Souley et al. (2007) beschriebenen Großversuchs im Untertagelabor in Bure (Frankreich) dienen. In diesem Versuch wurde das Abteufen eines Schachtes durch eine Vielzahl zuvor installierter Messsysteme begleitet (Abbildung 4-2). Ziel war es, die Ausprägung der ALZ, deren Entwicklung während des Abteufens und die resultierenden Eigenschaftsänderungen innerhalb der ALZ festzustellen. Die relative Permeabilitätsänderung um den Schacht ist ebenfalls in Abbildung 4-2 dargestellt.

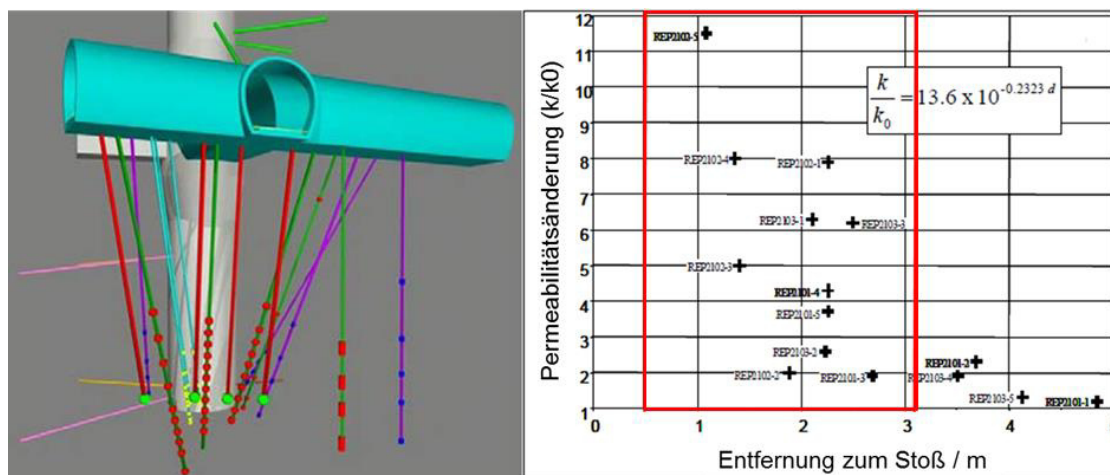


Abbildung 4-2: links: Versuchsaufbau während des Schachtabteufens, rechts: relative Permeabilitätsänderung in Abhängigkeit des Abstandes von der Kontur mit angenommener Auflockerungszone um die bitumenverfüllte Schotter säule (rot umrandet), nach Souley et al. (2007)

Die gemessenen Permeabilitätsänderungen um den Schacht sind vergleichsweise gering. Jedoch beginnt die erste Messung erst etwa 1,1 m hinter der Schachtkontur. Die ersten 1,1 m, in denen die größte Permeabilitätserhöhung erwartet werden kann, wurden hier nicht in die Messungen miteinbezogen. Aus Jobmann (2014) sind auch andere Messreihen bekannt, die deutlich größere Auflockerungen zeigen. Diese Messungen wurden aber teils in Strecken und unter deutlich anderen Bedingungen durchgeführt. Von den aufgeführten Literaturdaten sind die Angaben in Souley et al. (2007) am ehesten mit den Bedingungen am Standortmodell NORD vergleichbar.

Für die in Jahn & Sönnke (2013) beschriebenen Gebirgseigenschaften der unteren Kreidetone wird eine Permeabilität des unverritzten Gebirges (k_0) von $1,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ abgeschätzt. Aus dieser Anfangspermeabilität kann die Permeabilitätsverteilung gemäß der in Abbildung 4-2 angegebenen Beziehung innerhalb der ALZ bestimmt werden (Tabelle 4-2).

Tabelle 4-2: Messwerte innerhalb der ALZ ($K_0 = 1,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$)

Abstand [m]	K/K ₀	K [m ²]	ln(K)
1,1	11,5	1,4E-18	-41,1
1,4	8,0	9,7E-19	-41,5
1,4	5,0	6,0E-19	-42,0
1,9	2,0	2,4E-19	-42,9
2,1	6,3	7,6E-19	-41,7
2,2	2,6	3,1E-19	-42,6
2,3	7,9	9,5E-19	-41,5
2,3	4,3	5,2E-19	-42,1
2,3	3,7	4,5E-19	-42,3
2,5	6,2	7,5E-19	-41,7
2,7	1,9	2,2E-19	-42,9
Mittelwert m_y :			-42,0
Standardabweichung s_y :			0,6
Variationskoeffizient V_y :			0,0143

Innerhalb der ALZ liegt der Mittelwert m_x der Permeabilität bei $5,6 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ mit einer Standardabweichung s_x von $3,7 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$. Gemäß Anhang D.7 des Eurocodes (DIN EN 1990) soll der Bemessungswert der Permeabilität aus dem charakteristischen Wert bestimmt werden. Dieses Verfahren ist nach (DIN EN 1990) als bevorzugte Methode für die Bestimmung des Bemessungswertes vorzuziehen. Die Bestimmung erfolgt aus einer log-normierten Verteilung unter der Annahme, dass die Versuchswerte normalverteilt sind. Die Berechnung erfolgt gemäß Anhang D7.2 (DIN EN 1990) über:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} * e^{[m_y + k_n * s_y]} \quad (4.5)$$

X_d	Bemessungswert
η_d	Unsicherheitsfaktor
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert
m_y	Normierter Mittelwert
s_y	Normierte Standardabweichung
k_n	Beiwert

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_m und der Umrechnungsfaktor η_d sind entsprechend dem Anwendungsfall, in den die Versuche fallen, aus der jeweiligen Norm zu entnehmen, in diesem Fall (DIN EN 1997–Teil 1) und (DIN 1054). Der Umrechnungsfaktor η_d ist gemäß (DIN EN 1997–Teil 1) gleich 1,0 und kann auch im Teilsicherheitsbeiwert γ_m enthalten sein (siehe dazu auch Abschnitt 6.3.3 in (DIN EN 1990)). Für die Messreihen zur Ermittlung der Permeabilität wird entsprechend (DIN 1054) ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,3$ festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert gilt für temporäre Bemessungssituationen und wurde mit Blick auf die Bestimmung der Aufsättigungsdauer gewählt. Der Mittelwert m_y und die Standardabweichung s_y der log-normierten Verteilung sind bereits in Tabelle 4-2 gegeben. Der Fraktilenfaktor für charakteristische Werte k_n muss aus Tabelle D.1 aus (DIN EN 1990) bestimmt werden und ist für $n = 11$ und unbekanntem Variationskoeffizient mit 1,9 bestimmt, siehe Abbildung 4-3.

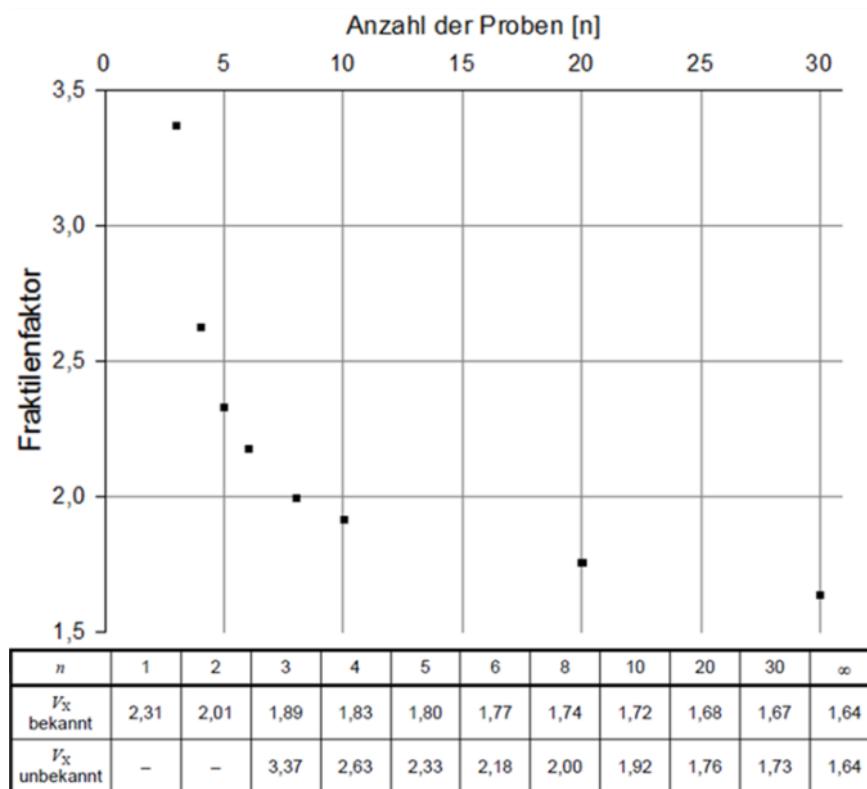


Abbildung 4-3: Verteilung des Fraktalenfaktors und Tabelle D.1 aus (DIN EN 1990)

Für die Permeabilität der ALZ wird ein Bemessungswert $K_{ALZ} = 1,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ bestimmt. Damit unterscheidet sich die Permeabilität nur geringfügig von der Permeabilität des unverritzten Gebirges. Diese sehr geringe Auflockerung ergibt sich aus den genutzten Literaturdaten aus (Souley et al. 2007).

4.5 Numerische Ermittlung der Auflockerungszone im umgebenden Tongestein eines Schachtverschlusses

Während des Abteufens des Schachtes entsteht aufgrund von Spannungsumlagerungen in der umgebenden Gesteinsformation eine Auflockerungszone, die eine erhöhte Permeabilität im Vergleich zu intaktem Gestein ausweist und somit eine potenzielle Wegsamkeit für Fluide darstellt. Um diese Wegsamkeit zu unterbinden, wird der Schacht u.a. mit Bentonit- und Asphaltdichtelementen derart verschlossen, dass die Auflockerungszone entlang des Schachtes unterbrochen wird. In der Regel wird vor Einbau der Dichtelemente die Schachtkontur nachgeschnitten, um das Ausmaß der Auflockerungszone zu beschränken. Als Bemessungsgrundlage für den Nachschnitt ist es erforderlich, dass zunächst die Tiefe der Auflockerungszone und in einem weiteren Schritt auch die zugehörige Schädigung bestimmt wird.

Am Beispiel des im Forschungsvorhaben ANSICHT entwickelten Endlagerstandortmodells NORD wird im Rahmen dieser Analyse die Auflockerungszone entlang des Schachtes anhand von numerischen Berechnungen bestimmt. Ferner wird der Einfluss der Wärme, die während des Einbaus der heißen Bitumensäule im Schacht freigesetzt wird, auf die Auflockerungszone untersucht.

4.5.1 Berechnungsmodell

Das Berechnungsgebiet enthält die Schichtenfolgen des Wirtgesteins und erstreckt sich über 295 m im Barremium und 189 m im Hauterivium. Die überlagernden Schichtfolgen werden nicht modelliert. Stattdessen wird eine 50 m mächtige und fiktive Schicht über dem Barremium modelliert, die dem Gewicht der überlagernden Schichtfolgen von der Tagesoberfläche bis zur Oberkante des Barremium entspricht. Dadurch kann auch die Steifigkeit der überlagernden Schichtfolgen berücksichtigt werden. Der Schacht hat einen Durchmesser von zehn Metern und das Schachttiefste befindet sich 800 m unter der Geländeoberkante. Die Modelloberkante entspricht einer Teufe von 350 m u. NN.

Das Berechnungsmodell ist als Kissegment aufgebaut. Dies ermöglicht die Ausnutzung der Rotationssymmetrie und führt zu einer deutlichen Reduzierung der Berechnungszeiten und des Berechnungsaufwandes. Die Diskretisierung des numerischen Modells wurde so gewählt, dass die Tiefe der Auflockerungszone bis zu einer Genauigkeit von ± 35 cm bestimmt werden kann. Dafür sind Elementkantenlängen kleiner als dieser Wert im umgebenden Bereich des Schachtes nötig.

Das Modell ist horizontal in Normalenrichtung an den seitlichen Rändern gelagert. Es treten keine horizontalen Verschiebungen an den Modellrändern auf. In vertikaler Richtung sind sie dort ungehindert. Am unteren Modellrand sind Verschiebungen in vertikaler Richtung blockiert. Andere Freiheitsgrade bleiben erhalten. Es werden keine weiteren Lagerbedingungen am oberen Modellrand aufgebracht.

Das Ziel der vorliegenden Analyse ist zunächst, die Tiefe der Auflockerungszone, die durch das Abteufen des Schachtes erzeugt wird, entsprechend der Teufenlage zu bestimmen. Des Weiteren wird die mit der Schädigung einhergehende Permeabilitätserhöhung simuliert, um nicht nur geschädigte Bereiche auszuweisen, sondern auch den Grad der Schädigung in der Auflockerungszone zu quantifizieren. In einem weiteren Schritt wird untersucht, ob der Wärmeeintrag durch die Bitumensäule sich negativ auf das Wirtsgestein und die Auflockerungszone auswirkt und zu einer zusätzlichen Schädigung führt. In einem zusätzlichen Schritt wird abschließend überprüft, ob durch einen entsprechenden Nachschnitt das Ausmaß der Auflockerungszone reduziert werden kann. Im Rahmen der Modellierungen werden folgende Annahmen getroffen:

- Der Verschluss des Schachtes erfolgt im Modell nur bis zur Installation des ersten Asphaltdichtelements
- Das Bentonitdichtelement (vgl. Abbildung 3-2) wird durch ein zweites Betonwiderlager ersetzt
- Die Filterschichten werden während der Berechnungen nicht berücksichtigt
- Die untere Verfüllsäule wird entsprechend dem Materialverhalten von Beton modelliert
- Der Schachtausbau aus Beton (ober und unterhalb der Dichtelemente) wird nicht modelliert

Abbildung 4-4 zeigt das diskretisierte Berechnungsmodell unter Berücksichtigung der Teufenlage. Dort sind auch die Mächtigkeiten der Dichtelemente im Schacht angegeben.

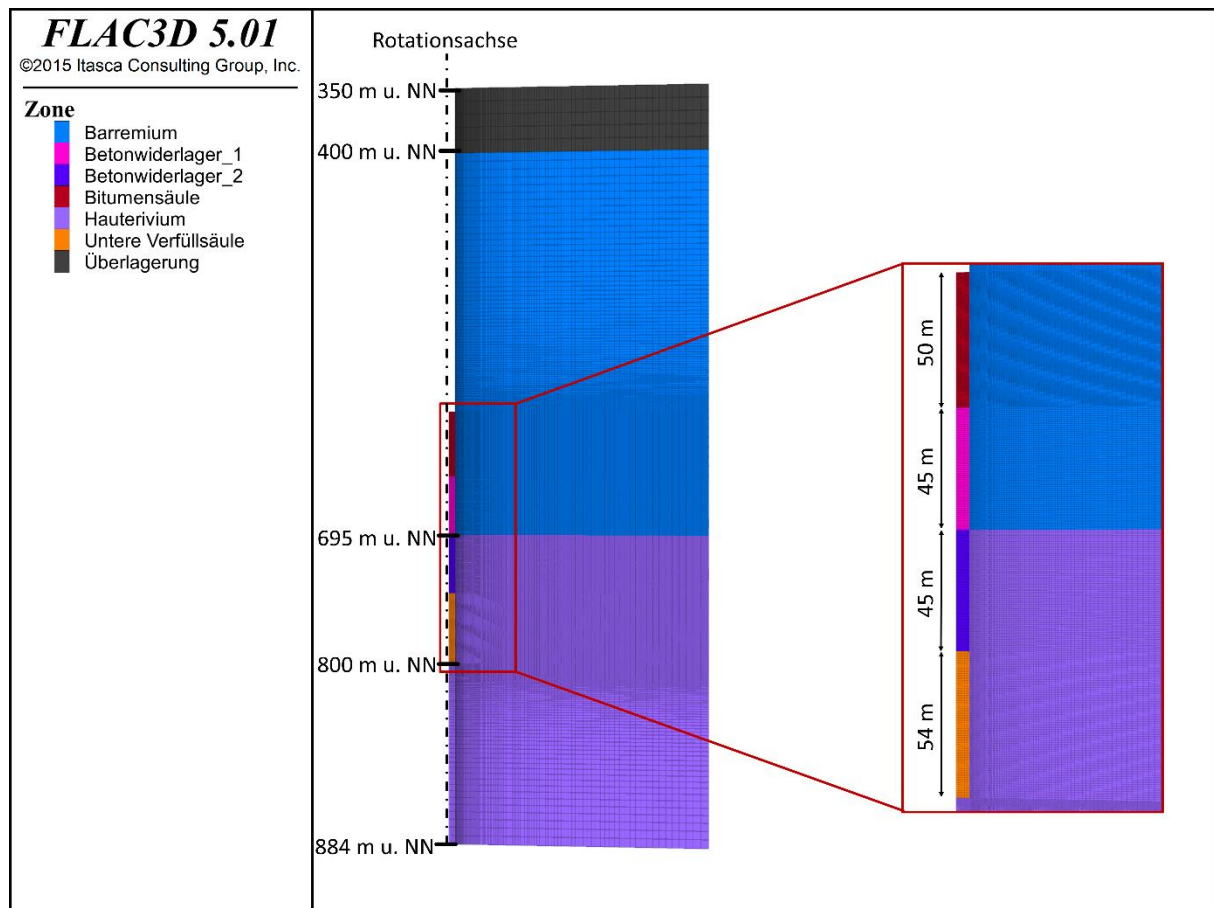


Abbildung 4-4: Rotationssymmetrisches Berechnungsmodell (Rotationsachse Mitte Schacht)

4.5.2 Materialverhalten

Das zu simulierende Wirtsgestein und die verwendeten Baustoffe zeigen ein typisches physikalisches Materialverhalten, dass im numerischen Modell mittels geeigneter Stoffmodelle zu beschreiben ist. Die Tonformationen des Barremium und Hauterivium sind durch eine ausgeprägte Anisotropie ihres thermo-hydro-mechanischen Verhaltens gekennzeichnet. Bei den Baustoffen der Dichtsysteme wird von einem isotropen Materialverhalten ausgegangen. Die verwendeten Stoffmodelle und Materialparameter werden in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

4.5.2.1 Mechanisches Materialverhalten

Für Bitumen (oder bitumenverfüllte Schottersäule? S. Tabelle 4-3) und Beton wird vereinfachend ein linear-elastisches Verhalten angenommen. Die dafür benötigten Materialparameter sind in Tabelle 4-3 angegeben.

Tabelle 4-3: Dichte und elastische Materialparameter für Bitumen und Beton

Material	Dichte [kg/m³]	E-Modul [GPa]	Querdehnzahl [-]	Quelle
Beton	2.500	30	0,2	(Schneider & Bertig, 2012)
Bitumenverfüllte Schottersäule	1.500	$1,1 \cdot 10^{-5}$	0,4	(Kudla et al, 2009)

Die Tongesteine des Barremium und Hauterivium bestehen aus geschichteten marinen Sedimenten. Aufgrund der Schichtung zeigen die Tongesteine ein ausgeprägt transversal anisotropes Verhalten der thermischen, hydraulischen und mechanischen Materialparameter. Zur Modellierung des Materialverhaltens wird ein elasto-plastisches Stoffmodell zugrunde gelegt, das die Schichtung durch abgeminderte Festigkeitsparameter simuliert.

Das sogenannte Softening Ubiquitous-Joint Modell (SUBI-Modell) basiert auf einem Mohr Coulomb Ansatz und erweitert dieses um einen Entfestigungsansatz. Nach Erreichen der zulässigen elastischen Dehnungsgrenze werden mit fortschreitenden plastischen Dehnungen die Zug- und Scherfestigkeitsparameter für die Schichtung und die Matrix herabgesetzt. Wohlgemerkt entspricht das Erreichen der zulässigen Dehnungsgrenze auch dem Erreichen der Spitzenzug- und Scherfestigkeit. Die Herabsetzung erfolgt linear, bis die maximal zulässige plastische Dehnung erreicht ist. Ab dieser Dehnungsgrenze gelten sowohl für die Schichtung als auch für die Matrix konstante Restscher- und Restzugfestigkeitswerte über die plastische Dehnung (Itasca, FLAC3D Manuals 2005).

Abbildung 4-5 zeigt illustrativ anhand des Beispiels des Reibungswinkels, wie die Materialeigenschaften bei wachsender Dehnung herabgesetzt werden. Links in der Abbildung 4-5 wird eine lineare Herabsetzung des Reibungswinkels zwischen ε_1 und ε_2 gezeigt. Rechts davon wird der Reibungswinkel nach Erreichen der elastischen Dehnungsgrenze sofort auf seinen Residualwert herabgesetzt. Beim letzten Fall wird die Festigkeitsreserve im Nachbruchbereich nicht ausgenutzt.

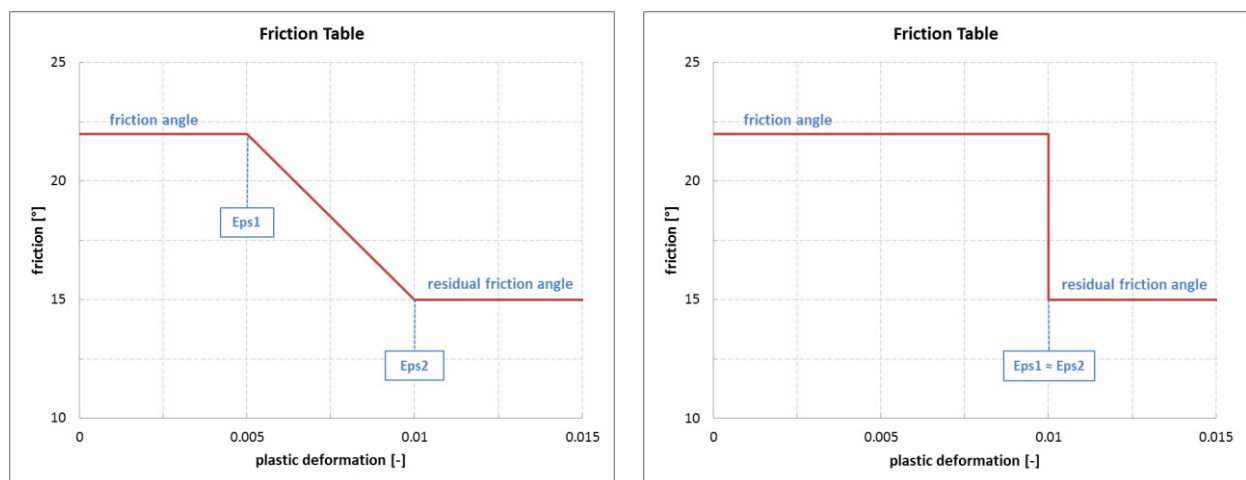


Abbildung 4-5: Herabsetzung der Materialparameter über die plastische Dehnung: lineare (links) und instantane (rechts) Herabsetzung, nach (Jobmann et al., 2016b)

Für die Ermittlung der Auflockerungszone gilt das Dilatanzkriterium als Bemessungsgrenze, da eine Permeabilitätserhöhung bereits vorhanden ist, sobald der Spannungszustand im Gebirge über der Dilatanzgrenze liegt. Die Dilatanzfestigkeit ist in der Regel kleiner als die Fließgrenze bzw. Bruchgrenze. Nach Jobmann et al. (2015) ist für Tongestein die Dilatanzgrenze 50% kleiner als die Bruchgrenze. Um den Beginn der Schädigung bei Überschreiten der Dilatanzgrenze mit Hilfe eines Mohr-Coulomb-Ansatzes zu simulieren, wurden die entsprechenden Scherparameter um 50% reduziert. Die berechnete Schädigung in den diskretisierten Elementen entspricht deshalb einem Versagen infolge Dilatanz. Diese Vorgehensweise ist konservativ, da an der Dilatanzgrenze immer plastische Verformungen stattfinden, so dass es hier immer zu Spannungsumlagerungen kommt.

Bei der hier vorliegenden Analyse werden aus Gründen der Konservativität die Zugfestigkeiten der Matrix und der Schichtung für die Tongesteine des Barremiums und Hauteriviums nicht berücksichtigt. Diese liegen nach Nowak & Maßmann (2013) in der Regel bei 2 MPa für die Matrix und 1 MPa für die Schichtung. Außerdem erfolgt die Herabsetzung der Materialparameter nach Erreichen der Grenzfestigkeit entsprechend Abbildung 4-5, rechts.

Die mechanischen Kennwerte für die Tongesteine des Barremiums und Hauteriviums, die in der Literatur zu finden sind, sind mit großen Ungewissheiten behaftet. Aus diesem Grund wurden für die vorliegende Analyse die Festigkeitsparameter des Opalinustons verwendet. Dieser Tonstein ist, nach jetziger Kenntnis, durch geringere Festigkeiten gekennzeichnet als die Tongesteine des Barremium und Hauterivium und der Ansatz ist somit konservativ. In Tabelle 4-4 sind diese Materialparameter angegeben.

Tabelle 4-4: Abgeminderte Festigkeitsparameter an der Dilatanzgrenze, nach Jobmann et al. (2007) und Nowak & Maßmann (2013)

Parameter	Einheit	Werte	
Dichte	[kg/m ³]	2.340	
E-Modul	[GPa]	4	
Querdehnzahl	[-]	0,35	
Einfallswinkel	[°]	0,0	
Einfallsrichtung	[°]	0,0	
		Matrix	Schichtung
Zugfestigkeit	[MPa]	0	0
Restzugfestigkeit	[MPa]	0	0
Kohäsion	[MPa]	3,05	0,45
Restkohäsion	[MPa]	1,5	0,25
Reibungswinkel	[°]	14,4	14,2
Restreibungswinkel	[°]	11,95	13,75
Dilatanz	[°]	0	0
Restdilatanz	[°]	0	0

4.5.2.2 Hydromechanische Kopplung

Die wirksamen Spannungsmagnituden im Gebirge setzen sich aus den lithostatischen Gebirgsspannungen und dem entgegenwirkenden Porendruck zusammen. Der lithostatische Spannungszustand lässt sich aus dem Auflastdruck des überlagernden Gebirges unter Verwendung einer durchschnittlichen Gesteinsdichte näherungsweise berechnen. Hinsichtlich des Porendruckes wird von hydrostatischen Verhältnissen ausgegangen, die sich über das Produkt der Höhe der überlagernden Wassersäule, der Dichte des Wassers und der Erdbeschleunigung berechnen lassen. Allerdings wirkt der Porendruck nicht vollständig dem lithostatischen Auflastdruck entgegen, sondern wird um den sog. Biot Koeffizienten vermindert. Terzaghi (1943) führte das Prinzip der effektiven Spannungen σ_{eff} als Differenz zwischen totaler Gebirgsspannung σ_{tot} und Porendruck P_p ein, welches um den Biot-Koeffizienten nach folgender Beziehung ergänzt wurde:

$$\sigma_{eff} = \sigma_{tot} - \alpha P_p \quad (4.6)$$

Der Biot-Koeffizient α ist das Verhältnis aus dem dränierten Kompressionsmodul des Gesteins K und dem Kompressionsmodul der Gesteinsmatrix K_s nach der folgenden Beziehung:

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (4.7)$$

Der Biot-Koeffizient kann Werte zwischen $3\Phi/2+\Phi$ und 1 annehmen (Itasca, PFC 5.0 Online Documentation 2009). Für eine vollständige Beschreibung des poroelastischen Verformungsverhaltens unter Verwendung eines geeigneten Stoffgesetzes sind die Porosität Φ , der Kompressionsmodul des Fluids K_f und der Biotmodul weitere wesentliche Parameter. Der Biotmodul lässt sich über das Kompressionsmodul des Fluids nach folgender Beziehung ableiten (Itasca, PFC 5.0 Online Documentation 2009):

$$M = 1 - \frac{K_f}{\Phi + (\alpha - \Phi)(1 - \alpha)K_{fl}/K} \quad (4.8)$$

Unter Verwendung einer Porosität von 0,15, einem Kompressionsmodul von 2 GPa, einem Biotmodul von 0,6 [-] und unter Verwendung der in Tabelle 4-4 gelisteten gesteinsmechanischen Parameter ergibt dies ein Biotmodul von 7,93 GPa. Untersuchungen von Chaney (1978) zeigen jedoch, dass der gelöste Anteil an Gasen im Porenwasser zu einer Reduzierung des Kompressionsmoduls des Fluids und somit zu einer Verringerung des Biotmoduls führt. Das in den Berechnungen verwendete Biotmodul wurde daher um eine Größenordnung verringert (Tabelle 4-5).

Tabelle 4-5: Hydromechanische Materialparameter

Material	Biot-Zahl	Porosität	Kfl [GPa]	Biotmodul [GPa]	Biotmodul [GPa] Simulation
Barremium und Hauterivium	0,6	0,15	2,0	7,93	0,793

Die mit dem Abteufen des Schachtes induzierten Spannungsänderungen resultieren in plastischen Verformungen die eine Änderung wesentlicher gesteinsphysikalischer Eigenschaften, insbesondere der Permeabilität, bewirken. Die Abschätzung der Gesteinspermeabilität basiert auf einem in Jobmann et al. (2016a) und Vymatil & Schlegel (2013) beschriebenen Stoffmodell, das die Permeabilität in Abhängigkeit des effektiven Spannungszustandes und dem Vektor der plastischen Dehnung berechnet. Die Permeabilität k_i setzt sich dabei aus einem Anteil zusammen, der von der effektiven Spannung σ_{eff} abhängt und einem Anteil, der von dem Vektor der plastischen Dehnung ϵ^{pl} abhängt.

$$k_i = k_{\sigma,i} + k_{\epsilon,i} \quad i = x, y, z \quad (4.9)$$

Der dehnungsabhängige Anteil an der Permeabilität wird nach den folgenden Beziehungen berechnet:

$$k_{\epsilon,x} = k_{\epsilon} \cdot (\epsilon_y^+ + \epsilon_z^+), \quad k_{\epsilon,x} \leq k_{\epsilon,max} \quad (4.10)$$

$$k_{\epsilon,y} = k_{\epsilon} \cdot (\epsilon_x^+ + \epsilon_z^+), \quad k_{\epsilon,y} \leq k_{\epsilon,max} \quad (4.11)$$

$$k_{\epsilon,z} = k_{\epsilon} \cdot (\epsilon_x^+ + \epsilon_y^+), \quad k_{\epsilon,z} \leq k_{\epsilon,max} \quad (4.12)$$

Mit $\epsilon_i^+ = \epsilon_i^{pl}$ für $\epsilon_i^{pl} \geq 0$ und $\epsilon_i^+ = 0$ für $\epsilon_i^{pl} < 0$

$$k_{\epsilon} = 1,00E-14 \quad [m^2] \quad \text{Materialparameter (Vymatil \& Schlegel, 2013)}$$

$$k_{\epsilon,max} = 1,00E-16 \quad [m^2] \quad \text{Materialparameter (Vymatil \& Schlegel, 2013)}$$

Der spannungsabhängige Anteil an der Permeabilität wird parallel und senkrecht zur Schichtfläche über einen funktionalen Zusammenhang definiert:

$$k_{\sigma} = k_0 \cdot \left(\frac{\sigma_{eff}}{\sigma_0} \right)^{-n} \quad (4.13)$$

Die entsprechenden Kennwerte parallel und senkrecht zur Schichtung sind in Tabelle 4-6 aufgelistet sowie in Abbildung 4-6 und Abbildung 4-7 graphisch aufgetragen. Die Implementierung des Stoffgesetzes als FISH Routine in einem bestehenden FLAC Modell ist in Wolf & Jobmann (2015) umfänglich beschrieben.

Tabelle 4-6: Materialparameter zur Beschreibung der Permeabilität

	Normierungsspannung σ_0 [MPa]	k_0 [m ²]	n [-]
Parallel zur Schichtung [x=y]	1,0	6,0E-19	0,8
Senkrecht zur Schichtung [z]	1,0	1,5E-20	0,2

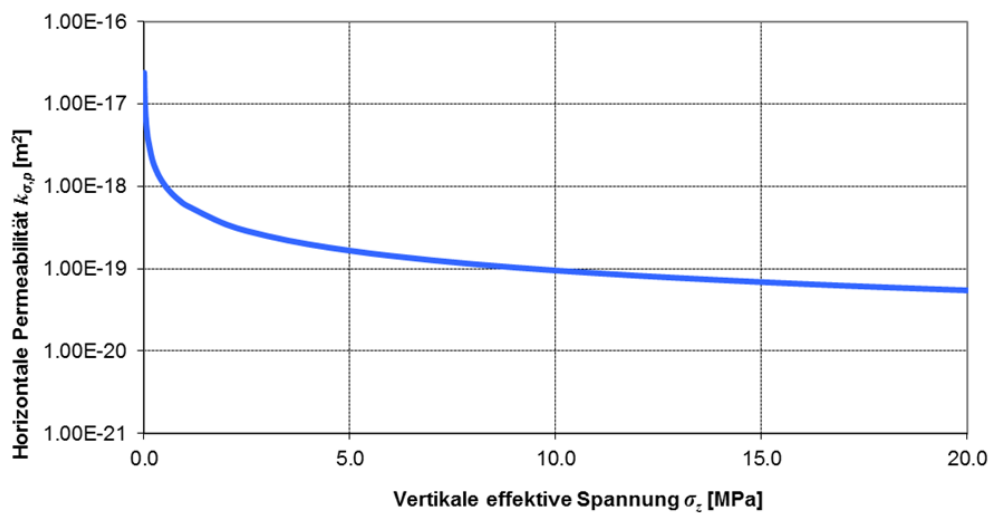


Abbildung 4-6: Abhängigkeit zwischen der vertikalen effektiven Spannung σ_{eff} und der horizontalen Permeabilität (Vymlatil & Schlegel 2013)

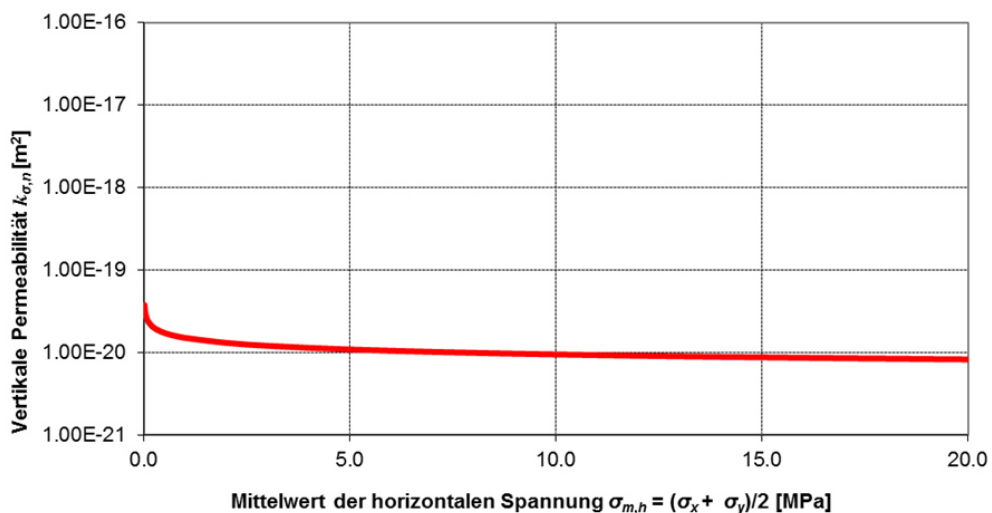


Abbildung 4-7: Abhängigkeit zwischen dem Mittelwert der horizontalen effektiven Spannung σ_{eff} und der vertikalen Permeabilität (Vymlatil & Schlegel 2013)

4.5.2.3 Thermisches Materialverhalten

Die Wärmeübertragung in der Struktur wird durch die Wärmeleitung beschrieben. Während für die Baustoffe Beton und Bitumen von einem thermisch isotropen Verhalten ausgegangen werden kann, zeigen die Tongesteine des Barremium und des Hauterivium ein thermisch orthotropes Verhalten. Die Wärmeleitfähigkeit bei diesen Tongesteinen ist parallel zur Schichtung höher als senkrecht dazu. Die dafür benötigten Materialparameter sind in Tabelle 4-7 zusammengestellt.

Tabelle 4-7: Thermische Materialparameter

Material	Massespezifische Wärmekapazität [J/(kg K)]	Wärmeleitfähigkeit isotrop [W/(K m)]	Quelle
Barremium und Hauterivium	1.000	Parallel: 2,0 Senkrecht: 1,38	(Nowak & Maßmann 2013)
Beton	880	2,1	(Schneider & Bertig 2012)
Bitumenverfüllte Schottersäule	1.100	0,8	(Kudla et al. 2009)

An der Oberfläche der Bitumenschicht in direktem Kontakt zur Luft findet eine Abkühlung durch die umgebende Luft statt, die durch eine konvektive Randbedingung berücksichtigt wird. Der Wärmeübergangskoeffizient für die Konvektion hängt von der Luftgeschwindigkeit im Schacht ab. Aus diversen Anwendungen im konventionellen Bergbau sind verschiedene empirische Ansätze für die Bestimmung dieses Koeffizienten bekannt. Für die aktuelle Berechnung werden empirische Formeln für die Luft an der Erdoberfläche nach Beisel (1999) zugrunde gelegt (siehe Tabelle 4-8). Es wird angenommen, dass die Luft mit einer Geschwindigkeit von 1 m/s im Schacht zirkuliert. Die Lufttemperatur im Schacht wird mit 25°C festgelegt. Im Gestein herrscht eine Temperatur von ca. 25°C, entsprechend der Teufenlage.

Tabelle 4-8: Wärmeübergangskoeffizient für Luft an der Erdoberfläche, nach Beisel (1999)

Material	Luftgeschwindigkeit	Wärmeübergangskoeffizient [W/(m² K)]
Luft an der Erdoberfläche	$v \leq 5 \text{ m/s}$	$1,8 + 4,1 \cdot v$
Luft an der Erdoberfläche	$v \geq 5 \text{ m/s}$	$7,3 \cdot v^{0,73}$

Die Wärmeübertragung durch Strahlung, die auf der Oberfläche der Bitumensäule stattfindet, wird vernachlässigt. Ein Grund dafür ist, dass ein Großteil der Energie schon durch Konvektion abgegeben wird.

4.5.2.4 Thermomechanische Kopplung

In einer thermomechanisch gekoppelten Berechnung wirkt die Temperaturänderung der thermischen Seite über die thermische Expansion auf die Spannungsänderung der mechanischen Seite. Der Koppelparameter zwischen den beiden Seiten ist der thermische Ausdehnungskoeffizient (linear), der hier als isotrop angenommen wird. Die für diese Analyse verwendeten thermischen Ausdehnungskoeffizienten sind in Tabelle 4-9 angegeben.

Tabelle 4-9: Thermische Ausdehnungskoeffizienten

Material	Thermischer Ausdehnungs-koeffizient [10^{-6} K^{-1}]	Quelle
Barremium und Hauterivium	7	(Nowak & Maßmann 2013)
Beton	7	(Schneider & Bertig 2012)
Bitumenverfüllte Schottersäule	10	(Kudla et al., 2009)

4.5.3 Berechnungsablauf

Die numerischen Simulationen gliedern sich hinsichtlich der verwendeten Randbedingungen in zwei Berechnungsfälle. In einem ersten Berechnungsschritt wurden zur Überprüfung und Anpassung des verwendeten numerischen Modells nur thermo-mechanische Prozesse (TM-Modellierungen) berücksichtigt, d.h. primäre Spannungsbeträge resultieren ausschließlich aus den totalen Spannungen. In einem weiteren Schritt wurde die hydraulische Prozessklasse hinzugeschaltet (THM-Modellierungen), um zusätzlich eine poro-elastische Verformung sowie die Permeabilitätsberechnungen zu ermöglichen. Der Berechnungsablauf beider Berechnungsfälle ist im Folgenden dargelegt.

Die numerische Simulation beginnt mit der Berechnung des Primärspannungszustandes im Modell. Ein anisotroper, lithostatischer Spannungszustand wird zugrunde gelegt. Der Seitendruckbeiwert kann ausgehend von der Poissonzahl mittels Gleichung (4.14) berechnet werden:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (4.14)$$

Dies ergibt einen Seitendruckbeiwert von 0,43 für die Tongesteine des Barremiums und Hauteriviums. Aus Konservativitätsgründen wurde ein Wert von 0,5 für diese Analyse eingesetzt.

Nach der Berechnung des Grundspannungszustandes wird der Sekundärspannungszustand nach dem Schachtabteufen simuliert. Die Auflockerungszone entlang des Schachtes wird dabei ermittelt. Die Verfüllung des Schachtes wird unter den in Abschnitt 4.5.1 getroffenen Annahmen und Vereinfachungen realisiert. Der Einbau der unteren Verfüllsäule und der Betonwiderlager 1 und 2 erfolgt jeweils in einem Schritt. Das heißt, die Säulen werden instantan über ihre gesamte Mächtigkeit im Schacht installiert. Nach dem Einbau jedes Elements wird eine Gleichgewichtsiteration durchgeführt.

Für die Simulation der Wärmeübertragung ins Gebirge während des Einbaus des heißen Bitumens werden zwei verschiedene Fälle betrachtet.

In Anlehnung an die bautechnische Umsetzung wird im ersten Fall der schichtweise Einbau des Bitumens betrachtet. Die Mächtigkeit der eingebauten Schichten beträgt jeweils einen Meter. Die Errichtung der gesamten Bitumensäule erfolgt in 50 Teilschritten. Ein Einbauabschnitt entspricht einem Volumen von $78,5 \text{ m}^3$. Um einen Schachtabschnitt von einen Meter Höhe zu verfüllen, sind ca. 13 Asphaltkocher mit jeweils einer marktüblichen Kapazität von 6.200 l notwendig. Die Erfahrungen aus vergleichbaren Einbauprozessen in konventionellen Bergwerkschächten zeigen, dass je nach lokalen Gegebenheiten und eingesetzter Technik bis zu vier Kübel (Kapazität ca. 1 m^3) pro Stunde eingebaut werden können. Nach Herold (2011) erfolgte in diesen Anwendungsbeispielen der Einbau einer Teilschicht in Kampanien über ca. 24 h. Im vorliegenden Modell wird jede Schicht instantan eingebaut. Der Einbauvorgang der darüber liegenden Schicht erfolgt, wenn die Oberfläche der unteren Schicht bis auf 35°C abgekühlt ist.

Im zweiten Betrachtungsfall erfolgt die instantane Verfüllung der 50 m mächtige Bitumensäule. Der instantane Einbau über die Gesamthöhe von 50 m ist real nicht umsetzbar. Dieses idealisierte Vorgehen führt aber zu einem maximalen Wärmeeintrag ins Gebirge und kann damit als abdeckend bezgl. der Schädigung angesehen werden.

Während der Verfüllung des Schachtes werden Temperaturen und Spannungen an bestimmten Stellen des Modells ausgewertet. Die Beobachtungspunkte liegen im Bitumen sowie im Gebirge und sind in Abbildung 4-8 dargestellt. Es werden die berechneten Spannungen und Verformungen von der Schachtwandung bis 5 m ins Gebirge ausgewertet. In der Berechnungsvariante "schichtweiser Einbau" werden zusätzlich die Temperaturen an der Oberfläche jeder Schicht festgehalten.

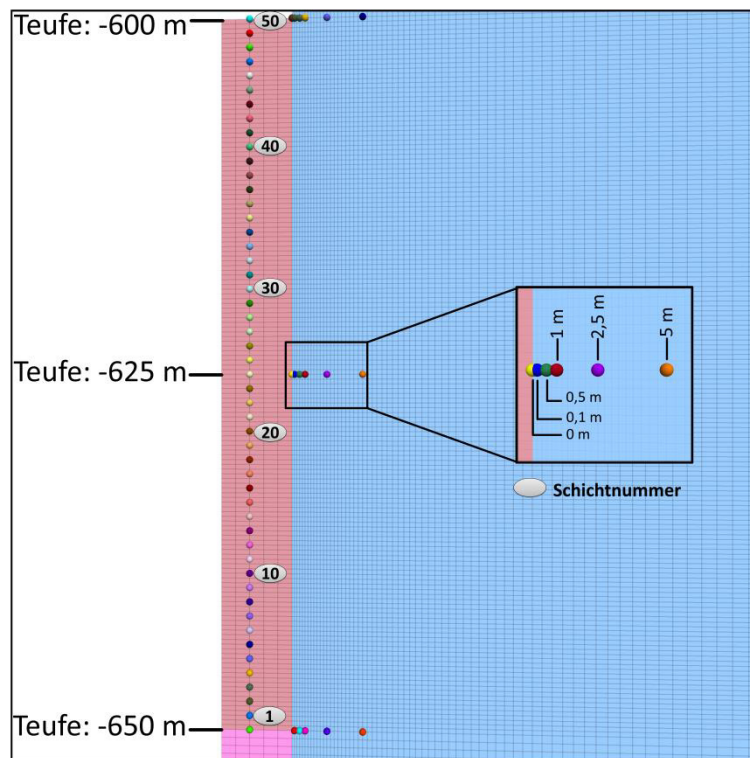


Abbildung 4-8: Messpunkte im Berechnungsmodell

Die Berechnungen wurden mit der Softwarepaket FLAC3D™ der Firma Itasca in der Version 5 durchgeführt. FLAC3D™ basiert auf der Methode der Finiten Differenzen. Der Spannungs-Verformungszustand wird unter Berücksichtigung einer linearen Verschiebungsansatzfunktion der Elemente durchgeführt. Die Zeitintegration erfolgt über ein explizites Verfahren. (Itasca, FLAC3D Manuals 2005)

4.5.4 Ergebnisse und Bewertung unter Berücksichtigung der totalen Spannungen

Nachfolgend werden die Berechnungsergebnisse für die beiden Phasen dieser Analyse zusammengefasst. Die quantitative Auswertung der Spannungen und Temperaturen finden exemplarisch in der Teufe 625 m u. NN statt.

4.5.4.1 Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen

Abbildung 4-9 zeigt die kleinste Hauptspannung σ_3 im Modell. Nach dem Abteufen bildet sich im unmittelbaren Gebirgsbereich um den Schacht eine Absenkung der kleinsten Hauptspannung. Die Spannungen an der Schachtwandung sind vernachlässigbar klein im Vergleich zu den vorher herrschenden, lithostatischen Spannungen. Es treten keine Zugspannungen auf. Es ist somit kein Zugversagen zu erwarten.

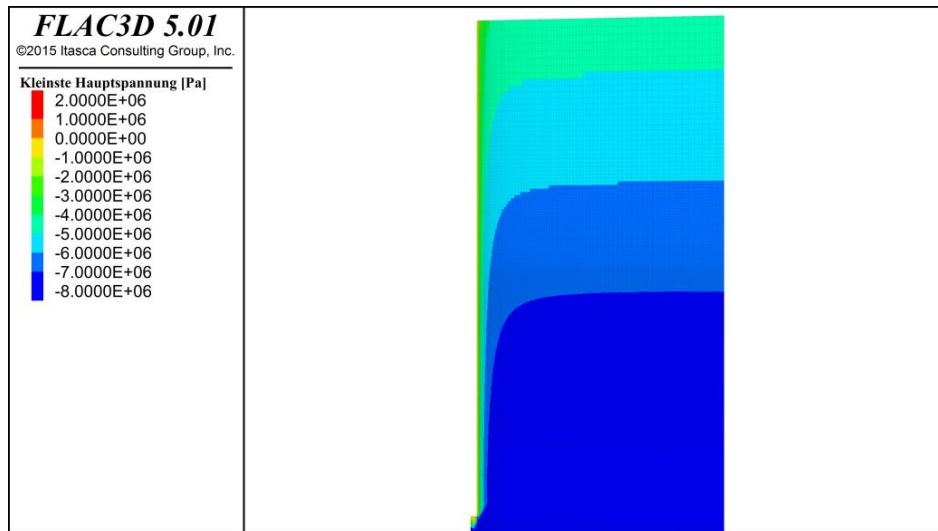


Abbildung 4-9: Vertikalschnitt zur kleinsten Hauptspannung im Modell

Die Schädigung, die sich durch die Absenkung der Spannungen ergibt, ist in Abbildung 4-10 dargestellt. Es tritt eine quasi lineare Zunahme der Schädigung im Gebirge auf. Die Tiefe der Auflockerungszone beträgt knapp einen halben Meter an der Oberkante des Wirtgesteins und steigt auf knapp sechs Meter im Bereich des Schachttiefsten. Im Schachttiefsten bildet sich infolge von geometriebedingten Spannungskonzentrationen eine sprunghafte Erhöhung der Tiefe der Auflockerungszone. Dort steigt die Schädigung auf knapp 7,5 m.

Die Auflockerung, die infolge der Sohlhebung im Schachttiefsten auftritt, geht bis zehn Metern ins Gebirge. Auch hier handelt es sich um ein Scherversagen. Da kein Verheilungsansatz in das Modell implementiert wurde, bleibt die berechnete Schädigung erhalten. Nach Einbau der unteren Verfüllsäule und der beiden Betonwiderlager 1 und 2 findet keine Verbesserung des Gebirgszustands statt.

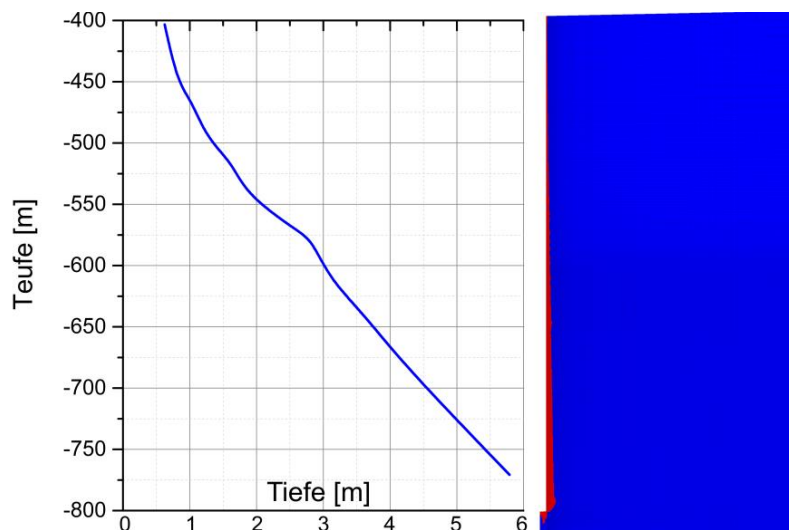


Abbildung 4-10: Tiefe der Auflockerungszone

4.5.4.2 Einfluss der Wärme bei schichtweisem Einbau der Bitumensäule

Die Temperaturverteilung im Gebirge, die durch den schichtweisen Einbau der Bitumensäule im Gebirge hervorgerufen wird, ist in Abbildung 4-11 dargestellt. In der Abbildung sind die Temperaturverteilungen nach Einbau der ersten, der 25. und der letzten Schicht zu sehen. Nach Einbau einer Schicht findet eine Abkühlung bis 35°C statt, bevor die nächste Schicht eingebaut wird.

Aus Abbildung 4-11 geht hervor, dass die Wärmeenergie einer frisch eingebauten Schicht zu einer Erhöhung der Temperatur der vorher eingefüllten Schicht führt. Die tieferen Schichten bleiben davon fast unbeeinflusst. Die heiße Schicht führt auch zu einer Erwärmung des Gebirgsbereiches, mit dem sie in direktem Kontakt steht. Die Wärmeübertragung ins Gebirge erfolgt entsprechend der Materialanisotropie überwiegend in radialer Richtung des Schachtes. An der Oberfläche jeder Schicht in direktem Kontakt zur Luft findet entsprechend der konvektiven Randbedingung eine Abkühlung statt.

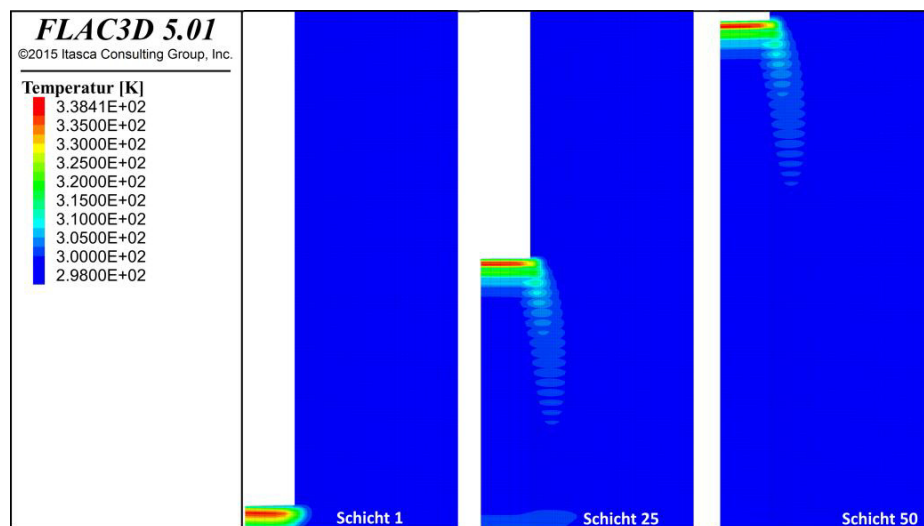


Abbildung 4-11: Temperaturverteilung im Modell bei schichtweisem Einbau von Bitumen

Die quantitative Auswertung des Wärmeeintrages ins Gebirge ist in Abbildung 4-12 zusammengefasst. Abbildung 4-12, links zeigt die Temperaturentwicklungen jeweils an der Oberfläche der Schicht Nr. 25 und in verschiedenen Tiefen im Gebirge, ausgehend von der Schachtwandung in einer Teufe 625 m u. NN. Die Schicht Nr. 25 wird 139 Tagen nach Beginn des simulierten Einbauprozesses eingebaut. Die Abklingphase der Temperatur an der Oberfläche der Bitumenschicht beträgt 6 Tage.

Der Wärmeeintrag der ersten 24 Schichten in den ersten 139 Tagen führt zu keiner Temperaturerhöhung im Gebirge in der Teufe 625 m u. NN. Der Einbau der Schicht Nr. 25 führt zu einem sprunghaften Anstieg der Temperatur im Gebirge in dieser Tiefe. Die Temperatur innerhalb des Gebirges in 10 cm Abstand von der Kontur beträgt 62°C nach Einbau der Bitumenschicht. Dies entspricht einer Temperaturerhöhung von 37 K im Vergleich zur Gebirgstemperatur. In 50 cm Entfernung zur Kontur steigt die Temperatur auf 37°C, d.h. 12 K mehr als die ursprüngliche Gebirgstemperatur. Ein Meter tief im Gebirge beträgt die Temperaturerhöhung nur noch 6 K. Die Temperatur im Bitumen fällt exponentiell von 170°C auf knapp 35°C ab.

Nach Einbau der Schicht Nr. 26 findet eine Wärmeüberlagerung im Gebirge statt. Die Temperatur an der Oberfläche der Bitumenschicht Nr. 25 steigt wieder auf 170°C wegen des direkten Kontakts zur Schicht Nr. 26. Der Abkühlverlauf ist auch hier wieder exponentiell fallend. Die Temperaturen in den verschiedenen Tiefen im Gebirge wachsen sprunghaft auf 74°C, 46°C, 37°C jeweils für die Tiefen 0,1 m, 0,5 m und 1 m. Trotz der Überlagerung ist die Erhöhung der Temperatur ab einer Entfernung von der Kontur von 2,5 m im Gebirge nur minimal und ab 5 m praktisch nicht existent. Ein signifikanter Einfluss des Wärmeeintrags aus dem Einbauprozess ins Gebirge ist nur bis ca. einen Meter ins Gebirge hinein zu beobachten.

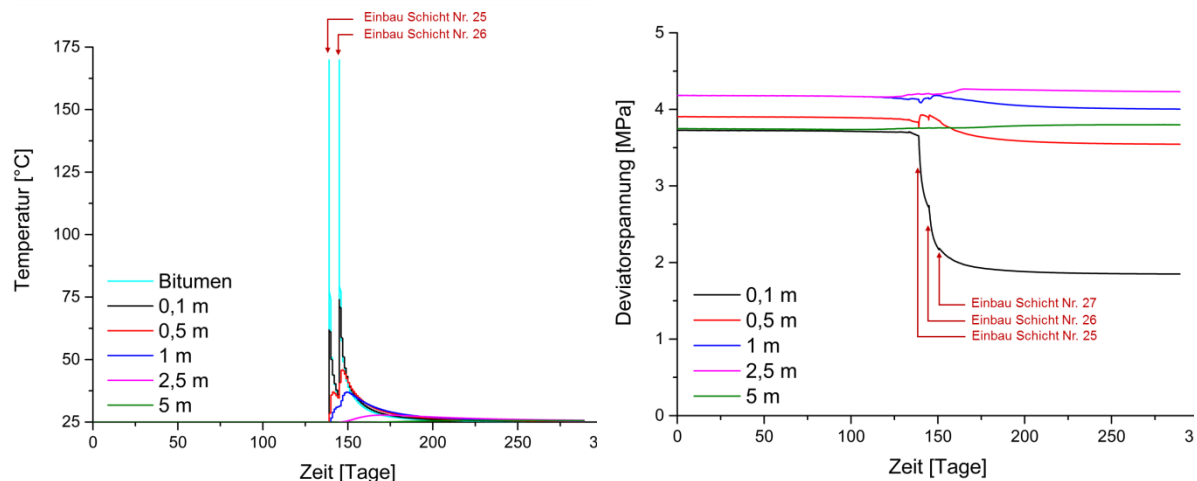


Abbildung 4-12: Auswertung in der Teufe 625 m u. NN: Temperatur (links), Deviatorspannung (rechts) bei schichtweisem Einbau von Bitumen

Für die Bewertung der Spannungen im Gebirge wird die Deviatorspannung herangezogen, da diese die einwirkende Größe ist, die zum Scherversagen bzw. zur Schädigung führt. Die Auswertung der Deviatorspannung in den ersten fünf Metern ab der Schachtwandung ist in Abbildung 4-12, rechts dargestellt. Die Deviatorspannung fällt nur in den ersten zwei Metern ab. In den tieferen Bereichen (ab ca. 2,5 m Abstand zur Kontur) ist ein Anstieg der Deviatorspannung erkennbar. Dort kommt es zum Einbauzeitpunkt einer jeden Schicht zu weiteren leichten, kontinuierlichen Anstiegen der Deviatorspannung. Diese leichte Steigerung entspricht den durch den Wärmeeintrag induzierten Spannungen. Die Größe der zusätzlichen Spannung lässt keine signifikante Vergrößerung der Auflockerungszone erwarten. Im konturnahen Bereich führt der Einbau zu einem teilweisen Abfall der Deviatorspannung (bei 0,1 m Tiefe beträgt der Abfall fast 50%). Der Einfluss der Wärmeüberlagerung durch den Einbau jeder weiteren Schicht ist ebenso sehr gering und lässt sich nur durch einen kleinen Knick in den Verläufen erkennen. Dies zeigt, dass diese Punkte in der Auflockerungszone liegen und eine weitere Beanspruchung zu Deformation anstatt zu Spannungsaufbau führen. Das Gebirge ist dort bereits geschädigt.

Abbildung 4-13 zeigt die Darstellung der Auflockerungszone im Gebirge nach dem Schacht- abteufen und nach dem Einbau der Bitumensäule. Dort wird ersichtlich, dass es zu keiner Vergrößerung der Tiefe der Auflockerungszone infolge der Thermospannungen kommt. Der grüne Bereich beschränkt sich auf eine einzige diskretisierte Zone in der Teufe 621 m u. NN.

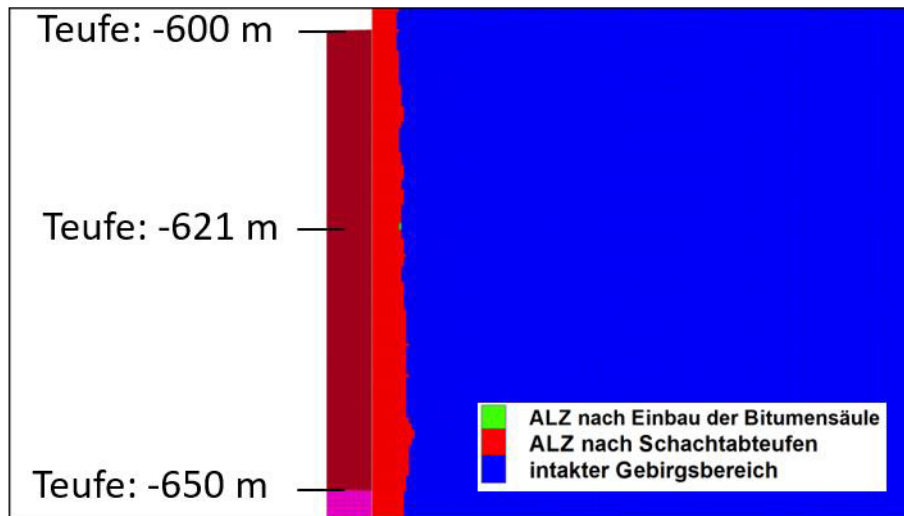


Abbildung 4-13: Vergleich der Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen (rot) und nach der schichtweisem Einbau der Bitumensäule (grün)

4.5.4.3 Einfluss der Wärme bei instantanem Einbau der Bitumensäule

Die Verteilung der Temperatur im Modell bei instantanem Einbau der Bitumensäule ist in Abbildung 4-14 dargestellt. Die Temperaturverteilung wird für einen Zeitpunkt gezeigt, wo das thermische Gleichgewicht praktisch erreicht ist. Das anisotrope Materialverhalten des Wirtsgesteins ist deutlich zu erkennen: die Wärmeübertragung erfolgt überwiegend in radialer Richtung des Schachtes. An der Oberfläche der Bitumensäule findet eine Abkühlung durch die Luftkonvektion statt. Die Temperatur im Gebirge ist am höchsten in der Teufe entlang der Mitte der Bitumensäule, d.h. bei 625 m u. N.N. Im Folgenden werden deshalb die Spannungen und Temperaturen in dieser Teufe ausgewertet.

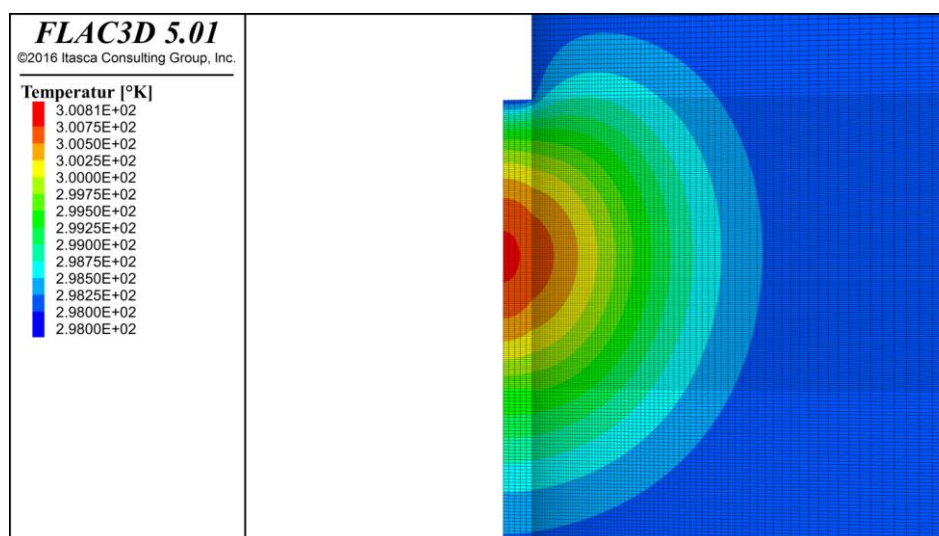


Abbildung 4-14: Temperaturverteilung im Modell bei instantanem Einbau von Bitumen

Die Auswertung der Temperaturentwicklung im Dichtkörper und in verschiedenen Tiefen im Gebirge ist in Abbildung 4-15, links dargestellt. Diese Berechnungsvariante würde zu einer Abklingzeit von bis zu sieben Jahren führen. Die Abklingkurve der Temperatur im Bitumen folgt einem exponentiellen Verlauf. Im Gebirge erreicht die Temperatur in allen Tiefen ein Maximum, gefolgt auch hier von einem exponentiellen Abklingverlauf. Die erreichten Maxima sind 88°C, 63,2°C, 56,9°C, 44°C und 35,4°C jeweils für die Tiefen 0,1 m, 0,5 m, 1 m, 2,5 m und 5 m. Im Vergleich zu der Variante mit schichtweisem Einbau sind die Temperaturen je nach Auswertelokation ca. 25 K höher.

Die Auswertung der Deviatorspannung in Abbildung 4-15, rechts, ist vergleichbar zur Berechnungsvariante "schichtweiser Einbau". Bis zu einem Meter Tiefe sinkt die Magnitude der deviatorischen Beanspruchung. Der Spannungsabfall beträgt knapp 1 MPa bei 0,1 m und ca. 0,5 MPa bei 0,5 m. In tieferen Gebirgsbereichen wird ein Anstieg der Deviatorspannung von ca. 0,15 MPa festgestellt. Dies entspricht dem Betrag der thermisch induzierten Spannungen. Der Abfall im konturnahen Bereich zeigt den Einfluss der ALZ. Tiefere Bereiche sind thermisch induzierte Spannungen festzustellen, die aber zu keiner signifikanten Schädigung führen.

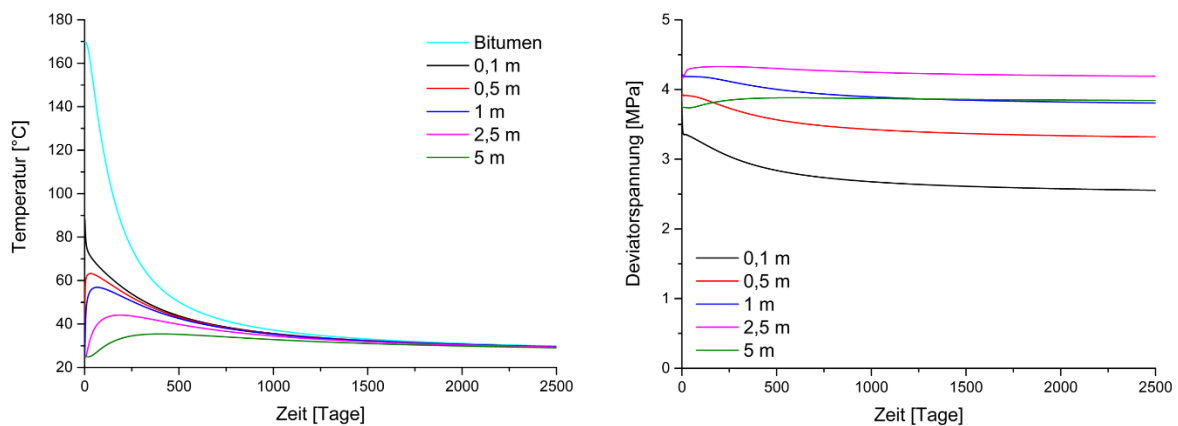


Abbildung 4-15: Auswertung in der Teufe 625 m u. NN: Temperatur (links), Deviatorspannung (rechts) bei instantanem Einbau von Bitumen

Der Vergleich der Tiefe der Auflockerungszone vor und nach Einbau der Bitumensäule ist in Abbildung 4-16 dargestellt. Dort kann man erkennen, dass die Thermospannungen zu einer minimalen Vergrößerung der Ausbreitung der Schädigung führen. Die maximale Schädigung tritt in der Teufe 633 m u. NN und die zusätzliche Tiefe der Auflockerungszone beträgt knapp 60 cm. Allerdings ist die Gesamttiefe der Schädigung immer noch kleiner als die maximale Tiefe der Auflockerungszone im Bereich der Bitumensäule.

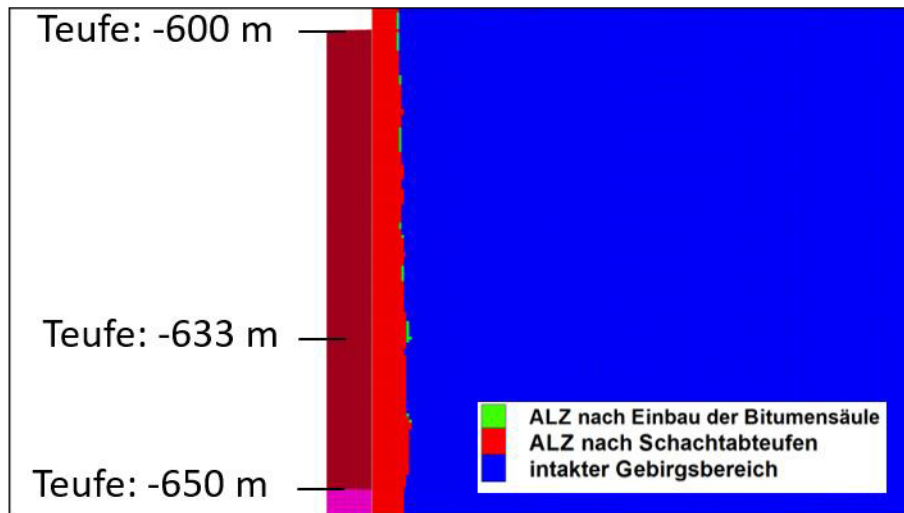


Abbildung 4-16: Vergleich der Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen (rot) und nach der instantanem Einbau der Bitumensäule (grün)

4.5.5 Ergebnisse und Bewertung unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen

Nachfolgend werden die Berechnungsergebnisse analog zu Abschnitt 4.5.4 unter zusätzlicher Berücksichtigung der effektiven Spannungen zusammengefasst. Des Weiteren werden die Permeabilitätsberechnungen unter Verwendung des in Abschnitt 4.5.2 beschriebenen Stoffmodells dargestellt.

4.5.5.1 Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen

Unter Berücksichtigung einer hydromechanischen Kopplung finden nach Schachtausbruch instantan poroelastische Verformungen statt. In der Nähe der Schachtwandungen kommt es aufgrund der Spannungumlagerung in Richtung Schacht zu einer Entlastung, die zu einer Verringerung des Porendrucks in diesem Bereich führt. Bei Auswertung der kleinsten totalen Hauptspannungen (Abbildung 4-17) zeigt sich erwartungsgemäß eine im Vergleich zu Abbildung 4-9 ähnliche Spannungsverteilung. Marginale Unterschiede in der Spannungsverteilung sind auf den in diesem Berechnungsfall simulierten größeren Schädigungsbereich zurückzuführen, da die um den Porendruck verringerten Spannungen zu zusätzlichen plastischen Verformungen führen, die sich direkt auf den Spannungszustand auswirken. Die um den Porendruck verringerte kleinste effektive Hauptspannung sowie die damit verbundene Porendruckverteilung sind in Abbildung 4-18 und Abbildung 4-19 dargestellt. Erwartungsgemäß treten unter Berücksichtigung des Porendrucks deutlich kleinere Hauptdruckspannungen entlang der Schachtwandung auf. Zugspannungen treten während der poroelastischen Gleichgewichtsite-ration auch in diesem Berechnungsfall nicht auf.

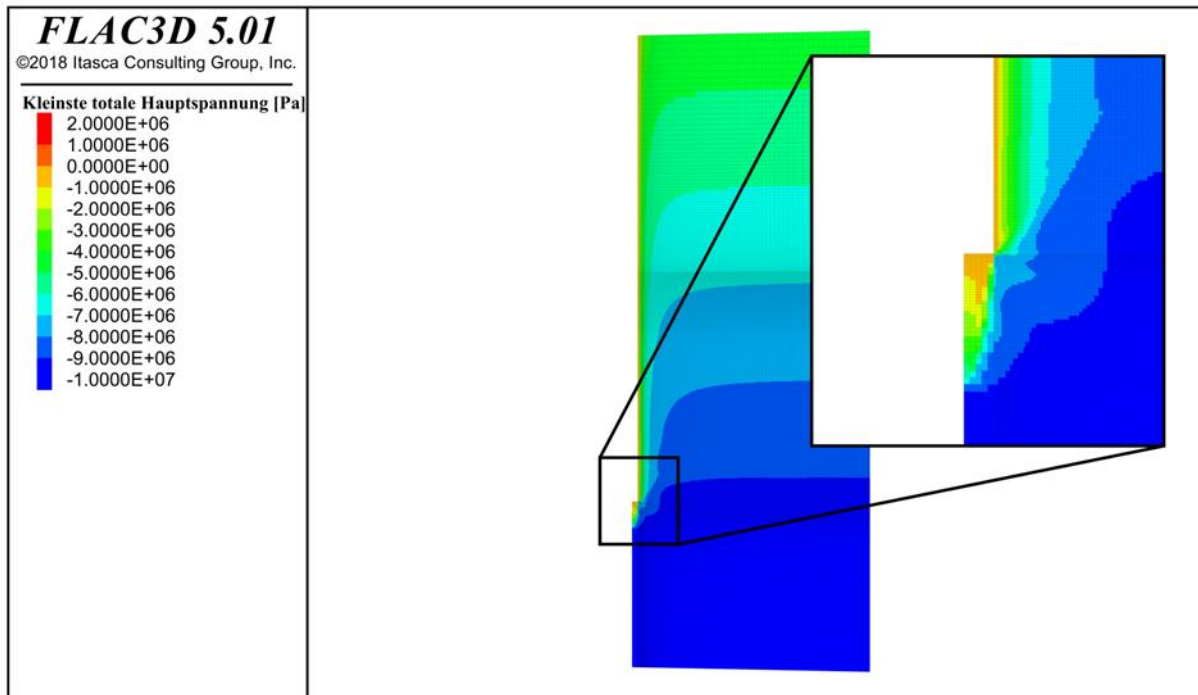


Abbildung 4-17: Kleinste totale Hauptspannung im Modell

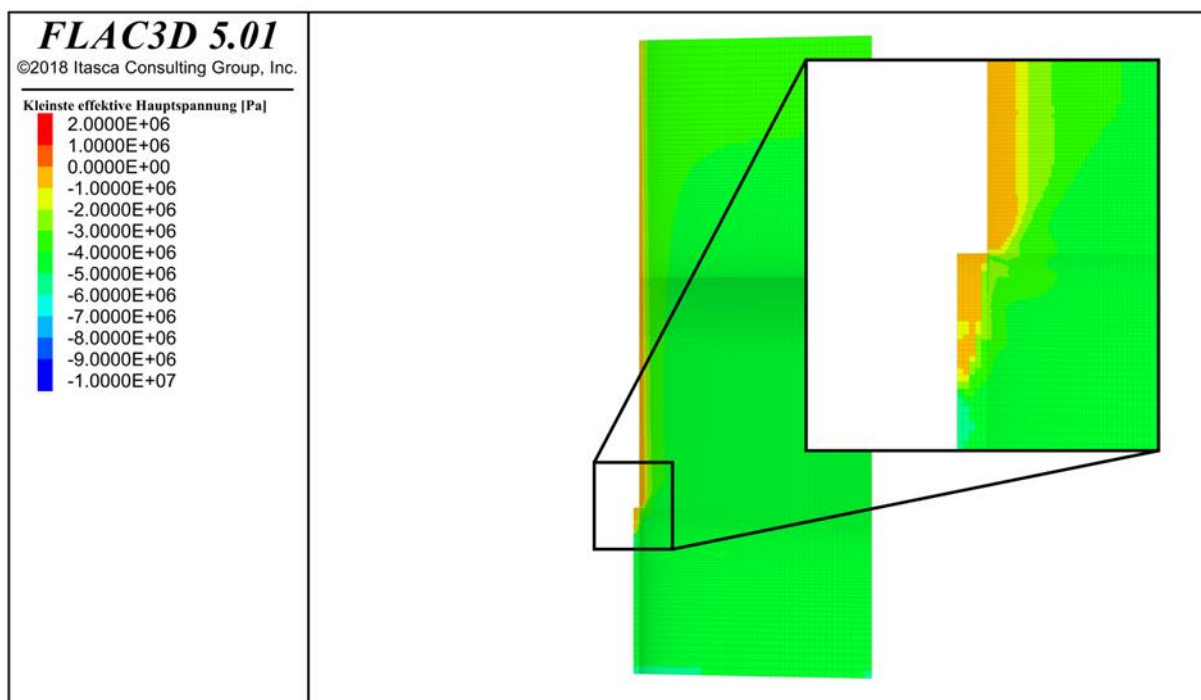


Abbildung 4-18: Kleinste effektive Hauptspannung im Modell

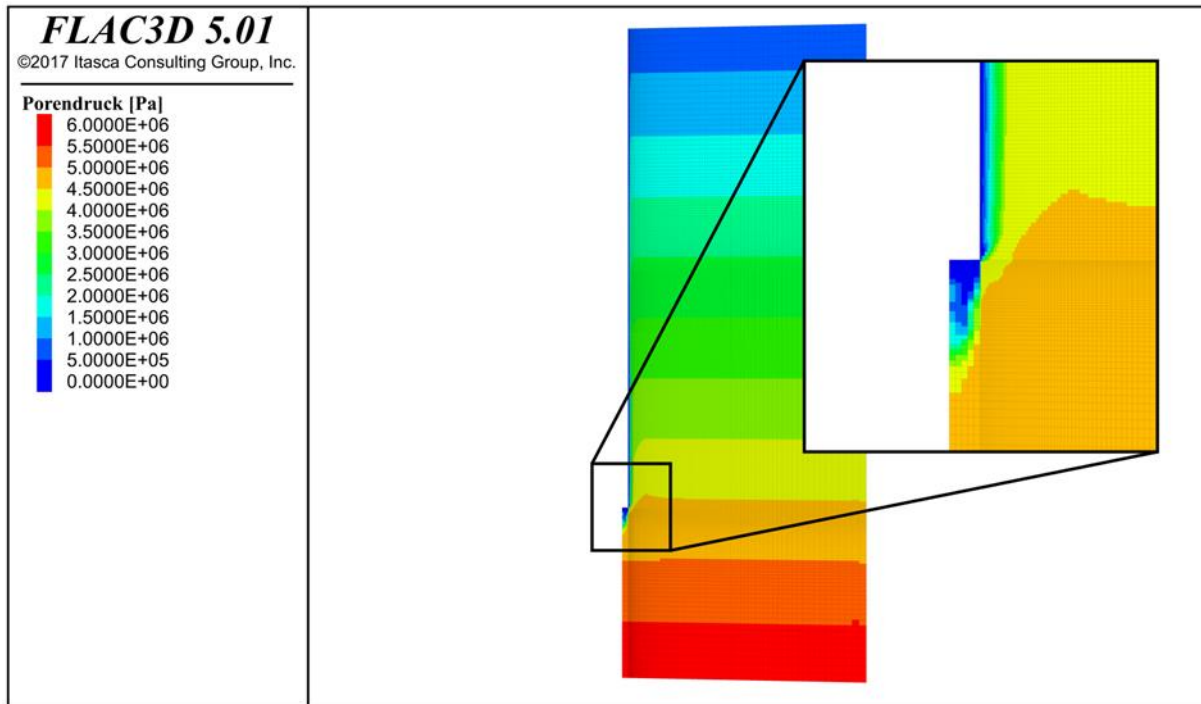


Abbildung 4-19: Porendruck im Modell

Der maßgebliche Versagensmodus aufgrund des Schachtausbruchs ist Scherversagen, das an der Oberkante des Wirtsgesteins bis in eine Tiefe von ca. 1 Meter reicht und im Schacht tiefsten auf knapp 20 m ansteigt (Abbildung 4-20). Die Auflockerung im Schacht tiefsten, in Folge der Sohlhebung, ist mit zehn Metern zu beziffern. Im Bereich der bitumenverfüllten Schottersäule reicht die Schädigungstiefe 6 bis 8 m ins Gebirge.

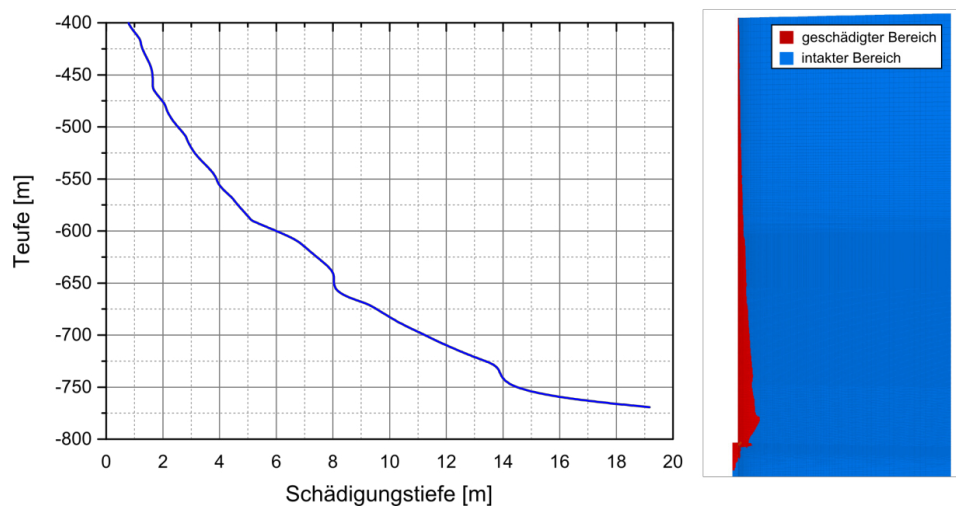


Abbildung 4-20: Tiefe der von der Auffahrung beeinflussten Zone

Abbildung 4-21 zeigt die über das Stoffmodell berechnete Permeabilitätsverteilung vor dem Schachtausbruch für die Richtungen x (K1) und y (K2). Abbildung 4-22 zeigt die über das Stoffmodell berechnete Permeabilitätsverteilung vor dem Schachtausbruch in z-Richtung. Da

der Verschiebungsvektor zu diesem Zeitpunkt Null ist, berechnet sich die Permeabilität im verwendeten Stoffmodell (siehe Abschnitt 4.5.2) in diesem Fall ausschließlich aus den effektiven Spannungen des Überlagerungsdrucks und des Porendrucks. Die simulierte horizontale Permeabilität (K_1 , x-Richtung, senkrecht zur Schachtwandung sowie K_2 , y-Richtung, radial zur Schachtwandung) ergibt für den Messpunkt in 625 m Teufe Werte von $7,9 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$. Die vertikale Permeabilität (K_3 , z-Richtung, in Richtung des Schachtes) liegt bei $1,1 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$.

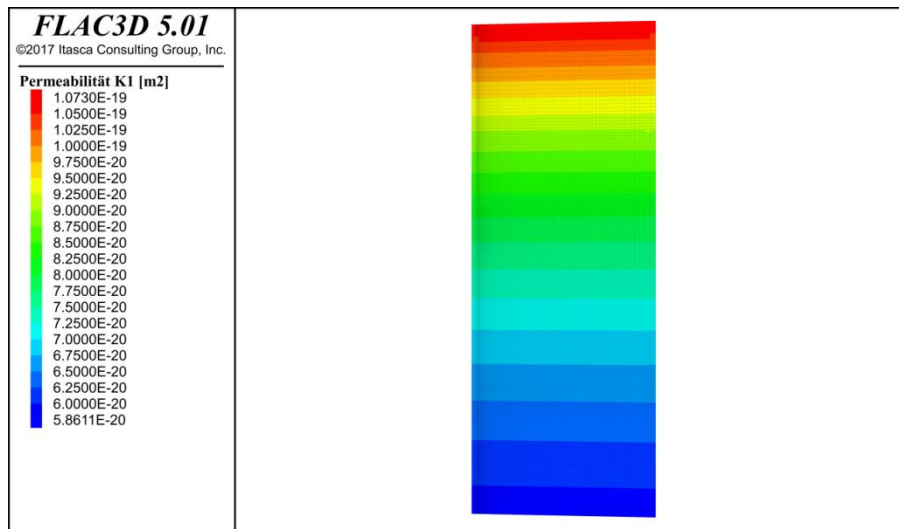


Abbildung 4-21: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige Permeabilität in x und y-Richtung, senkrecht zur Schachtwandung

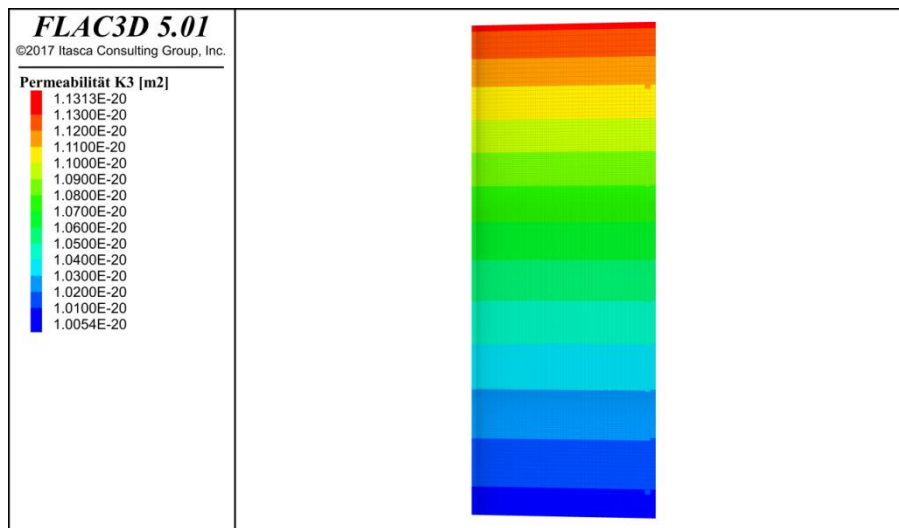


Abbildung 4-22: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige Permeabilität in z-Richtung, in Richtung des Schachtes

Infolge des Schachtabteufens und damit verbundener Spannungsumlagerungen kommt es entlang der Schachtwandung zu einer Permeabilitätserhöhung. Die entsprechende Permeabilitätsverteilung ist in Abbildung 4-23 bis Abbildung 4-25 für die Richtungen x, y und z dargestellt.

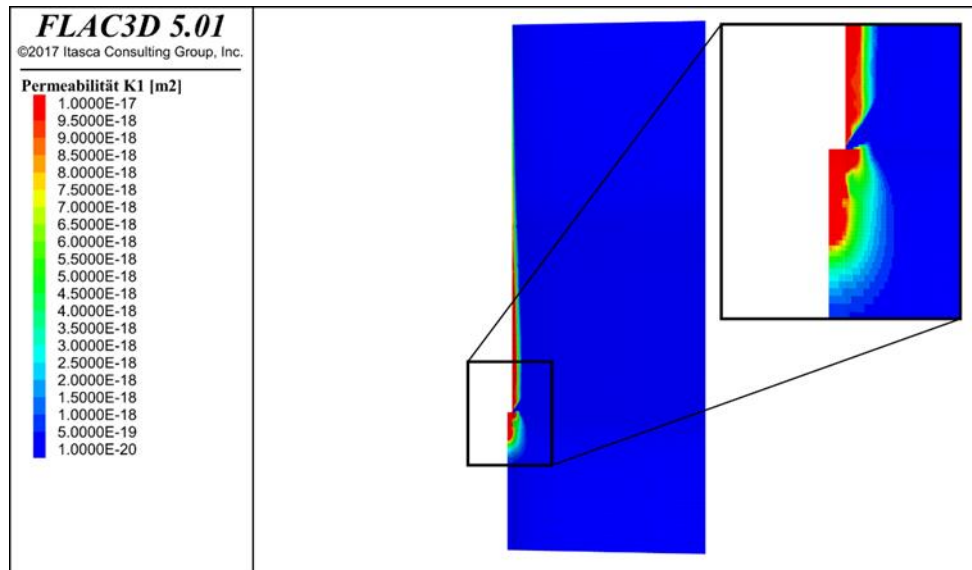


Abbildung 4-23: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in x-Richtung (senkrecht zur Schachtwandung) nach Abteufen des Schachtes

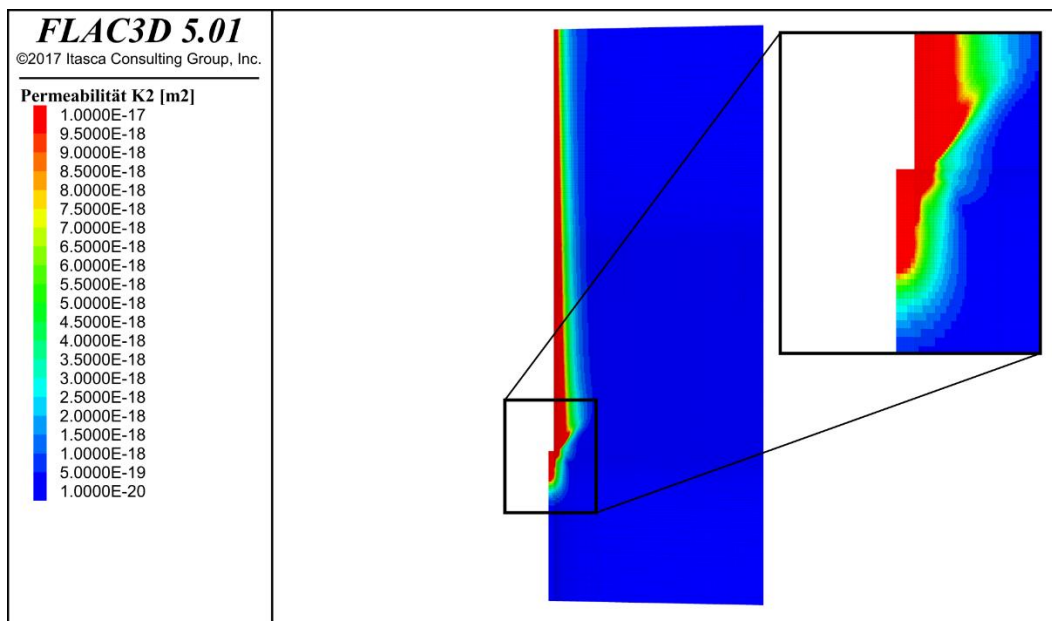


Abbildung 4-24: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in y-Richtung (radial zur Schachtwandung) nach Abteufen des Schachtes

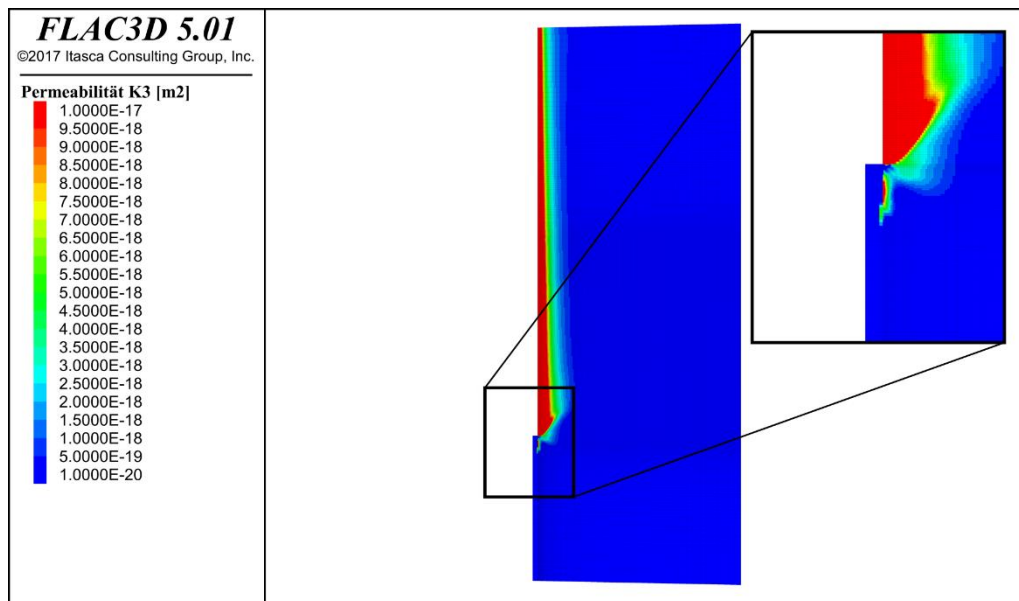


Abbildung 4-25: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in z-Richtung (in Richtung des Schachtes) nach Abteufen des Schachtes

Die Änderungen in der Permeabilität, die sich durch das Abteufen des Schachtes ergeben, sind in Abbildung 4-26 für den Messpunkt in 625 m Teufe in unterschiedlichen Gebirgstiefen ab Schachtkontur dargestellt. Die simulierte horizontale Permeabilität senkrecht zur Schachtwandung (K1) steigt in der betrachteten Gebirgstiefe auf Werte zwischen $1,1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ bis $9,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Die simulierte Permeabilität parallel zur Schachtwandung (K2 und K3) zeigt übereinstimmende Werte im Bereich $1,4 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bis $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Parallel zur Schachtwandung ergibt sich gegenüber der senkrechten Richtung eine um ca. eine Größenordnung höhere Permeabilität.

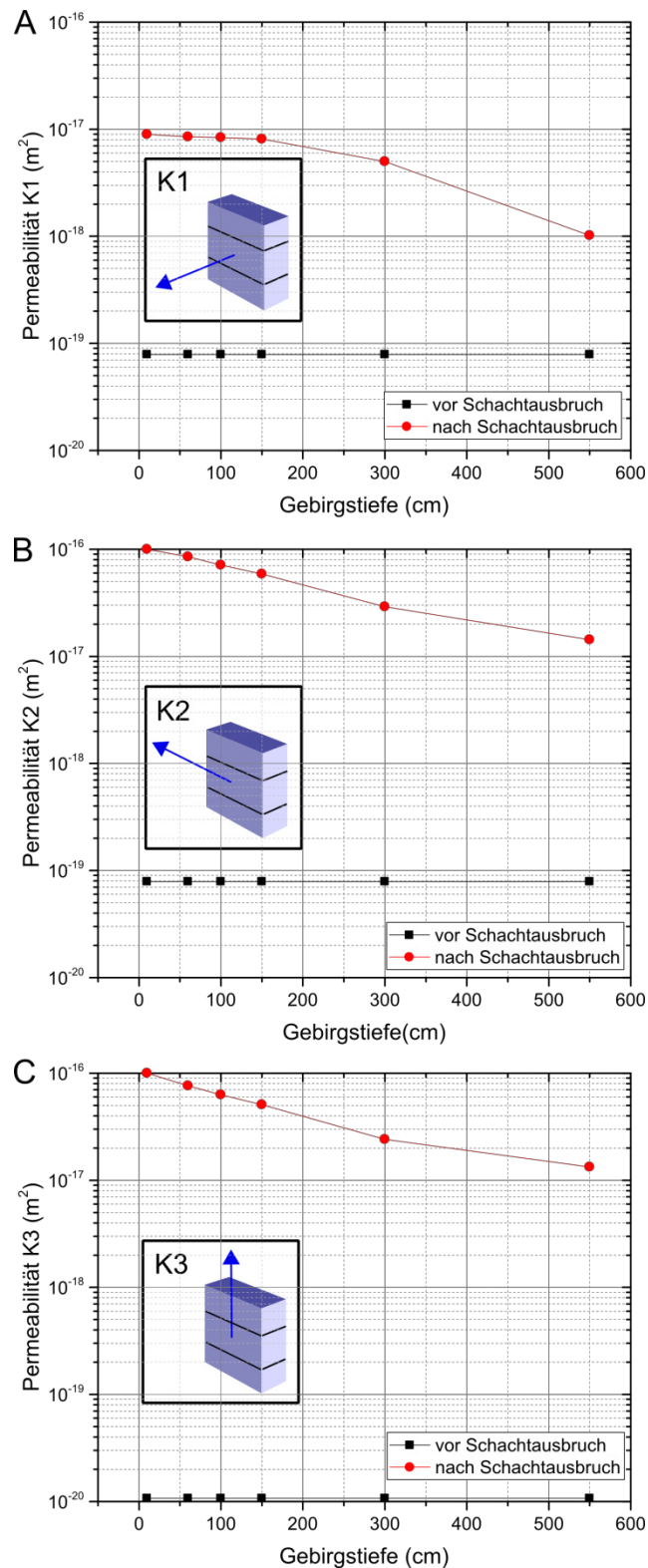


Abbildung 4-26: Abhängigkeit der Permeabilität von der Tiefe für K1, K2 sowie K3 vor und nach Abteufen des Schachtes

Das verwendete Stoffmodell berechnet die Permeabilität in Abhängigkeit des effektiven Spannungszustandes und dem Vektor der plastischen Dehnung. Um den spannungsabhängigen und den dehnungsabhängigen Anteil an der Gesamtpermeabilität nach Schachtausbruch zu quantifizieren, sind in Abbildung 4-27 beide Anteile separat dargestellt. Demnach führt der

spannungsabhängige Anteil (Abbildung 4-27A) nur zu einer geringfügigen Permeabilitätserhöhung. Maßgeblich für die simulierte Permeabilität sind die durch den Schachtausbruch hervorgerufenen Dehnungsanteile (Abbildung 4-27B). Des Weiteren ist zu erkennen, dass in einer Tiefe von 0,1 m der im Stoffmodell definierte Maximalwert von $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ für den dehnungsabhängigen Anteil erreicht wird. Damit führt eine weitere Schädigung und Verformung im Modell zu keiner weiteren Permeabilitätserhöhung.

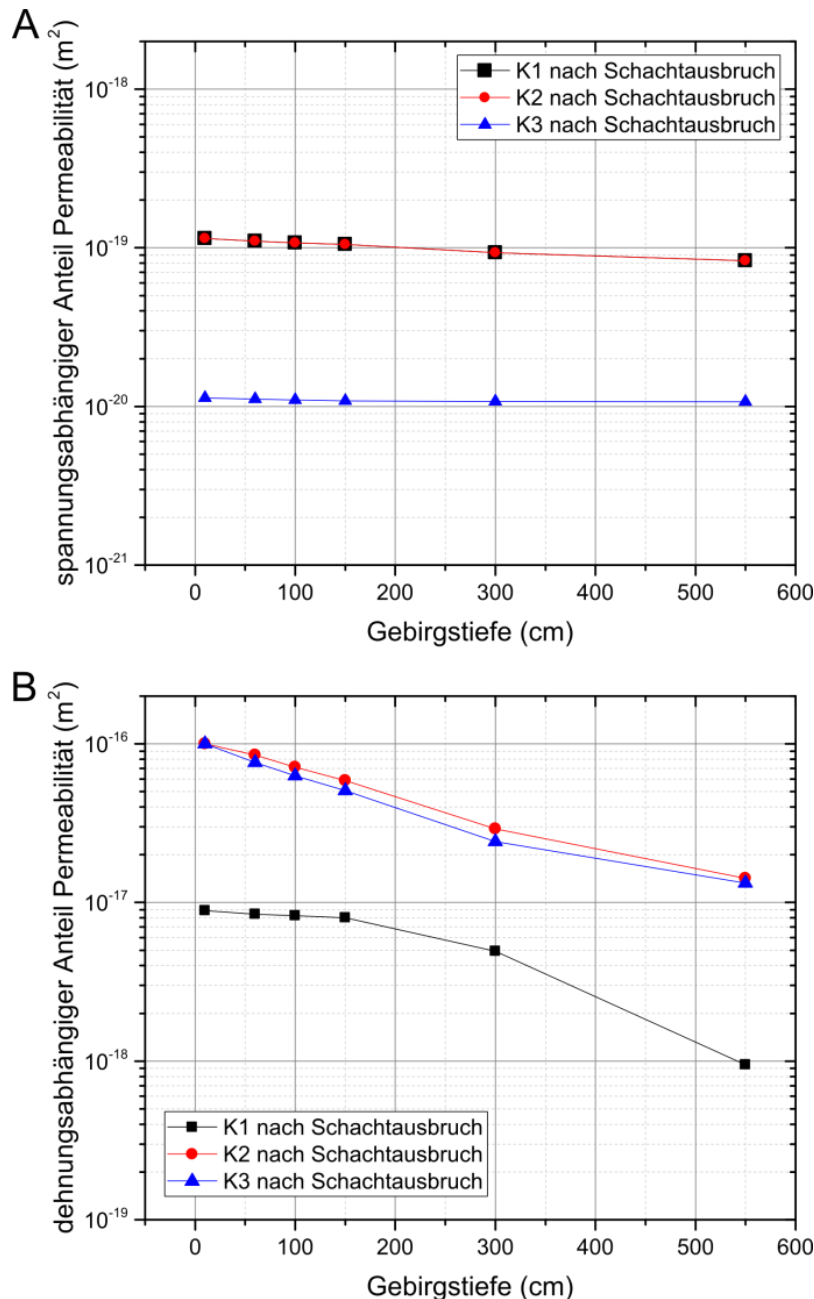


Abbildung 4-27: Quantifizierung des A) spannungs- und B) dehnungsabhängigen Permeabilitätsanteils nach Schachtausbruch

In Abbildung 4-28 sind die Dehnungsinkremente für die drei Raumrichtungen x, y und z im Bereich des Schachtsumpfes dargestellt. Da sich die berechnete Permeabilität vorwiegend

durch den dehnungsabhängigen Anteil ergibt, lassen sich aus den Konturplots indirekt Rückschlüsse auf die Permeabilität schließen. Insbesondere die charakteristische Permeabilitätsverteilung im Bereich des Schachtsumpfes (vgl. Abb. 4-23, 4-24, 4-25) wird über die entsprechenden Dehnungsanteile angedeutet.

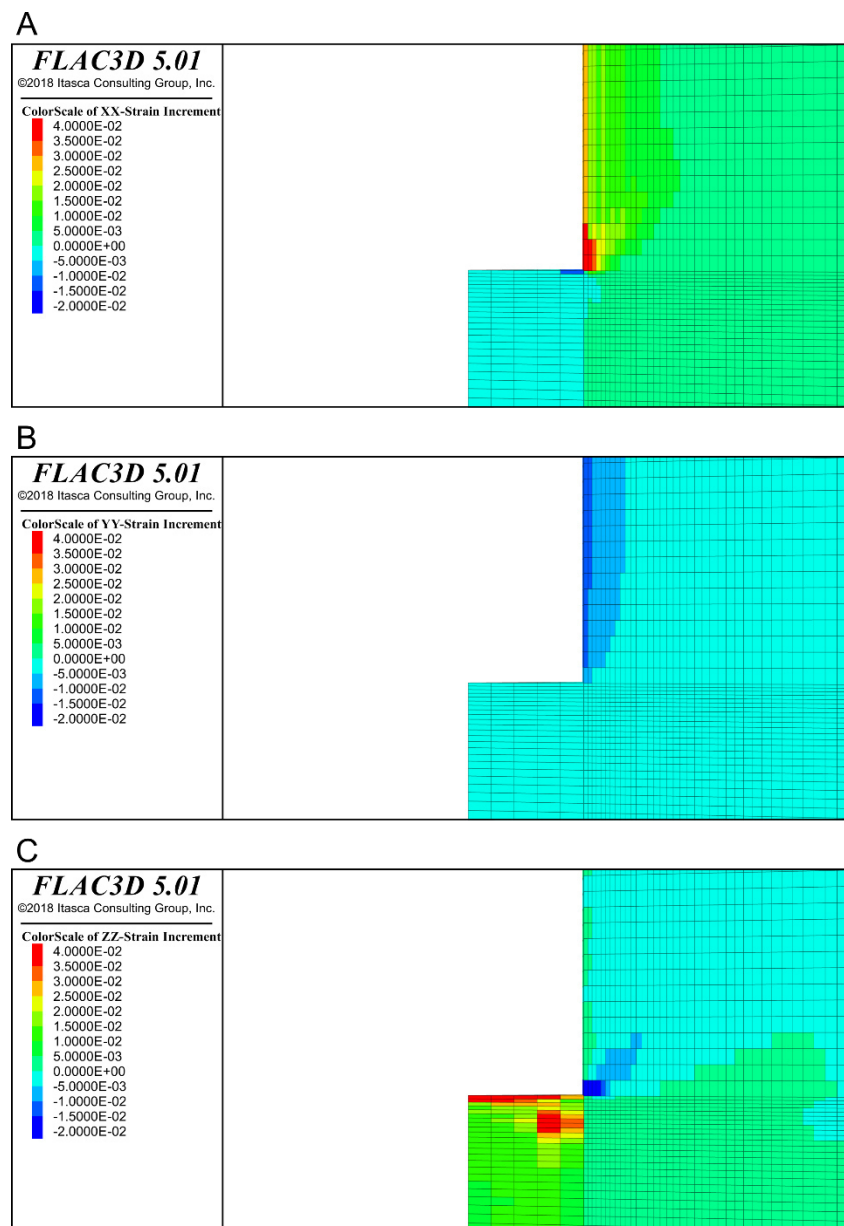


Abbildung 4-28: Dehnungsinkremente für die drei Raumrichtungen x (A), y (B) sowie z (C) im Bereich des Schachtsumpfes.

Infolge der poroelastischen Lösung kommt es in der Nähe der Schachtwandung aufgrund der Spannungsumlagerungen zu einer Entlastung, die zu einer Verringerung des Porendrucks in diesem Bereich führt. Neben diesen instantanen Prozessen finden Drainageprozesse statt, die je nach gesetzten Randbedingungen für einen Porendruckausgleich sorgen und sukzessive zu Veränderungen im Porendruck führen. Der betrachtete effektive Spannungszustand hängt somit wesentlich vom Zeitraum, über den die Drainageprozesse ablaufen, ab. Um einen direk-

ten Vergleich zu den in Abschnitt 4.5.4 durchgeführten Modellierungen herzustellen, beschränken sich die hydraulischen Modellierungen auf eine reine poroelastische Lösung, d.h. ohne Betrachtung einer Fluidströmung. Die Simulationen beschreiben daher einen Zustand, bei der unmittelbar im Anschluss an den Schachtausbruch mit dem Einbau der Bitumenelemente begonnen wird.

4.5.5.2 Wärmeeinfluß bei schichtweisem Einbau der Bitumensäule

Mit Hilfe der numerischen Rechnungen soll der Einfluss der Wärme bei schichtweisem Einbau der Bitumensäule über die Permeabilität quantifiziert werden. Der quantitative Wärmeeintrag in das Gebirge ist in Abbildung 4-29 dargestellt und gleicht erwartungsgemäß den berechneten Temperaturwerten aus Abschnitt 4.5.4. Demnach hat der Einbau der ersten 23 Bitumenschichten keinen Einfluss auf die Temperatur der Messpunkte in 625 m Teufe. Erst mit dem Einbau der Schicht 24, die sich auf gleicher Teufe des Messpunktes befindet, ist ein sprunghafter Anstieg der Temperatur zu verzeichnen. Die Maximaltemperatur von 73°C ergibt sich mit dem Einbau der nachfolgenden Bitumenschicht (Schicht 25). Nach 255 Tagen wird für alle Messpunkte (Gebirgstiefe ab Schachtwandung) bei 625 m Teufe eine Temperatur von <27°C erreicht. Die ursprüngliche Gebirgstemperatur ist nahezu wiederhergestellt.

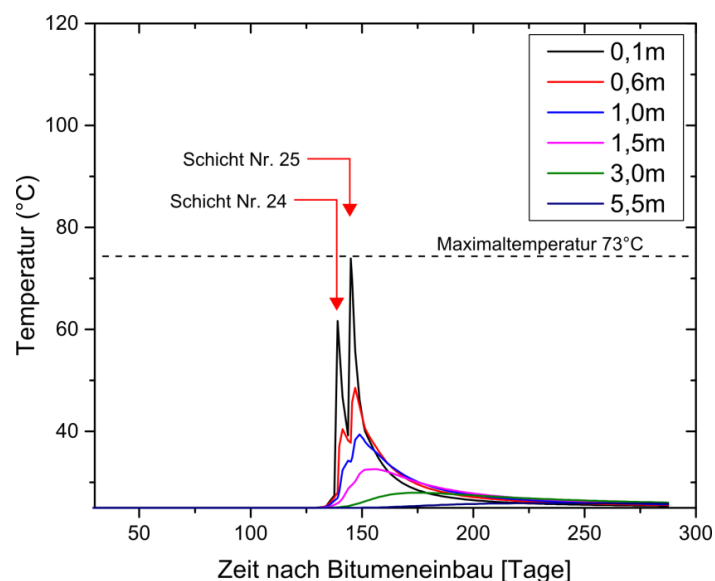


Abbildung 4-29: Darstellung der Temperatur über die Zeit (nach Schachtausbruch) für die Messpunkte bei 625 m Teufe

In Abbildung 4-30 oben ist die Permeabilität senkrecht zur Schachtwandung (x-Richtung) für die untersuchten Gebirgstiefen über die Zeit aufgetragen. Zusätzlich findet sich in Abbildung 4-30 unten eine Auswertung der Permeabilität über die Gebirgstiefe für die drei markierten Zeitpunkte. Der Zeitpunkt 150 Tage entspricht in etwa dem maximalen Temperatureintrag durch die Bitumensäule, d.h. dem Zeitpunkt des Schichteinbaus. Der Zeitpunkt 120 Tage nach Schachtausbruch entspricht in etwa einem Spannungsgleichgewicht vor Bitumeneinbau. Der Zeitpunkt 270 Tage korrespondiert nach der Temperaturabklingkurve mit einem Zustand, an dem die ursprüngliche Gebirgstemperatur wieder nahezu hergestellt ist. Die Auswertungen erfolgen für den Messpunkt in 625 m Teufe.

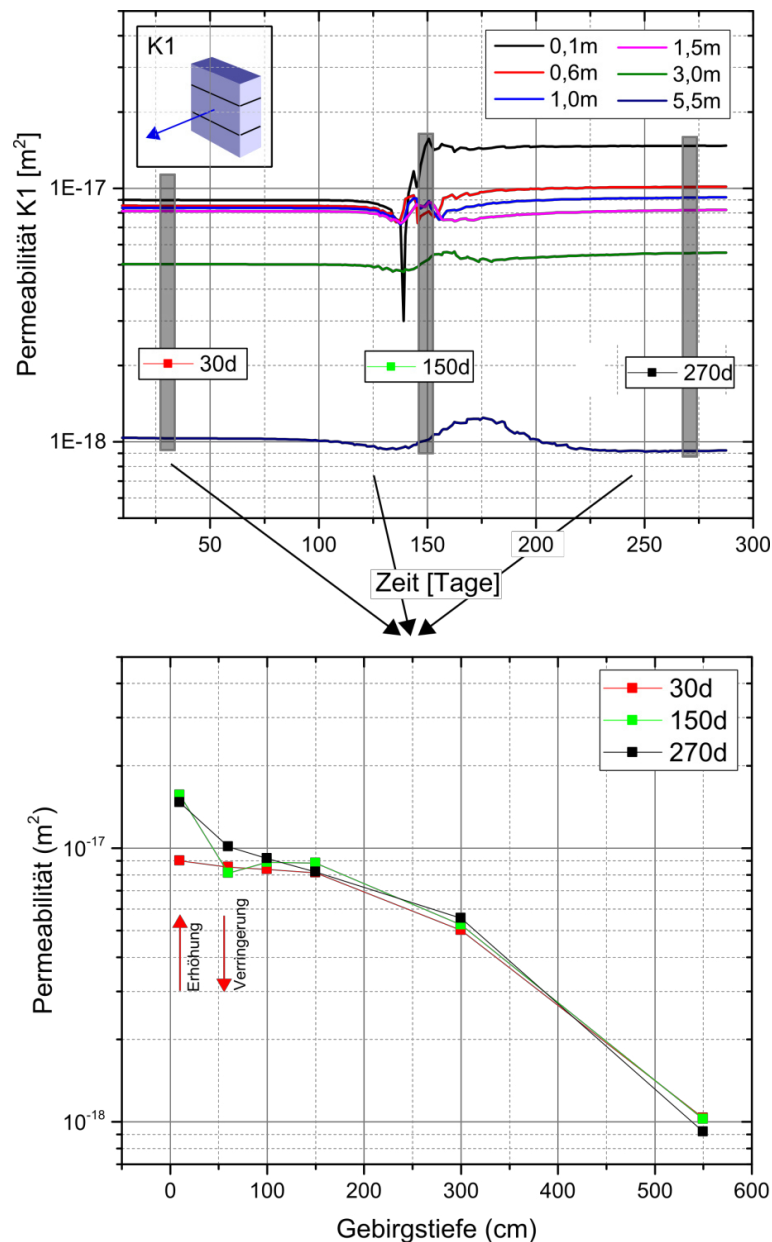


Abbildung 4-30: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen (oben) sowie über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte (unten)

Der Wärmeeintrag des Bitumens in das Gebirge führt zu Beginn des Schachteinbaus (Zeitpunkt 150 Tage) zu einem Anstieg der Temperatur in dem benachbarten äußeren Gebirgsbereich. Eine damit verbundene thermische Dehnung führt in diesem Gebirgsbereich (10 cm Tiefe) unter Berücksichtigung des verwendeten Stoffmodells und der zu betrachteten Dehnungs- und Spannungsanteile zu einer Erhöhung der Permeabilität von $9,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ auf $1,6 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$. Die Dehnungen in der Gebirgskontur bis 10 cm Tiefe haben gleichzeitig einen Einfluss auf tieferliegende, noch nicht sehr erhitze Gebirgsbereiche (60 cm Tiefe) und führen dort temporär zu einer Stauchung und damit verbundenen geringfügigen Permeabilitätsverringerung von $8,5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ auf $8,1 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Langfristig (Zeitpunkt 270 Tage) spielt der Einfluss des Wärmeeintrags durch das Bitumen auf die Permeabilität nur in direkter Umgebung der Schachtkontur (10 cm Tiefe) eine wesentliche Rolle.

Um den spannungs- und dehnungsabhängigen Anteil an der betrachteten Gesamtpermeabilität in x-Richtung (senkrecht zur Schachtwandung) zu bewerten, sind in Abbildung 4-31 beide Anteile separat dargestellt. Auch hier zeigt sich, dass der durch die Thermik induzierte plastische Dehnungsanteil maßgeblich für die Permeabilitätsberechnungen ist. Des Weiteren zeigt sich am dehnungsabhängigen Anteil differenziert der Vorgang der Stauchung tieferliegender Gebirgsbereiche (60 cm) infolge von thermisch induzierten plastischen Dilatationsprozessen entlang der Schachtkontur (10 cm).

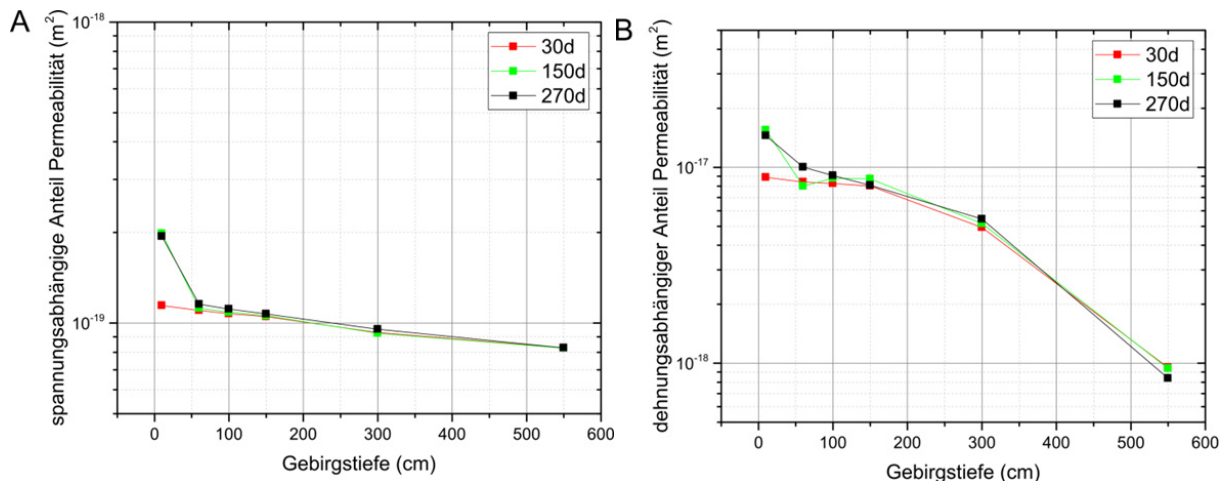


Abbildung 4-31: Quantifizierung des spannungs- (A) und dehnungsabhängigen (B) Permeabilitätsanteils für unterschiedliche Zeitpunkte

Abbildung 4-32 zeigt die berechneten Permeabilitätswerte parallel zur Schachtwandung (y und z). Im äußersten Gebirgsbereich (bis 100 cm) hat der Wärmeeintrag durch den schichtweisen Einbau der Bitumenschicht keinen Einfluss auf die Permeabilität in den betrachteten Richtungen. Im äußersten Konturbereich ist die Permeabilität durch den im Stoffmodell definierten Maximalwert von $1,0 \cdot 10^{-16} m^2$ für den dehnungsabhängigen Anteil bereits gedeckelt, so dass die in den betrachteten Richtungen auftretenden Dehnungs- und Spannungsänderungen im Hinblick auf die Permeabilität unwirksam bleiben. In tieferen Gebirgsbereichen (bis in eine Tiefe von 100 cm) sind nur geringe Permeabilitätsänderungen durch den Wärmeeintrag des Bitumens zu beobachten. Ab einer Tiefe von 150 cm ist die Permeabilität nahezu konstant. Im Allgemeinen kann daher festgestellt werden, dass der Einfluss des Einbaus der Bitumenschicht auf die Permeabilität gegenüber dem Schachtausbruch vernachlässigbar ist.

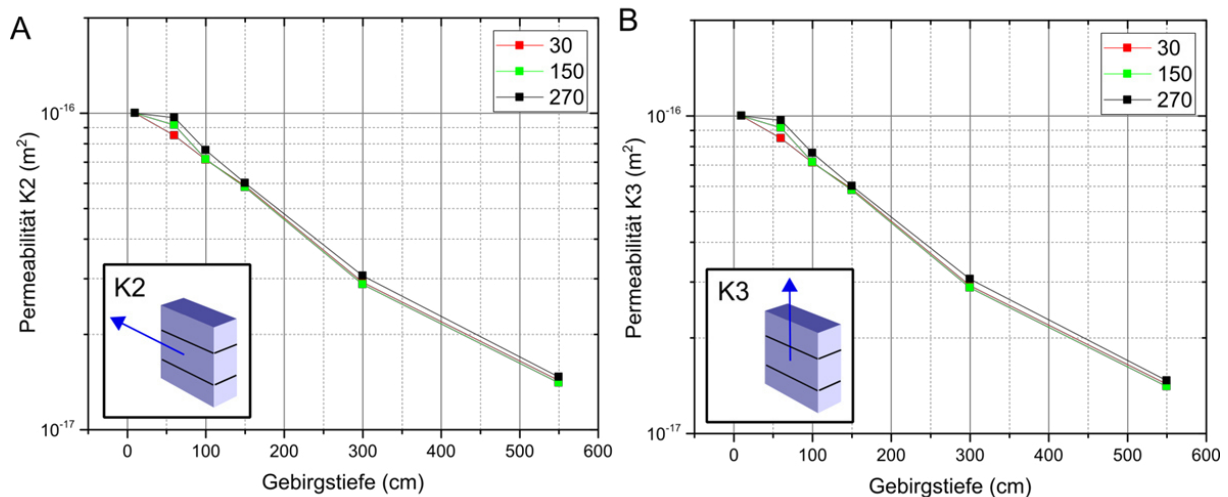


Abbildung 4-32: Verlauf der Permeabilität über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte in y-Richtung (A) und z-Richtung (B)

4.5.5.3 Wärmeeinfluss bei Nachschnitt und schichtweisem Einbau der Bitumensäule

Die vorausgegangenen Berechnungen zeigen, dass zwischen impermeabler Bitumenschicht und gering permeablem Gebirge geschädigte Gebirgsbereiche vorliegen, deren Permeabilität um Größenordnung über der des intakten Gebirges liegt. Im Rahmen dieses Abschnitts soll überprüft werden, ob mit Hilfe eines geeigneten Nachschnitts der Gebirgskontur dieser Bereich im Ausmaß reduziert werden kann. Analog zu Abschnitt 4.5.4 wird ein schichtweiser Einbau der Bitumensäule über 50 Teilschritte im Modell realisiert. Jeder Teilschritt umfasst den Nachschnitt von einem halben Meter Tiefe über eine Höhe von 2 m mit anschließender Gleichgewichtsiteration sowie den instantanen Einbau einer Bitumenschicht mit der Mächtigkeit von 1 m (Abbildung 4-33). Sobald die Oberfläche der Bitumenschicht auf 35°C abgekühlt ist, erfolgt der nächste Teilschritt.

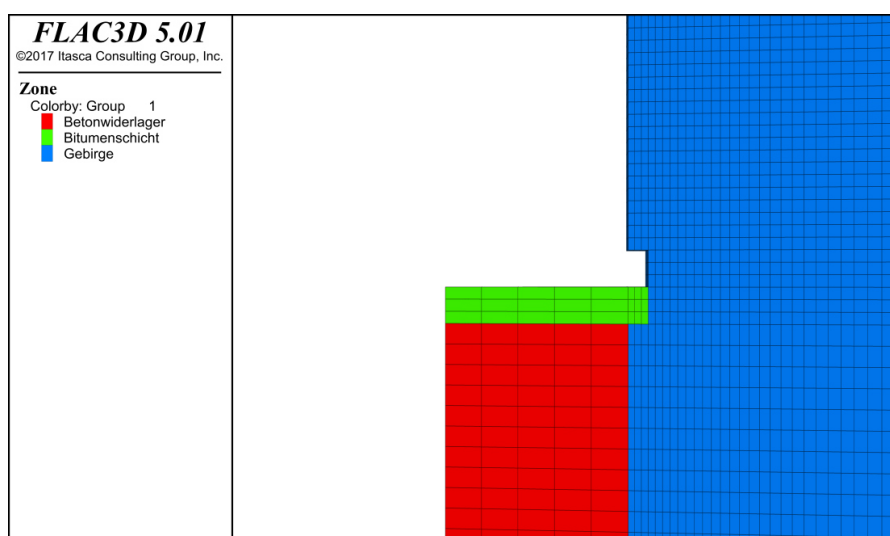


Abbildung 4-33: Simulation des Nachschnitts von 0,5 m Tiefe über eine Höhe von 2 m und anschließender Einbau der Bitumenschicht von 1 m Höhe

In Abbildung 4-34 ist die Permeabilität senkrecht zur Schachtwandung (x-Richtung) für die untersuchten Gebirgstiefen über die Zeit aufgetragen. Die Auswertung erfolgt wieder für die Messpunkte in 625 m Teufe, in der Mitte des Dichtelementes. Mit dem Beginn des Nachschnichts und des schichtweisen Einbaus des Bitumens kommt es über die Zeit zu einer Permeabilitätserhöhung in den ausgewerteten Gebirgstiefen. Diese Permeabilitätserhöhung ist vorwiegend auf den Nachschnitt zurückzuführen und weniger durch den Bitumeneinbau zu begründen.

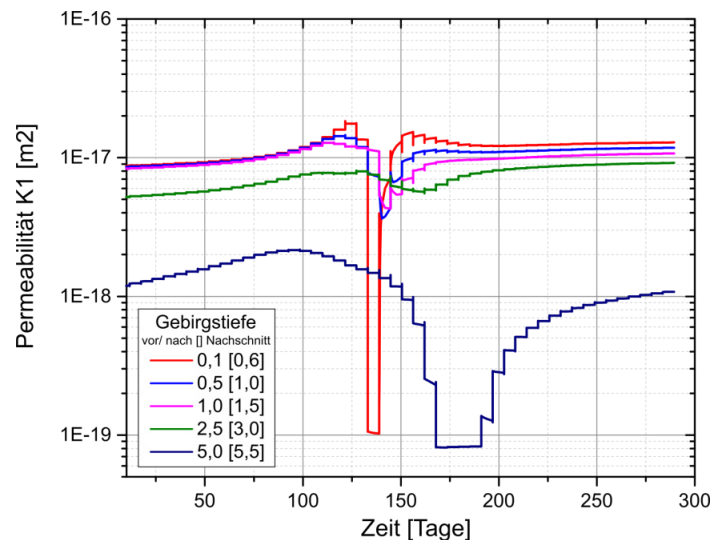


Abbildung 4-34: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen

Die modelltechnische Umsetzung des Nachschnitts über das Entfernen eines rechtwinkligen Gebirgsausschnitts führt zu einer Art Überhang und damit verbundenen Entlastung und Dehnung (in z-Richtung) in den hangenden und vom Nachschnitt noch nicht betroffenen Gebirgsbereichen (Abbildung 4-35). In diesen hangenden Gebirgsbereichen kommt es aufgrund der simulierten Dilatation in z-Richtung im verwendeten Stoffmodell zu einer Permeabilitätserhöhung in x-Richtung. Da der Nachschnitt analog zum Bitumeneinbau schichtweise erfolgt und jedes Mal ein mechanisches Ungleichgewicht induziert, ist der Anstieg der Permeabilität stufenförmig. Gleichzeitig kommt es unterhalb des Nachschnitts zu einer Einschnürung (Stauung) in den angrenzenden Gebirgsbereichen im Bereich des Nachschnitts, die in Abhängigkeit des verwendeten Stoffmodells zu einer Verringerung der Permeabilität führt. Mit der Zeit, d.h. mit jedem weiteren Einbau einer Bitumenschicht verschiebt sich der gedehnte Bereich des hangenden Gebirges nach oben und die Dehnungen nehmen in den betroffenen Bereichen wieder ab (Abbildung 4-35). Übertragen auf den Messpunkt in 625 m Teufe ruft das beschriebene mechanische Verhalten zunächst eine Permeabilitätserhöhung und eine anschließende Permeabilitätsverringerung in den betrachteten Gebirgsbereichen hervor bis abschließend wieder eine Permeabilitätserhöhung zu beobachten ist.

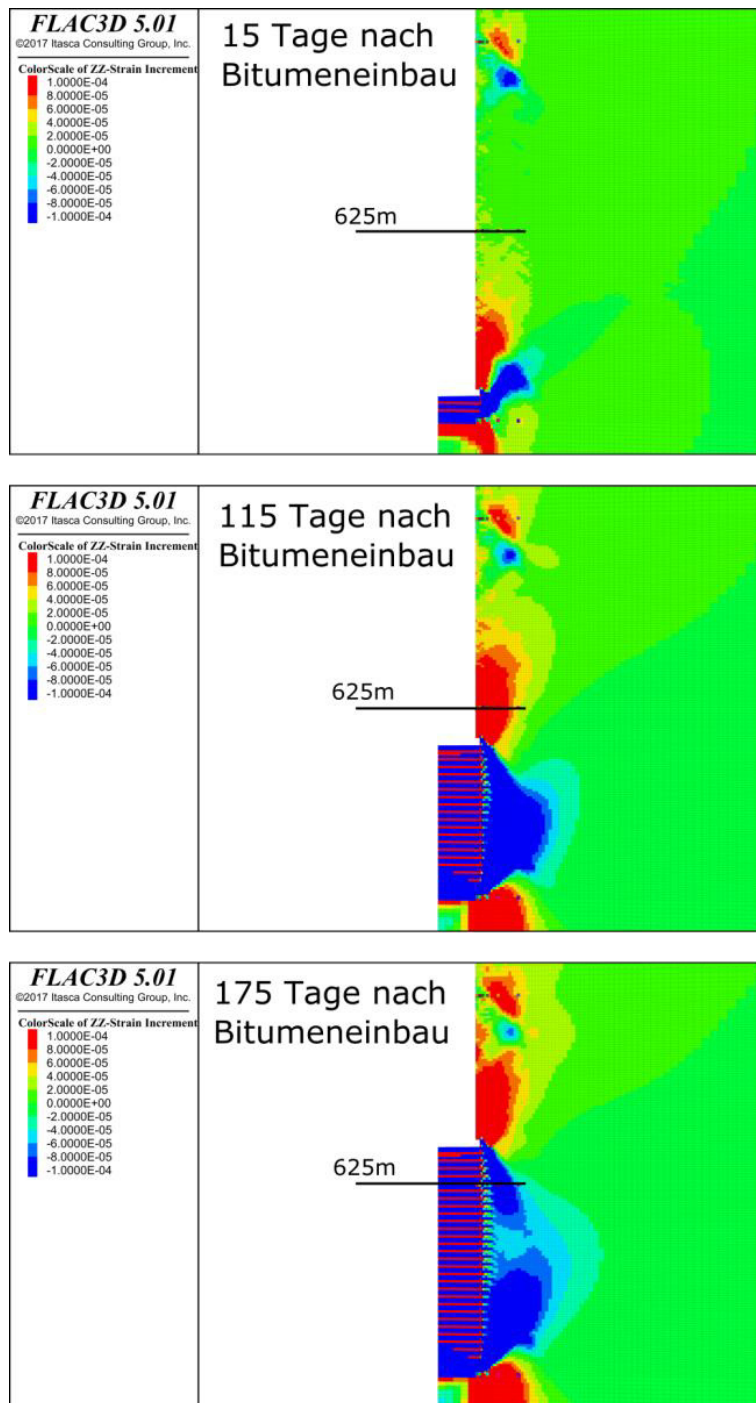


Abbildung 4-35: Verformungen in z-Richtung für verschiedene Zeitpunkte nach Bitumeneinbau

Abbildung 4-36 zeigt zusammengefasst die Permeabilitätswerte der Berechnungsvariante Bitumeneinbau mit und ohne Nachschnitt für den Zeitpunkt 270 Tage nach Schachtausbruch im Vergleich zu den Werten für den Zeitpunkt vor und direkt nach Schachtausbruch. Bei der Berechnungsvariante Bitumeneinbau mit Nachschnitt verringert sich die Gebirgstiefe der Auswertepunkte ab Schachtwandung durch den Nachschnitt. Um einen Vergleich zu den in Abschnitt 4.5.4 beschriebenen Gebirgstiefen herzustellen, entspricht die betrachtete Gebirgstiefe für den Berechnungsfall mit Nachschnitt nicht der ursprünglichen Gebirgstiefe sondern der aktuellen Gebirgstiefe ab Schachtkontur im Anschluss an den Nachschnitt.

Senkrecht zur Schachtwandung (Permeabilität K1) kommt es durch den Nachschnitt in geringen Tiefen (10 cm) zu einer leichten Verringerung der Permeabilität von $1,47 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ auf $1,28 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ und in größeren Tiefen zu einer leichten Erhöhung der Permeabilität ($9,2 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ auf $1,1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ in 1m Gebirgstiefe). Parallel zur Schachtwandung (Permeabilität K2 und K3) ergibt sich durch den Nachschnitt eine leicht höhere Permeabilität. In 1 m Gebirgstiefe steigt der Wert von $7,6 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$

(K2) bzw. $6,7 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ (K3) auf den im Stoffmodell definierten Maximalwert von $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Insgesamt lässt sich demnach feststellen, dass der Nachschnitt sich in den betrachteten Raumrichtungen nachteilig auf die Permeabilität auswirkt.

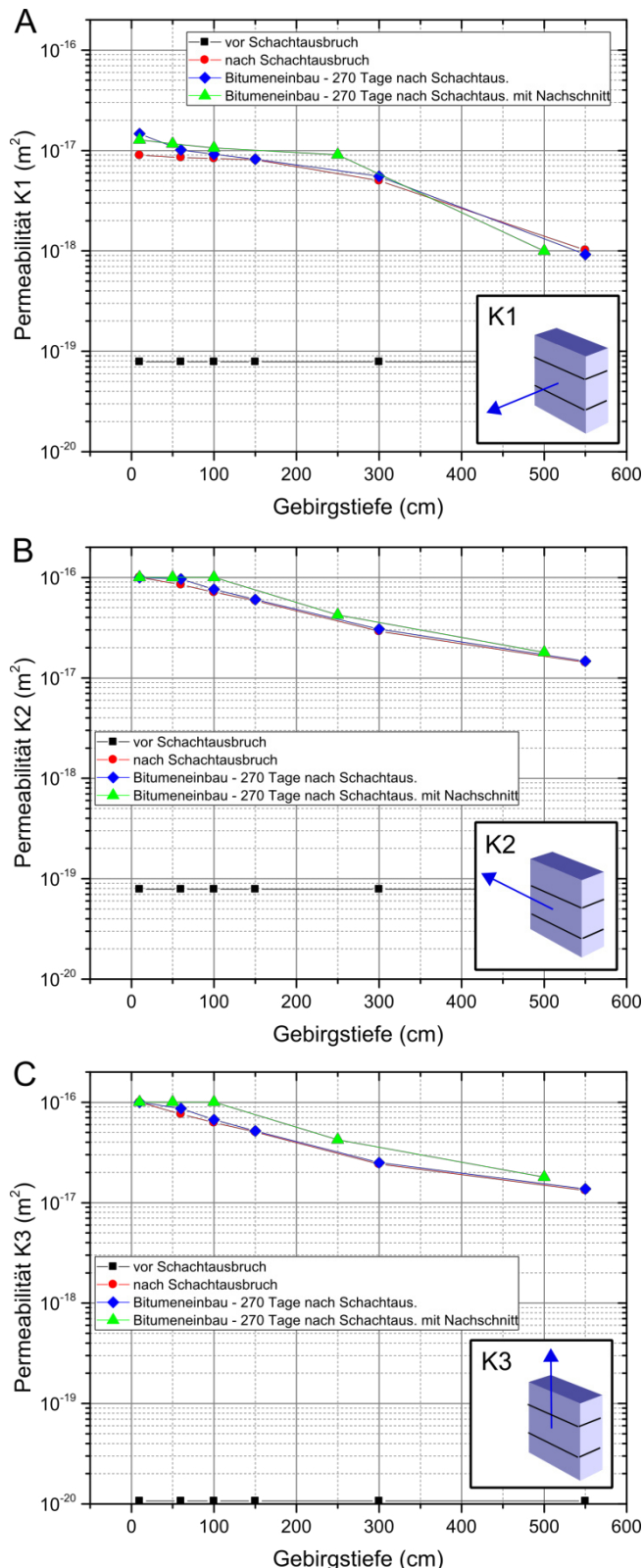


Abbildung 4-36: Abhängigkeit der Permeabilität von der Tiefe für K1, K2 sowie K3 für die Berechnungsvarianten Bitumeneinbau mit und ohne Nachschnitt zum Zeitpunkt 270 Tage nach Schachtausbruch sowie für den Zeitpunkt direkt vor und nach Schachtausbruch

4.5.6 Zwischenfazit

Mit den durchgeführten Berechnungen wurde sowohl die Tiefe der Auflockerungszone als auch die Permeabilitätsveränderungen als Folge des Abteufens und des Heißeinbaus einer Bitumenverfüllten Schottersäule bzw. idealisierten Bitumendichtung während des Verschluss des Schachtes bestimmt.

Um das Verformungs- und Schädigungsverhalten der Tongesteine zu simulieren, wurde das Softening Ubiquitous-Joint Modell verwendet, dass den Mohr-Coulomb Ansatz um einen Entfestigungsansatz ergänzt. Des Weiteren können Schwächeebenen zur Simulation der Schichtung der Tongesteine definiert werden, um eine anisotropes Materialverhalten zu ermöglichen. Für die Ausweisung der Schädigung wurde die Dilatanzgrenze als Bemessungsgrenze angesetzt, indem die Scherparameter der Bruchgrenze um 50% reduziert wurden. Für Tongestein ist die Dilatanzgrenze 50% kleiner als die Bruchgrenze. Eine Permeabilitätssteigerung tritt aber bereits auf, sobald der Spannungszustand im Gebirge über der Dilatanzgrenze liegt. Der gewählte Ansatz zur Bewertung der Ausdehnung der ALZ kann als konservativ geschrieben werden. Im Sinne der Definitionen nach Tsang (2005) charakterisiert diese ausgewiesene Auflockerungszone damit nicht allein den von der Auffahrung geschädigten Teil des Gebirges (excavation damaged zone – EDZ), sondern auch den gestörten Bereich (excavation disturbed zone – EdZ). Die Ausdehnung der ALZ wird somit tendenziell überschätzt.

Die Bruchgrenze bzw. Schädigungsgrenze von Tongesteinen ist in der Regel durch einen nichtlinearen Verlauf gekennzeichnet, weshalb die verwendeten Scherparameter nicht den kompletten Spannungsbereich zufriedenstellend abbilden können und als Näherung zu betrachten sind. Diese Nichtlinearität sollte bei zukünftigen Modellierungen angepasst werden.

Ausgehend von konservativen Annahmen zu den einzelnen gesteinsmechanischen Materialparametern konnte bei ausschließlicher Betrachtung der totalen Spannungen gezeigt werden, dass die maximal mögliche Tiefe der Auflockerungszone nach dem Abteufen des Schachts in Abhängigkeit von der Teufe bis zu sechs Meter ins Gebirge reicht. Die Ausdehnung des beeinflussten Bereichs steigt praktisch linear über die Teufe an und beträgt an der Oberkante des Wirtgesteins nur 0,60 m. Um die wirksamen Spannungsmagnituden im Gebirge vollumfänglich zu beschreiben, wurden zusätzlich Berechnungen unter Berücksichtigung des Porendrucks durchgeführt. Unter Berücksichtigung des Porendrucks und der effektiven Spannungen vergrößert sich der durch die Auffahrung beeinflusste Gebirgsbereich im Schachttiefsten auf knapp 20 m. An der Oberkante des Wirtgesteins reicht dieser Bereich bis in 1 m tief ins Gebirge.

Eine Auswertung der Permeabilitätsberechnungen ergibt, dass in 625 m Teufe die Permeabilität senkrecht zur Schachtkontur, d.h. in Richtung der Schichtung durch den Schachtausbruch an der äußersten Gebirgskontur (10 cm Tiefe) um fast zwei Größenordnungen von $7,9 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$ auf $9,0 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ steigt. Parallel zur Schachtkontur steigt die Permeabilität in 10 cm Gebirgstiefe auf den im Stoffmodell definierten Maximalwert auf $1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$. Demnach ergibt sich parallel zur Schachtwandung gegenüber der senkrechten Richtung eine um ca. eine Größenordnung höhere Permeabilität. Das anisotrope Permeationsverhalten des intakten Tonge-

steins, mit einer bevorzugten Fließrichtung entlang der Schichtung, wird durch den Schachtausbruch im Bereich der Auflockerungszone in eine bevorzugte Fließrichtung parallel zur Schachtkontur transferiert.

Während der Verschlussphase wurde der Einfluss des Wärmeeintrags in Folge des Heißeinbaus von Bitumen auf die Auflockerungszone untersucht. Die Berechnungen zeigen, dass bei einem realistischen, schichtweisen Einbau kaum zusätzliche Schädigungen zu erwarten sind. Auch im Fall einer unrealistischen instantanen Verfüllung einer 50 m mächtigen Säule ist die zusätzliche Schädigung durch thermo-mechanische Prozesse minimal und damit vernachlässigbar. Die Permeabilitätsberechnungen zeigen, dass der Einfluss des Wärmeeintrags durch das Bitumen auf die Permeabilität vernachlässigbar ist. Marginale Permeabilitätsveränderungen beschränken sich auf den konturnahen, bereits stark geschädigten Bereich (Abstand kleiner ein Meter). Ein Nachschnitt von 50 cm Tiefe wirkt sich aufgrund der erneut induzierten Spannungsumlagerungen nachteilig auf die Permeabilität aus. Allerdings erfolgte der Nachschnitt modelltechnisch bedingt ungünstig durch das instantane Entfernen von Zonen, d.h. eines rechtwinkligen Gebirgsausschnitts. Die damit einhergehende Entlastung in den hangenden Gebirgsbereichen führt zu einer Permeabilitätssteigerung in den betrachteten Gebirgsbereichen und ließe sich evtl. durch einen abgerundeten oder abgeflacht modellierten Nachschnitt in Teilen vermeiden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Schachtausbruch und die damit einhergehenden Dehnungen und Spannungsumlagerung bestimmend für die Permeabilitätsveränderungen des Tongesteins sind. Die thermo-mechanischen Prozesse des Heißeinbaus des Bitumens sind demgegenüber vernachlässigbar.

In Abschnitt 4.4 wurde für die ALZ um die bitumenverfüllte Schottersäule eine Ausdehnungen von 2,6 bis 3,1 m in Gebirge bei einer Permeabilität von $1,4 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ (Bemessungswert) bestimmt. Die Permeabilität des unverritzten Gebirges (k_0) beträgt dabei $1,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$.

Im Rahmen der modelltheoretischen Betrachtung wurde am Dichtungsstandort eine ALZ von 6 bis 8 m mit einer Permeabilität von bis zu $1 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ an der Kontur bestimmt. Mit größer werdendem Abstand zur Kontur sinkt die Permeabilität. Gegenüber denen aus (Souley et al. 2007) bekannten Messwerten wurde im Modell eine erhöhte Permeabilität der ALZ ermittelt. Der signifikante Unterschied resultiert aus der richtungsabhängigen Betrachtung im Modell und den verwendeten Parametern für den Standort NORD. Die ursprüngliche Gebirgspermeabilität ist senkrecht zur Schichtung zwar geringer, die auffahrungsbedingte Schädigung führt aber parallel zur Kontur (und damit senkrecht zur Schichtung zu einer deutlicheren Veränderung der hydromechanischen Eigenschaften.

Zur Ermittlung der integralen Permeabilität am Dichtungsstandort wird für die ALZ die Permeabilität parallel zur Schachtwandung berücksichtigt. Als charakteristischer Wert der Permeabilität in der ALZ wird der Linienschwerpunkt der im Modell bestimmten Permeabilitätsveränderung über einen Abstand von 0,5 bis 7,0 m von der Kontur berücksichtigt. Für die Permeabilität in der ALZ wird **ein charakteristischer Wert von $3,2 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$** bestimmt. Für die Messreihen zur Ermittlung der Permeabilität wird entsprechend (DIN 1054) ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,3$ festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert gilt für temporäre Bemessungssituationen und wurde mit Blick auf die Bestimmung der Aufsättigungsdauer gewählt. Für die Permeabilität der ALZ

wird somit ein Bemessungswert $K_{ALZ} = 4,2 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ bestimmt. Der Bemessungswert der Permeabilität parallel zur Schichtung würde $2,3 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ betragen.

4.6 Integrale Permeabilität

Unter der Annahme eines qualitätsgesicherten Einbaus ist die integrale Permeabilität des Dichtungsstandortes allein von der Permeabilität der ALZ abhängig. Nach Gl. (4.15) und den in den vorangegangenen Abschnitten bestimmten Eigenschaften der Teilkomponenten kann für den Dichtungsstandort der bitumenverfüllten Schottersäule eine integrale Permeabilität von $K_{\text{int, Bit}} = 2,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ abgeschätzt werden. Die gegenüber der analytischen Abschätzung deutlich erhöhte Permeabilität resultiert aus dem um eine Größenordnung höheren Bemessungswert und der deutlich größeren Ausdehnung der ALZ.

$$K_{\text{int}} = \frac{K_D * A_D + K_K * A_K + K_{ALZ} * A_{ALZ}}{A_D} \quad (4.15)$$

$K_{\text{int, Bit}}$	integrale Permeabilität der bitumenverfüllten Schottersäule	
K_D	Permeabilität des Dichtkörpers	$10^{-\infty} \text{ m}^2$
K_K	Permeabilität der Kontaktzone	$10^{-\infty} \text{ m}^2$
K_{ALZ}	Permeabilität der Auflockerungszone	$4,1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$
A_D	Fläche des Dichtkörpers	$63,6 \text{ m}^2$
A_K	Fläche der Kontaktzone	0 m^2
A_{ALZ}	Fläche der Auflockerungszone	$316,5 \text{ m}^2$

Die Druckentwicklung entlang der Dichtelemente ist in Abbildung 4-37 dargestellt. Unterhalb des Dichtsystems erfolgt der Druckanstieg zunächst langsamer. Der hydrostatische Druck über dem Dichtelement übersteigt den Druck an der Unterseite. Die entstehenden Druckgradienten führen zu einem Zustrom ins Grubengebäude. Erst nach mehreren tausend Jahren ändert sich die Wirkrichtung. An den Dichtmodulen stellt sich ein entsprechend der Teufenlage von oben nach unten ansteigender Druckunterschied ein.

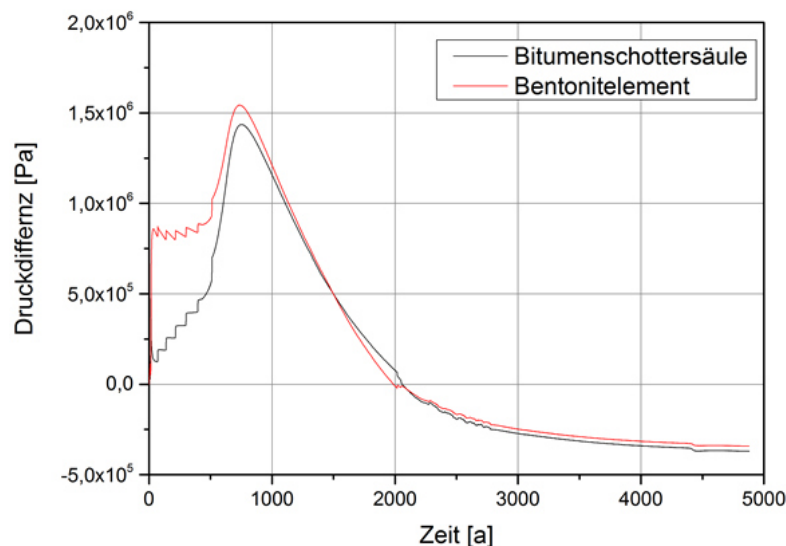


Abbildung 4-37: Druckdifferenzen im Bereich der bitumenverfüllten Schottersäule und des Bentonitdichtelementes

Nach dem Einbau der Dichtelemente wird der konturnahe Bereich durch zutretende Porenwässer aufgesättigt. Im Dichtkörper der bitumenverfüllten Schottersäule findet keine Aufsättigung statt. Nach Abschluss der Aufsättigung bildet sich ein konstanter Volumenstrom entlang des Druckgefälles aus gemäß Gleichung (4.16). Der erwartete Volumenstrom entlang der bitumenverfüllten Schottersäule beträgt ca. 6 m³/a.

$$\dot{V} = \frac{K_{int} \cdot p_F(t) \cdot A_D}{\eta \cdot L_D} \quad (4.16)$$

$\dot{V}$	Volumenstrom [m ³ /s]
A_D	Querschnittsfläche des Dichtelementes [m ²]
K_{int}	integrale Permeabilität des Dichtelementes [m ²]
$p_F(t)$	zeitlicher Druckverlauf [Pa]
η	dynamische Viskosität des zutretenden Fluids [Pa s]
L_D	Länge des Dichtelementes [m]

Trotz eines fehlenden Grenzkriteriums kann dieser Volumenstrom als hinreichend gering und das Dichtsystem als technisch dicht angesehen werden. Aus der Literatur sind verschiedene Ansätze zur Beschreibung eines Grenzkriteriums bekannt. Nach Wagner (2005) kann zur Beurteilung der technischen Dichtheit die mittlere Verdunstungsrate berücksichtigt werden. Nach diesem Kriterium wäre der Dichtungsstandort bereits ab Volumenströmen kleiner 40 m³/a als technisch dicht anzusehen. Ähnliche Kriterien sind auch aus der Bautechnik bekannt. Deren Anwendung ist aber nur zielführend, wenn auch eine Seite des Bauwerks im direkten Kontakt mit Luft und damit einem Verdunstungspotenzial steht. Für ein untertägiges Verschlussbauwerk scheint die Anwendung dieses Kriteriums nicht geeignet.

Gruner et al. (2008) beschreibt als Grenzkriterium einen deutlich kleineren Volumenstrom von 5 m³/a und unterstreicht aber gleichzeitig, dass die Festlegung eines absoluten Grenzkriteriums wenig zielführend ist.

Zur Einordnung der berechneten Volumenströme soll an dieser Stelle der Versuch einer Beurteilung der Dichtheit mit Hilfe der **virtuellen Leckagerate** vorgenommen werden. Dichtheit bedeutet im technischen Sprachgebrauch "Frei von Lecks entsprechend einer gegebenen Spezifikation" (DIN EN 1330-8) Ein virtuelles Leck ist per Definition *"ein scheinbares (nicht wirklich vorhandenes) Leck, hervorgerufen durch langsame Abgabe von sorbierten oder okkludierten Gasen [...] aus teilweise abgeschlossenen Volumina innerhalb des Systems."* (DIN EN 1330-8) Die Leckagerate lässt sich als Durchlass pro Zeiteinheit nach Gleichung (4.17) berechnen.

$$q = \Delta p \cdot \dot{V} \quad (4.17)$$

q	Leckagerate [Pa·m³/s]
Δp	Druckdifferenz [Pa]
V	Volumenstrom [m³/s]

Die maximale Druckdifferenz von 1,44 MPa und der Volumenstrom von 0,16 m³/a entsprechen einer Leckagerate von $7,8 \cdot 10^{-3}$ Pa·m³/s. Leckageraten kleiner 10^{-3} Pa·m³/s werden zwar allgemein als wasserdicht bezeichnet, siehe dazu auch Umrath (1997). Für die Anwendung im Verschlussystem ist bisher aber keine Spezifikation gegeben, die eine Bewertung erlaubt. Für die aus dem numerischen Modell heraus ermittelte integrale Permeabilität und Durchflussrate ergibt sich eine Leckagerate von 0,26 Pa m³/s.

Es bleibt festzustellen, dass bisher kein allgemein akzeptiertes Grenzkriterium für den zulässigen Volumenstrom bzw. für eine Leckagerate existiert. Der beschriebene Ansatz verspricht eine universelle Beurteilung der Dichteigenschaften an verschiedenen Verschlusselementen und dem Gebirge unter Einbeziehung der Einwirkungen. Bisher dient allein die Forderung einer integralen Permeabilität des Dichtelementes möglichst nah an der des ungestörten Gebirges als Grenzkriterium und deckt damit auch eine Bewertung der anderen Kenngrößen ab. Zur Bestimmung eines geeigneten „Leckage-Kriteriums“ könnten radiologische Konsequenzanalysen durchgeführt werden, anhand derer das radiologische Dosiskriterium am Rand des ewG bei unterschiedlichen Leckageraten analysiert wird. Damit könnte eine maximal zulässige Leckagerate definiert werden, die gerade nicht zu einer Überschreitung des Dosiskriteriums führen würde.

4.7 Abströmen des Bitumens

Die Abschätzung der integralen Permeabilität am Dichtungsstandort (siehe vorangegangene Abschnitte) erfolgte für die nach dem Einbau des Dichtkörpers zu erwartenden Bedingungen. Eine zeitliche Veränderung der Eigenschaften wurde dabei nicht berücksichtigt. Neben Alterungseffekten im Bitumen sind vor allem eine Veränderung der ALZ in Folge der Konvergenz und ein druckgetriebenes Abfließen des Bitumens in die ALZ hervorzuheben. Das Prozessverständnis zu letztgenanntem Effekt soll durch vergleichende Modellrechnungen verbessert werden. Die numerische Modellierung bietet zusätzliche Einblicke in die Bedingungen an Schächten in Tongesteinsformationen und in die Bedingungen beim Abdichten solcher Schächte. Das Langzeitverhalten von Bitumen innerhalb eines verfüllten Schachtes wurde mit Hilfe von TOUGH2 Simulationen (Pruess et al. 2012) untersucht.

Die Permeabilität der ALZ ist der wesentliche Parameter, der den Durchfluss am Dichtungsstandort bestimmt. Größe und Qualität der ALZ werden hauptsächlich von der Verformung und den Spannungsbedingungen beeinflusst. Thermische Einwirkungen haben einen vernachlässigbaren Einfluss auf die ALZ.

Das Langzeitverhalten von Bitumen ist durch eine sehr hohe und stark temperaturabhängige Viskosität bzw. Zähigkeit gekennzeichnet. Ausgehend vom Heißeinbau, nimmt die Viskosität des Bitumens mit sinkender Temperatur überproportional zu. Bei Umgebungstemperatur liegt das Bitumen quasi als Feststoff vor. Dies gilt auch für die Bedingungen im Schacht, obwohl gegenüber der Oberfläche mit erhöhten Temperaturen zu rechnen ist. Die ursprüngliche Gebirgstemperatur im Endlager kann bis zu 30°C betragen. Der Wärmeintrag der eingelagerten wärmeentwickelnden Abfälle und ausgedienten Brennelemente führen zu einer zusätzlichen thermischen Einwirkung. Bedingt durch den großen Abstand zu den Einlagerungsfeldern ist am Schacht erst mehrere Jahrzehnte nach Einlagerung und dann nur mit einem moderaten Temperaturanstieg zu rechnen. Jobmann et al. (2017b) beschreibt für das generische Endlager am Modellstandort NORD in 100 m Abstand zu den Grubenbauen um die Einlagerungsfelder Temperaturerhöhungen um ca. 10 K. Die Gebirgstemperaturen erreichen nach ca. 10.000 Jahren wieder das ursprüngliche Niveau. Für die Modellrechnungen wurden drei Rechenfälle mit einer über den Berechnungszeitraum konstanten Temperatur von 30°C, 40°C und 50°C abgeleitet. Die Berücksichtigung einer konstanten Umgebungstemperatur stellt zumindest für die Rechenfälle 40°C und 50°C eine sehr konservative Annahme dar, da der thermische Einfluss aus dem Endlager heraus zeitlich variabel ist.

In jedem Rechenfall wird die Verfüllung der Schottersäule mit reinem Bitumen angenommen. Der Einsatz eines gefüllten Bitumens wird vernachlässigt. Dieser Ansatz kann ebenfalls als konservativ angenommen werden. Wie beispielsweise von Krakau (1990) beschrieben, treten durch den Füller Stopfeffekte auf, die ein weiteres Abfließen des Bitumens behindern werden.

Für die Modellierung wurde das EOS7-Modul verwendet (EOS=Equation of State). Ursprünglich wurde das EOS7-Modul für die Strömungssimulationen von Wasser, Sole und Luft entwickelt. Statt Sole wurde hier das Bitumen modelliert. Die Viskosität der Sole wird wie folgt definiert:

$$f(X_b) = 1 + v_1 X_b + v_2 X_b^2 + v_3 X_b^3 \quad (4.18)$$

X_b	Massenanteil Sole
v_1	benutzerdefinierter Koeffizient
v_2	benutzerdefinierter Koeffizient
v_3	benutzerdefinierter Koeffizient

Die Viskosität eines reinen Destillationsbitumens wurde aus Abbildung 4-38 entnommen. Tabelle 4-10 fasst die Parameter gemäß Gl. 4.18 zusammen.

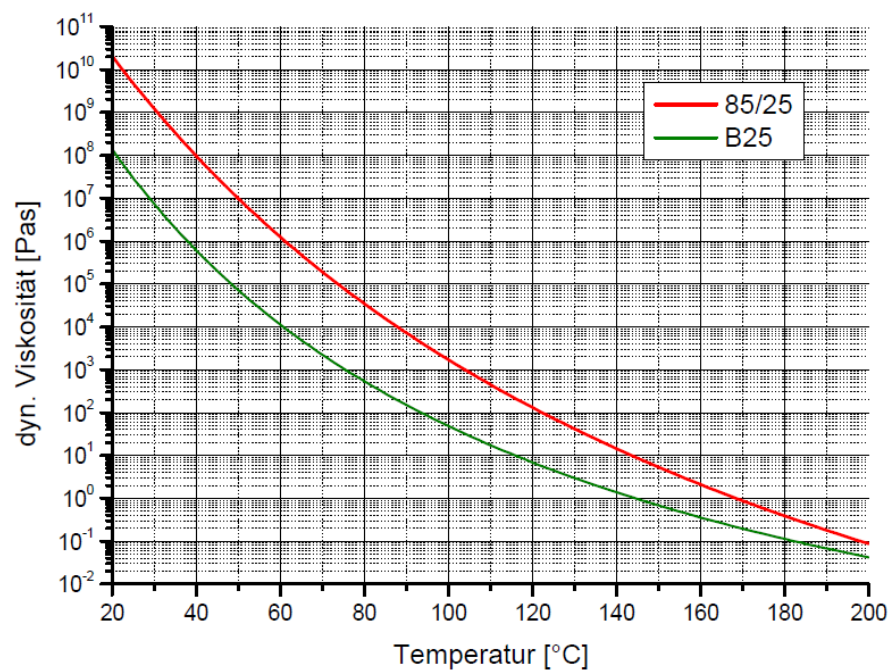


Abbildung 4-38: Vergleich der temperaturabhängigen, dynamischen Viskosität eines Destillationsbitumens (B25) und eines Oxidationsbitumens (85/25), nach (Kudla et al., 2009)

Tabelle 4-10: Verwendete Parameter im EOS7-Modul für die unterschiedlichen Rechenfälle

Parameter	Rechenfall 30°C	Rechenfall 40°C	Rechenfall 50°C
Dyn. Viskosität [Pa s]	$1 \cdot 10^9$	$1 \cdot 10^8$	$1 \cdot 10^7$
X_b	1	1	1
v_1	-1	-1	-1
v_2	$5 \cdot 10^8$	$5 \cdot 10^7$	$5 \cdot 10^6$
v_3	$5 \cdot 10^8$	$5 \cdot 10^7$	$5 \cdot 10^6$

Der Modellaufbau entspricht dem in Herold et al. (2020) dokumentierten Modell zur Simulation von Strömungsprozessen in einem Bentonitdichtelement. Das 2D-Modell nutzt die Symmetrie des Schachtes und bildet diesen mit seinem Radius von 4,5 m ab. Horizontal reicht das Modell ca. 1000 m ins Gebirge, vertikal werden 55 m Schachtröhre abgebildet, siehe Abbildung 4-39. Die bitumenverfüllte Schottersäule ist 50 m hoch. Innerhalb der Säule wird je ein Beobachtungspunkt, kurz BP, in der obersten Zone (BP oben), der Mitte (BP mitte) und in der untersten Zone (BP unten) integriert. Alle im Modell verwendeten Materialparametern wurden von dem Modell übernommen. Die ALZ um den Schacht wird radial in sechs Teilbereiche (ALZ 1 bis ALZ 6) mit jeweils unterschiedlicher Permeabilität untergliedert, siehe Tabelle 4-11. Die Permeabilität des Wirtsgesteins wird mit $1 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ angenommen. Im Schacht herrscht der Atmosphärendruck und im Vertikalschnitt durch das Model ist hydrostatischer Druck (siehe Abbildung 4-40). Das Gebirge ist immer vollgesättigt.

Tabelle 4-11: Permeabilität der Teilbereiche in der ALZ

Bezeichnung	ALZ1	ALZ2	ALZ3	ALZ4	ALZ5	ALZ6
Permeabilität [m ²]	$9,95 \cdot 10^{-15}$	$1,12 \cdot 10^{-16}$	$2,89 \cdot 10^{-17}$	$9,95 \cdot 10^{-17}$	$1,12 \cdot 10^{-18}$	$2,89 \cdot 10^{-19}$

Im Bereich der bitumenverfüllten Schottersäule wird eine Porosität von 0,36 angenommen. Der Porenraum ist vollständig mit Bitumen verfüllt, was einem Bitumenanteil von 1 oder 100% entspricht. Im Gebirge ist der Wasseranteil 1 und dementsprechend der Bitumenanteil 0%.

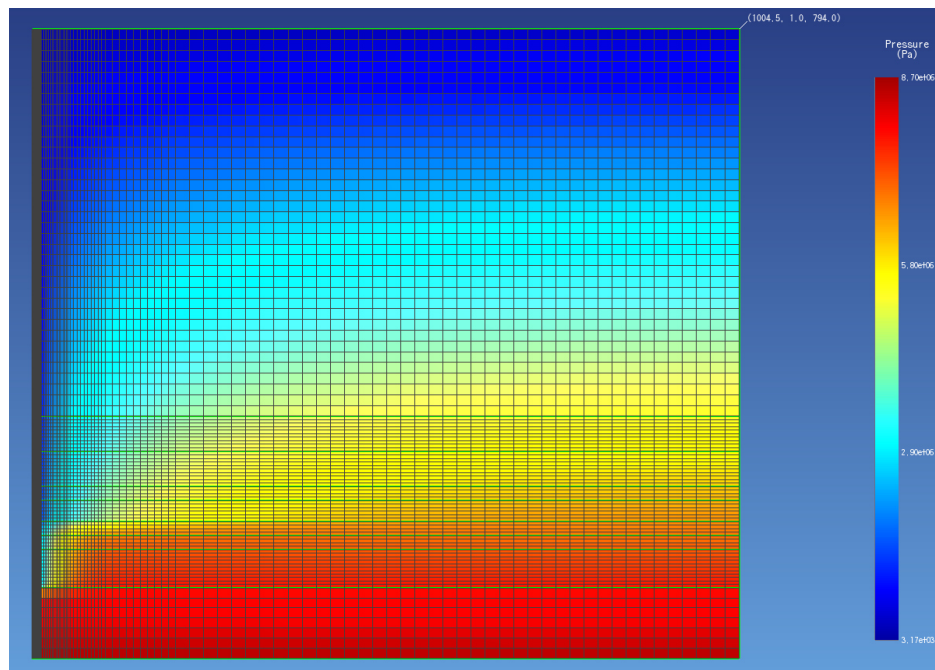


Abbildung 4-40: TOUGH-2 Modellnetz. Startbedingung: hydraulischer Druck im Vertikalschnitt durch das Model, im Schacht herrscht Atmosphärendruck

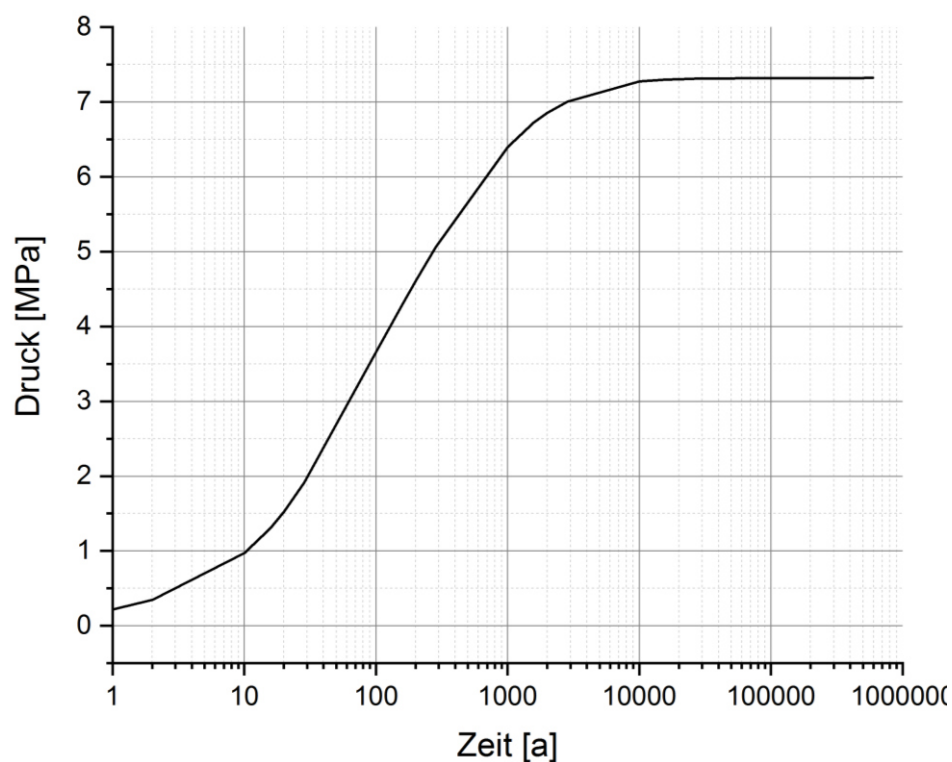


Abbildung 4-41: Zeitliche Entwicklung des hydraulischen Drucks an der Oberkante der bitumenverfüllten Schottersäule (BP oben)

Abbildung 4-42 zeigt die Bitumenfraktionen in oberen, mittleren und unteren Elementen der Bitumensäule in allen drei Rechenfällen und über den Simulationszeitraum von 1 Mio. Jahre. Ein Abfließen des Bitumens ins Gebirge ist in allen Rechenfällen parallel zum Anstieg des Drucks zu beobachten.

Nach 100.000 Jahren ist weniger als 10% des Bitumens in die ALZ hineingeflossen (Abbildung 4-42). Nur unter der Annahme von kontinuierlich hohen Temperaturen (Rechenfall 50°C) fließen etwa 24% des Bitumens von der Bitumensäule in die ALZ. Im Vergleich zwischen den Rechenfällen zeigt sich, dass mit abnehmender Viskosität auch die Menge abfließenden Bitumens steigt, vgl. Abbildung 4-43. Unter der Annahme, dass das Abfließen des Bitumens zu einer gleichmäßigen Absenkung des Bitumenspiegels an der Oberkante der bitumenverfüllten Schottersäule führt, bedeutet, es wäre für den Rechenfall 30°C eine Differenz von ca. 5 m Füllhöhe zu erwarten. Für den Rechenfall 50°C, bei dem bis zu 25% des Bitumens abwandern wird, kann somit ein Rückgang der Bitumenfüllhöhe um $\frac{1}{4}$ oder ca. 12 m über 100.000 Jahre postuliert werden. Diese Annahme ist allerdings stark vereinfacht.

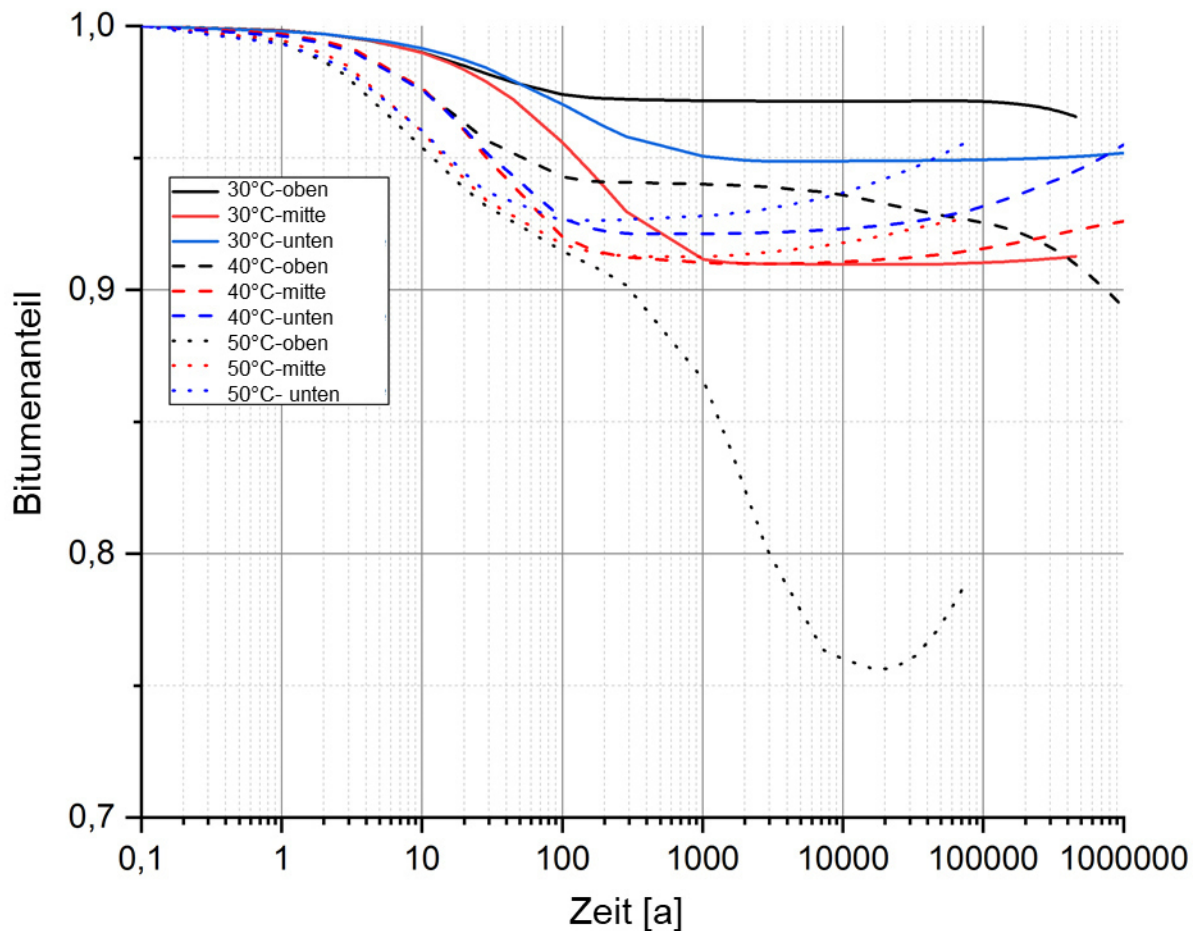


Abbildung 4-42: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten für alle drei Rechenfälle

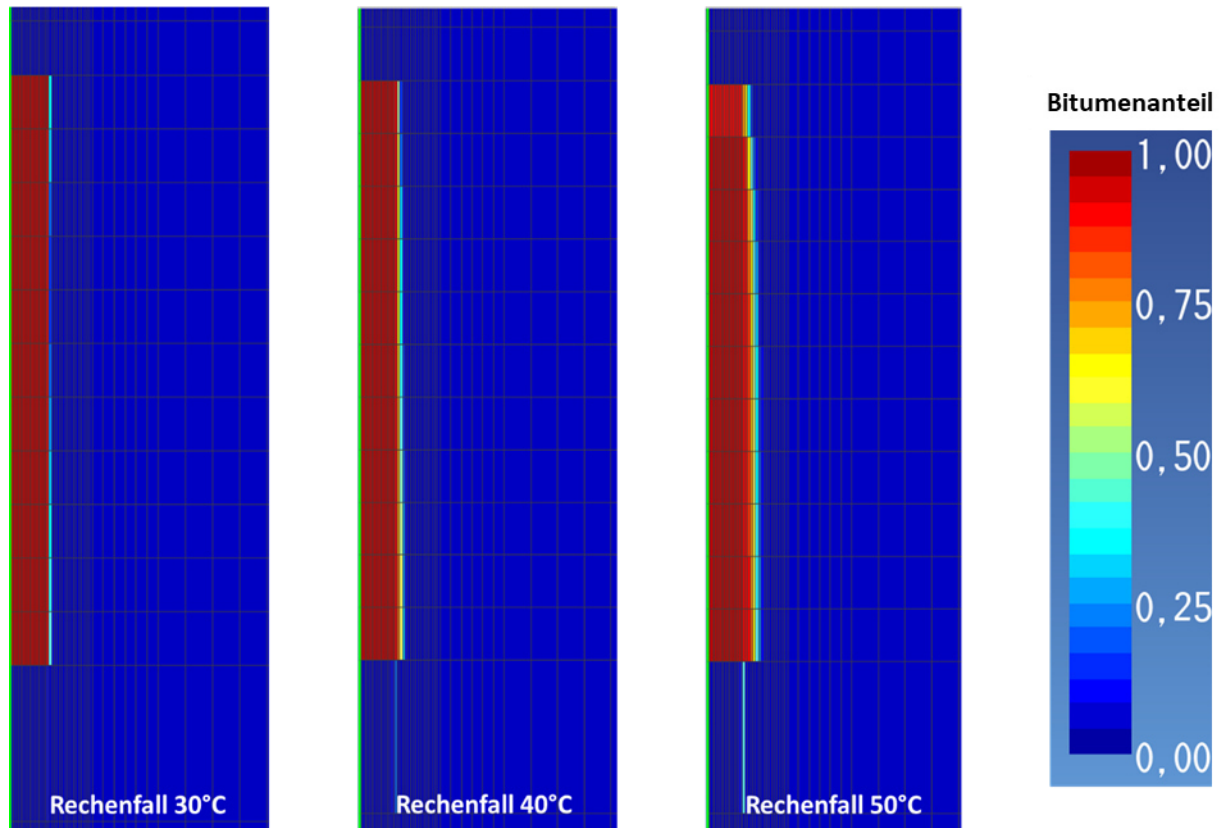


Abbildung 4-43: Grafische Darstellung der Bitumenkonzentration in Schacht, ALZ und Gebirge in allen drei Rechenfällen, Zeitpunkt 100.000 Jahre

Mit dem Absinken des Bitumenanteils in der Schottersäule steigt der Bitumenanteil in der ALZ. Im konturnahen Bereich der ALZ (Teilbereich ALZ 1, Permeabilität $9,95 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$) steigt dementsprechend der Bitumenanteil. Das Bitumen fließt in Folge der Druckentwicklung in die ALZ, verdrängt das Wasser und füllt den vorhandenen Porenraum. Im konturnahen Bereich der ALZ (ALZ1) wird im Rechenfall 1 bis zu 60% des Porenraums mit Bitumen gefüllt, siehe Abbildung 4-44. Für die weiteren Teilbereiche der ALZ sind dann nur noch geringere Mengen eindringendes Bitumen zu erwarten, siehe Abbildung 4-45.

Die durchgeführten Simulationen bestätigen die Vermutung, dass das Bitumen in Folge der stetigen Druckeinwirkung und über sehr lange Zeiträume aus der Füllsäule in den umliegenden, aufgelockerten Gebirgsbereich abfließt. Diese Beobachtung wird auch durch Anwendungsbeispiele im Schachtbau bzw. Bergbau untermauert. Auch die Dünnschliffuntersuchungen am zurückgebauten in-situ Versuch BIT-01 untermauern diese These, siehe Kudla et al. (2020). Dort konnte gezeigt werden, dass Bitumen auch in sehr kleine Rissen bis wenige Zehner Mikrometer in Folge der Druckbeaufschlagung eingedrungen ist. Bei der Bewertung der Simulationsergebnisse ist zu beachten, dass mehrere konservative Annahmen getroffen wurden und damit die abfließende Menge wahrscheinlich geringer ist. Auch wurden keinerlei Alterungs- oder Versprödungseffekte am Bitumen berücksichtigt, vgl. Anhang B.

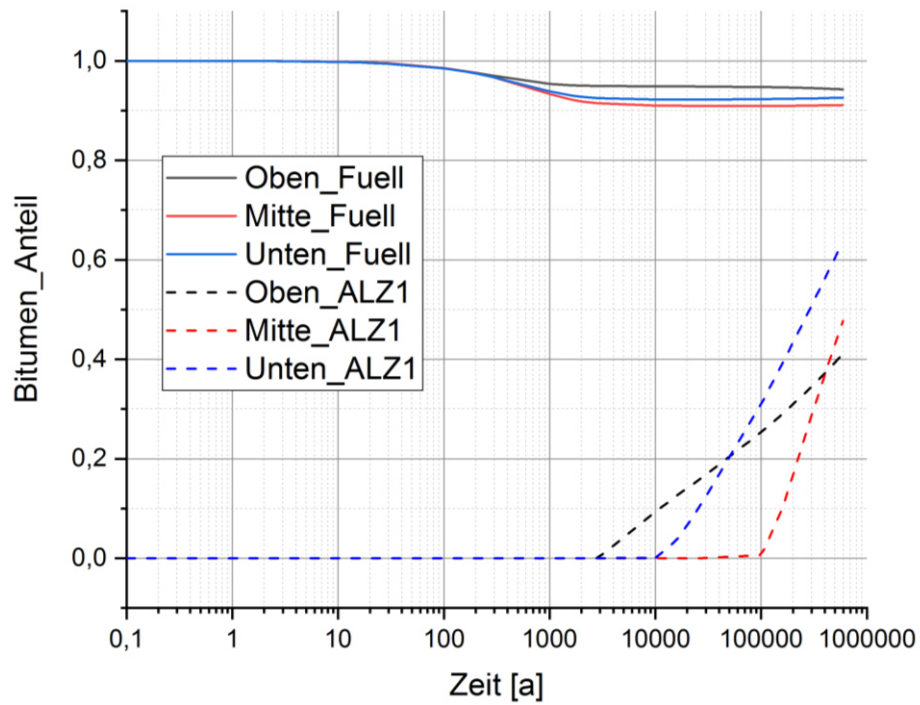


Abbildung 4-44: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten der Füllsäule und dem konturnahen Bereich der ALZ für den Rechenfall 30°C

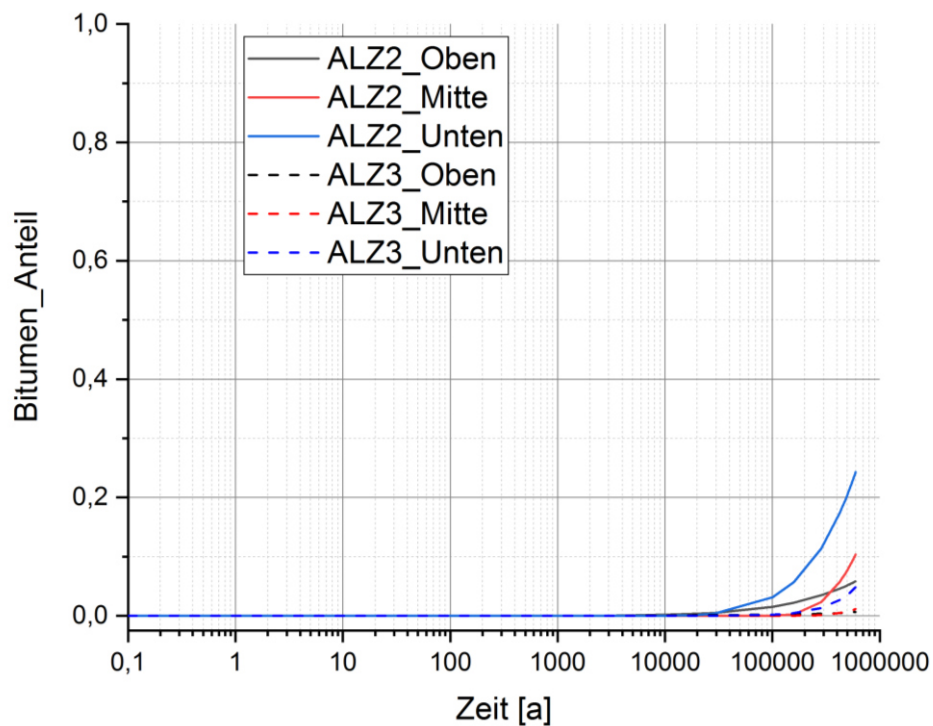


Abbildung 4-45: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten in den Teilbereichen 2 und 3 der ALZ für den Rechenfall 30°C

5 Integrale Permeabilität der Bentonitdichtung

5.1 Abschätzung der Permeabilität des Bentonitdichtelementes

Das Verschlusskonzept (Lommerzheim & Jobmann 2015) beinhaltet als Referenzmaterial für alle Bentonitdichtelemente einen Ca-reichen Bentonit vom Typ Salzdettfurth. Das Material wurde dort im Großversuch erfolgreich für die Errichtung eines flüssigkeitsdichten Schachtverschlusses im Salz angewendet (Breidung 2002). Der Bentonit wird als binäres Gemisch aus einem Granulat und Presslingen eingebaut. Die Presslinge besitzen ein Volumen von je ca. 10 cm³ und bilden zwischen 70 bis 80 M.-% des Gemisches. Der verbleibende Masseanteil besteht aus einem Bentonitgranulat mit einem Kornband von 0 bis 3 mm (Gruner et al. 2008).

Da aus in-situ Versuchen keine ausreichenden Kennwerte für die Permeabilität im Dichtkörper bekannt sind, werden zur Bestimmung des Bemessungswertes Kenngrößen aus verschiedenen Literaturquellen berücksichtigt.

Karnland et al. (2006) erfasste für Bentonit aus verschiedenen Lagerstätten die wesentlichen Materialkennwerte, wie die mineralogische Zusammensetzung, Korngrößenverteilung, Korndichte, Quelldruck und auch die hydraulische Durchlässigkeit. Die Durchlässigkeit wurde parallel zu Quellversuchen mit Hilfe des Darcy-Gesetzes bestimmt. Die ermittelte Durchlässigkeit ist jeweils für den gesättigten Zustand gültig. Als Prüfmedium diente reines Wasser. In ähnlicher Weise wurde auch in Galicia (2002) die hydraulische Durchlässigkeit für einen Bentonit einer spanischen Lagerstätte bestimmt. Kröhn (2004) fasst für einen Natrium-Bentonit (TYP MX-80) die Permeabilität aus verschiedenen Literaturquellen zusammen. Über die einzelnen Versuchsbedingungen werden aber keine Angaben gemacht.

Zur Bestimmung des Bemessungswertes werden aus allen drei Quellen die ermittelten Permeabilitätswerte im Bereich einer Trockendichte von 1.600 bis 1.800 kg/m³ berücksichtigt (Abbildung 5-1). Zur besseren Vergleichbarkeit erfolgt eine Umrechnung der hydraulischen Durchlässigkeit aus Karnland et al. (2006) und Galicia (2002) in die Permeabilität nach Gleichung (5.1). Für das Fluid wird reines Wasser bei 25°C Umgebungstemperatur verwendet (Dichte 1000 kg/m³, dynamische Viskosität 0,891·10⁻³ Pa·s). Die Kennwerte sind in Tabelle 5-1 aufgeführt.

$$K = \frac{k_f * \eta}{\rho_{Fl} * g} \quad (5.1)$$

K	Permeabilität [m ²]
k _f	Hydraulische Durchlässigkeit [m/s]
η	Dynamische Viskosität [10 ⁻³ Pa·s]
ρ _{Fl}	Fluiddichte [kg/m ³]
g	Fallbeschleunigung [m/s ²]

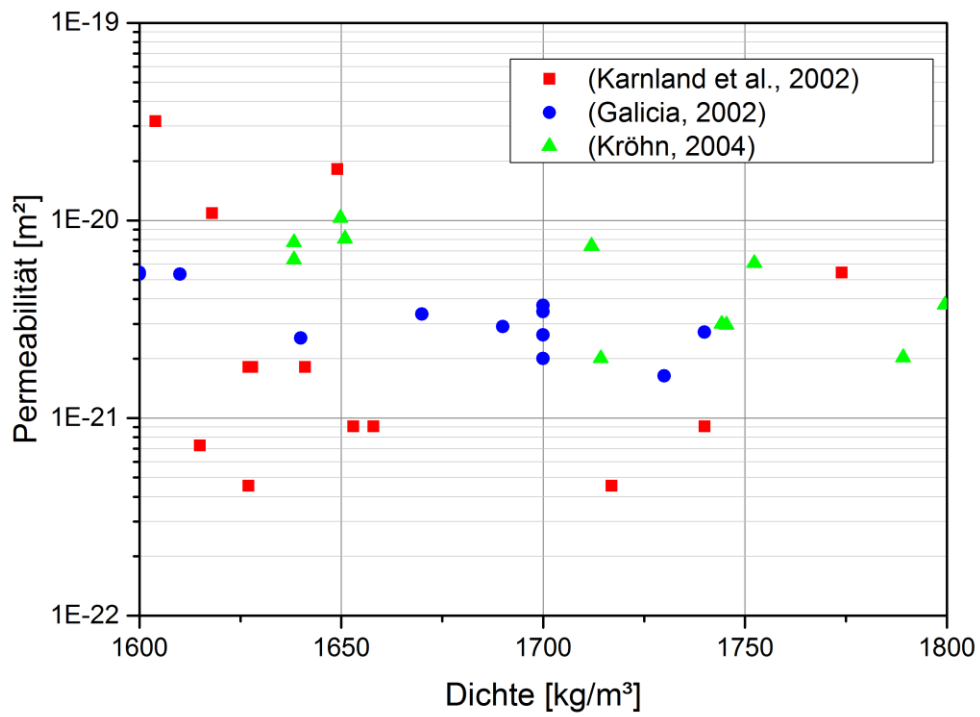


Abbildung 5-1: Permeabilität der gesättigten Proben in Abhängigkeit von der Bentonit-trockendichte

Tabelle 5-1: Permeabilität und Einbautrockendichte von Bentonit, nach Karnland et al. (2006), Galicia (2002) und Kröhn (2004)

Quelle	Einbautrockendichte [kg/m³]	k_f [m/s]	K [m²]	ln(K)
(Karnland et al., 2006)	1.604	3,5E-13	3,2E-20	-44,90
	1.615	8,0E-15	7,3E-22	-48,67
	1.618	1,2E-13	1,1E-20	-45,97
	1.627	2,0E-14	1,8E-21	-47,76
	1.627	5,0E-15	4,5E-22	-49,14
	1.628	2,0E-14	1,8E-21	-47,76
	1.641	2,0E-14	1,8E-21	-47,76
	1.649	2,0E-13	1,8E-20	-45,45
	1.653	1,0E-14	9,1E-22	-48,45
	1.658	1,0E-14	9,1E-22	-48,45
	1.717	5,0E-15	4,5E-22	-49,14
	1.740	1,0E-14	9,1E-22	-48,45
	1.774	6,0E-14	5,4E-21	-46,66
(Galicia, 2002)	1.600	5,9E-14	5,4E-21	-46,68
	1.600	6,0E-14	5,4E-21	-46,66
	1.610	5,9E-14	5,4E-21	-46,68
	1.640	2,8E-14	2,5E-21	-47,42
	1.670	3,7E-14	3,4E-21	-47,14
	1.690	3,2E-14	2,9E-21	-47,29
	1.700	2,2E-14	2,0E-21	-47,66
	1.700	3,8E-14	3,5E-21	-47,12
	1.700	2,9E-14	2,6E-21	-47,39
	1.700	3,8E-14	3,5E-21	-47,12
	1.700	4,1E-14	3,7E-21	-47,04
	1.730	1,8E-14	1,6E-21	-47,86
	1.740	3,0E-14	2,7E-21	-47,35
(Kröhn, 2004)	1.750	5,8E-15	5,3E-22	-49,00
	1.760	1,2E-14	1,1E-21	-48,27
	1.770	9,6E-15	8,7E-22	-48,49
	1.650	-	1,0E-20	-46,02
	1.651	-	8,1E-21	-46,26
	1.638	-	7,8E-21	-46,31
	1.638	-	6,3E-21	-46,51
	1.712	-	7,4E-21	-46,35
	1.752	-	6,1E-21	-46,55
	1.745	-	3,0E-21	-47,27
	1.744	-	3,0E-21	-47,26
	1.714	-	2,0E-21	-47,66
	1.789	-	2,0E-21	-47,65
	1.800	-	3,7E-21	-47,03
Mittelwert m_y :				-47,31
Standardabweichung s_y :				0,9850
Variationskoeffizient V_y :				0,0208

Die mittlere Permeabilität m_x der betrachtenden Versuche beträgt $2,8 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ bei einer Standardabweichung $s_x = 5,9 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ (Variationskoeffizient $V_x = s_x/m_x = 0,476 = 47,6 \%$). Der Bemessungswert der Permeabilität wird, wie bereits in Abschnitt 4.2 über den charakteristischen Wert bestimmt (Gleichung 2.5). Aus den Kenngrößen ergibt sich für das Bentonitdichtelement ein Bemessungswert der Permeabilität $K_{\text{Ben}} = 1,2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$.

Die Berücksichtigung von Literaturdaten mit der Durchlässigkeit eines Na-Bentonits (Typ MX-80) führt zu einem sehr günstigen Bemessungswert. Na-Bentonite weisen im Vergleich zu Ca-Bentoniten, wie sie beispielsweise im Großversuch Salzdetfurth (Permeabilität $1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$) eingesetzt wurden, bei gleicher Dichte eine geringere Durchlässigkeit auf. Die Nutzung der Literaturdaten wird damit begründet, dass für das Standortmodell NORD bisher keine Auswahl eines geeigneten Bentonits vorgenommen wurde. In (Lommerzheim & Jobmann 2015) wird die Annahme getroffen, dass ein Ca-Bentonit eingesetzt wird. Eine dezidierte Auswahl kann aber erst erfolgen, wenn die genauen geochemischen Eigenschaften des Wirtsgesteins und der Porenwässer sowie die daraus resultierenden Einwirkungen auf das Verschlusssystem bekannt sind.

5.2 Abschätzung der Permeabilität der Kontaktzone

Die genaue Ausprägung und die Permeabilität der Kontaktzone sind bisher unbekannt. Für die Errichtung der Dichtung wird die Kontur nachgeschnitten. Der Nachschnitt erfolgt mit Hilfe geeigneter bergmännischer Techniken, wie beispielsweise Schachtfräsen. Unebenheiten an der Kontur werden vom Gesteins- und Gebirgsverhalten sowie der Trennschärfe des Schneidwerkzeuges bestimmt. Am Stoß bleibt immer eine gewisse Oberflächenrauigkeit bestehen. Durch den qualitätsgesicherten Einbau und die Quelleigenschaften der Tonminerale bei Wasserzutritt sollen potenzielle Hohlräume oder durch Unebenheiten hervorgerufene Fehlstellen an der Kontaktfläche verschlossen werden.

Mit dem schrittweisen Einbau und der Verdichtung des losen Bentonitgemisches wird ein enger Kontakt zwischen Dichtmaterial und Kontur erreicht. Anders als beim Bitumen/Asphalt geht der Bentonit aber keine Haftverbindung mit dem Gebirge ein. Die Kontaktfläche des Dichtkörpers bildet somit eine potenzielle Schwächezone, an der eine erhöhte Permeabilität auftreten kann. Bei entsprechenden Einwirkungen geht außerdem eine Rissgefährdung von diesem Bereich aus. Dies erfordert im Rahmen der Nachweisführung eine Überprüfung der Rissbeschränkung.

Um die Kontaktzone mit in die Permeabilitätsabschätzung einbeziehen zu können, wird an dieser Stelle eine grobe Abschätzung mit Hilfe empirischer Verfahren vorgenommen. Für diese Abschätzung wird die Kontaktzone als ein dünner Riss, eine Kluft, im Gebirge angesehen. Die Permeabilität der Kontaktzone wäre somit von der Rauigkeit der Kontur und der Kluftbreite abhängig.

Die Kluftbreite soll über die Partikelgröße des Bentonits definiert werden. Der Bentonit des Dichtkörpers und das umgebende Tongestein sind durch eine sehr feine Partikelstruktur mit Korngrößen im μm -Bereich gekennzeichnet. Das Größtkorn des Tongesteins wird mit $63 \mu\text{m}$

angenommen. Bentonitgemische, wie sie für die Herstellung des binären Gemisches verwendet werden, besitzen nach Madsen (1998) ein ähnliches Größtkorn von 63 µm. Als erste Näherung soll gelten, dass die Breite der Kluft dem Größtkorndurchmesser entspricht.

Die Eigenschaften der Kluftebene sollen durch die Kontur bestimmt werden. Unebenheiten an der Kontur werden vom Gesteins- und Gebirgsverhalten sowie der Trennschärfe des Schneidwerkzeuges bestimmt. Im ersten Ansatz wird eine hohe Rauigkeit der Kontur angenommen. Nach Barton (1982) kann der Kontur somit der Maximalwert des Joint Roughness Coefficient (JRC) von 20 zugeordnet werden, vgl. dazu Abbildung 5-2. Dies entspricht am Stoß einer Amplitude von ca. 5 cm pro Meter.

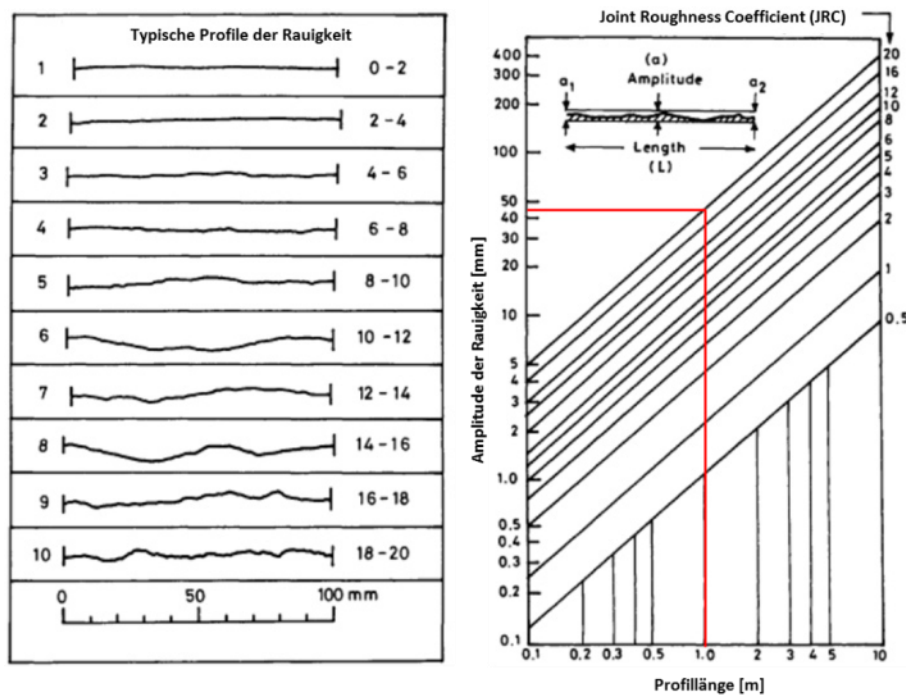


Abbildung 5-2: links: typische Oberflächenprofile, rechts: Bestimmung des JRC (rot markiert: angenommene maximale Auslenkung der Oberflächenrauigkeit bezogen auf einen Meter Länge), (Singh & Goel, 1999)

Die hydraulisch wirksame Breite lässt sich nach einem empirischen Ansatz aus der Breite der Kluft und dem JRC bestimmen, siehe Gl. (5.2) nach Barton et al. (1985).

$$b_{hyd}[\mu m] = \frac{b[\mu m]^2}{JRC^{2,5}} \quad (5.2)$$

Aus den getroffenen Annahmen zur Breite ($b = d_{max}$), der Rauigkeit ($JRC=20$) und dem Ansatz aus Gl. (5.3) ergibt sich eine hydraulisch wirksame Breite von 2,2 µm. An der Kontur ($R=4,5$ m) entspricht dies einer theoretischen Fläche $6,2 \cdot 10^{-5}$ m². Nach Witherspoon et al. (1980) lässt sich aus der Breite auch eine Permeabilität der hypothetischen Kluft abschätzen, siehe Gl. (2.9). Die geschätzte Permeabilität der Kontaktzone würde $4,0 \cdot 10^{-13}$ m² betragen.

$$K = \frac{b_{hyd}^2}{12} \quad (5.3)$$

Der beschriebene Ansatz ermöglicht die Beurteilung der Eigenschaften der Kontaktzone und damit auch eine Bewertung dieser. Entsprechend dem aktuellen Kenntnisstand musste eine Vielzahl an Annahmen getroffen werden. Alle Parameter lassen sich aber mit Hilfe gezielter Untersuchungen bestimmen. Der gewählte Ansatz zur Beschreibung von Klufteigenschaften ist bereits aus anderen geowissenschaftlichen Anwendungen bekannt, vgl. dazu Barton (1982), Barton et al. (1985) und Witherspoon et al. (1980).

5.3 Abschätzung der Permeabilität der Auflockerungszone

Die Ausprägung der ALZ um den Standort der Bentonitdichtung wird analog dem Vorgehen bei der bitumenverfüllten Schottersäule abgeschätzt. Die Ausprägung kann zum einen analytisch bestimmt werden und zum anderen über die erstellten numerischen Modelle.

Das Dichtelement liegt zwischen 657 m und 707 m Teufe. Dies entspricht einer Auflast zwischen 14,8 MPa bis maximal 15,9 MPa. Nach den Gleichungen 4.1 bis 4.4 bildet sich somit eine Auflockerungszone von bis zu 3,6 m Tiefe in das Gebirge aus.

Aus Abschnitt 4.5 ist in der genannten Teufe eine Ausdehnung der ALZ bis ca. 10 m zu erwarten. Aus den bestimmten Permeabilitätsverläufen der Modellrechnungen kann ein charakteristischer Wert von $2,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ abgeleitet werden. Dies entspricht einem Bemessungswert von $1,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$.

Die Permeabilität der Auflockerungszone wird analog zu Abschnitt 4.4 mit $K_{ALZ} = 1,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ abgeschätzt. Diese sehr geringe Auflockerung begründet sich aus den verwendeten Literaturdaten. Aufgrund der bestehenden Unsicherheiten wird in den weiteren Betrachtungen eine angenommene Permeabilität bis zu $K_{ALZ} = 10^{-16} \text{ m}^2$ berücksichtigt.

5.4 Integrale Permeabilität am Bentonitdichtelement

Die integrale Permeabilität des Dichtungsstandortes wird maßgeblich von der Auflockerungszone bestimmt. Die ermittelten Kennwerte zur Berechnung der integralen Permeabilität sind:

$$K_D = 1,2 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$$

$$K_K = 4,0 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$$

$$K_{ALZ} = 1,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$$

$$A_D = 63,6 \text{ m}^2$$

$$A_K = 6,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{ALZ} = 596,9 \text{ m}^2$$

Nach Gleichung (4.15) kann für den Dichtungsstandort der Bentonitdichtung eine integrale Permeabilität von $K_{int,Ben} = 1,2 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ abgeschätzt werden. Die geringe Permeabilität begründet sich durch die sehr günstigen Eigenschaften der verwendeten Kennzahlen der ALZ. Die Kontaktzone hat durch ihre geringe Ausdehnung nur einen kleinen Einfluss.

Nach dem Einbau der Dichtelemente wird der konturnahe Bereich durch zutretende Porenwässer aufgesättigt. Das Bentonitdichtelement wird zunächst vollständig aufgesättigt. Die Dauer der Aufsättigung lässt sich nach Wagner (2005) unter der Annahme einer advektiven Strömung in Abhängigkeit der Zeit und der Druckentwicklung abschätzen. Diese Annahme setzt voraus, dass das Strömungsgesetz nach Darcy gilt. Die Länge des bereits durchströmten Bereichs ergibt sich aus Gl. (5.4).

$$L_D = \sqrt{\frac{2 \cdot K_{int} \cdot t \cdot p_F(t)}{\eta \cdot n \cdot (1 - S_0)}} \quad (5.4)$$

L_D	Länge des Dichtelementes [m]
K_{int}	integrale Permeabilität des Dichtelementes [m ²]
t	Zeit [s]
$p_{FI}(t)$	zeitlicher Druckverlauf [Pa]
η	dynamische Viskosität des zutretenden Fluids [Pa s]
n	Porosität [-]
S_0	Anfangssättigung [-]

Die Anfangssättigung S_0 beträgt 0,75 und die Porosität 0,3. Unter der Annahme einer gleichmäßigen Aufsättigung von allen Seiten der Mantelfläche wäre die Aufsättigung bis in den Kern der Bentonitdichtung ($R = L = 4,5$ m) innerhalb von ca. 16 Jahren abgeschlossen. Dies gilt unter der Voraussetzung, dass das Gas im ungesättigten Porenraum entsprechend entweichen kann.

Nach Abschluss der Aufsättigung bildet sich ein konstanter Volumenstrom entlang des Druckgefälles aus Gleichung (5.5).

$$\dot{V} = \frac{K_{int} \cdot p_F(t) \cdot A_D}{\eta \cdot L_D} \quad (5.5)$$

$\dot{V}$	Volumenstrom [m ³ /s]
A_D	Querschnittsfläche des Dichtelements [m ²]
K_{int}	integrale Permeabilität des Dichtelementes [m ²]
$p_{FI}(t)$	zeitlicher Druckverlauf [Pa]
η	dynamische Viskosität des zutretenden Fluids [Pa s]
L_D	Länge des Dichtelementes [m]

Der erwartete advektive Volumenstrom durch das Bentonitdichtelement beträgt bis zu ca. 0,6 m³/a. Die maximale Druckdifferenz von 1,54 MPa und der Volumenstrom von 0,58 m³/a entsprechen einer Leckagerate von $2,8 \cdot 10^{-2}$ Pa·m³/s. Leckageraten kleiner 10^{-3} Pa·m³/s werden zwar allgemein als wasserdicht bezeichnet, siehe dazu auch Umrath (1997). Für die Anwendung im Verschlussystem ist bisher aber keine Spezifikation gegeben, die eine Bewertung erlaubt.

6 Aktualisierte Verschlusskonzepte

6.1 Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell Nord

Aufbauend auf den im Rahmen des Vorhabens ELSA 2 durchgeführten numerischen Analysen (siehe Abschnitt 4.5 und Teilbericht AP 5 (Herold et al., 2020)) und labor- und halbtechnischen Experimenten erfolgt eine Anpassung der vorläufigen Schachtverschlusskonzepte.

Für das vorläufige Verschlusskonzept wurde angenommen, dass der Schachtausbau nur am Standort der Dichtelemente entfernt wird. Aus den numerischen Analysen (siehe Abschnitt 4.5) ist zu erkennen, dass die Entnahme und auch ein evtl. Nachschnitt der Kontur nicht zwingend zu einer Verbesserung der Gebirgseigenschaften im konturnahen Bereich führen. Die Entnahme des konturnahen Bereiches führt nicht zwingend zu einer Verkleinerung der ALZ, sondern kann lediglich dessen Verlagerung bewirken. Die Entnahme des Ausbaus am Dichtungsstandort wird als zwingend notwendig erachtet. Verbleibt der Ausbau am Dichtungsort, stellen der Ausbau selbst und die Kontaktflächen an dessen Oberkante potenzielle Wegsamkeiten dar. Die Entnahme des Ausbaus an den Standorten der Dichtelemente sollte bereits bei der Dimensionierung und Errichtung des Ausbaus berücksichtigt werden. Auch wenn zwischen dem Teufen des Schachtes und dessen Verschluss mehrere Jahrzehnte Betriebszeit liegen und das Verschlussystem zwischenzeitlich angepasst werden kann, so ist doch darauf zu achten, dass beispielweise Schachtfundamente nicht an den potenziellen Dichtungsstandorten platziert werden und damit den späteren Verschluss erschweren. Die Errichtung von Dichtelementen zur Trennung einzelner Aquifere erfordert auch die Entnahme von Teilen des wasserdichten Ausbaus. Die im Salzgestein gültige Anforderung wasserdichten Ausbau stets zu belassen, kann für einen Schachtverschluss im Tongestein damit nicht übernommen werden. Die Notwendigkeit eines Nachschnittes sollte standortspezifisch für jedes Dichtelement einzeln abgewogen werden.

Abbildung 6-1 zeigt das angepasste Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell Nord. Dort werden kohäsive Widerlager nicht berücksichtigt. Das Schachttiefste und der Füllortbereich werden mit einer bitumenverfüllten Schottersäule versehen. Der Ausbau verbleibt im Schacht. Eine Verfüllung der angrenzenden Grubenräume wird bei der Konzeption des Schachtverschlusssystemes nicht berücksichtigt. Im Bereich zwischen Füllort und der oberen Grenze des ewG soll die wesentliche Dichtung errichtet werden. Als langzeitstabile Dichtung soll eine in zwei Filterschichten eingefasste Bentonitdichtung mit Äquipotenzialsegmenten dienen. Wie bereits in Abschnitt 2.1.1 ausgeführt, ermöglicht der Baustoff Bentonit die Errichtung von Dichtungen mit ähnlich geringer Permeabilität wie sie auch im Wirtsgestein vorliegen. Das Bentonitdichtelement entwickelt während der Aufsättigung durch zutretende Wasser einen Quelldruck. Zusätzlich zur Gebirgskonvergenz wirkt dieser Quelldruck auch auf die ALZ und begünstigt damit das Verschließen möglicher Wegsamkeiten.

Weitere Dichtelemente werden an den Übergängen der verschiedenen geologischen Formationen berücksichtigt. Diese Elemente liegen bei ca. 400 m, 300 m und 100 m Teufe. Am Hangenden des Barremiums, also am Übergang der Wirtsgesteinsformation zu den jüngeren Kreidetonen wird eine Bitumendichtung nach dem Prinzip „Harte Schale – Weicher Kern“ angeordnet. Im Liegenden des als Aquifers ausgewiesenen Hilssandsteins wird ein Bentonit-

dichtelement aus binärem Gemisch platziert. Das Dichtelement soll zusammen mit den darüber liegenden Funktionselementen die Aquifere des Quartärs und Hilssandsteins trennen und zum anderen mögliche Zuflüsse aus diesen zur wesentlichen Dichtung innerhalb des ewG verzögern. Die Abgrenzung zu den oberflächennahen Aquifereen im Quartär erfolgt ebenso durch eine Bentonitdichtung aus einem binären Gemisch. Das Dichtelement wird im Hangen des Albium platziert. Die Schachtsäule zwischen beiden Dichtelementen soll mit einer bitumenverfüllten Schottersäule verfüllt werden.

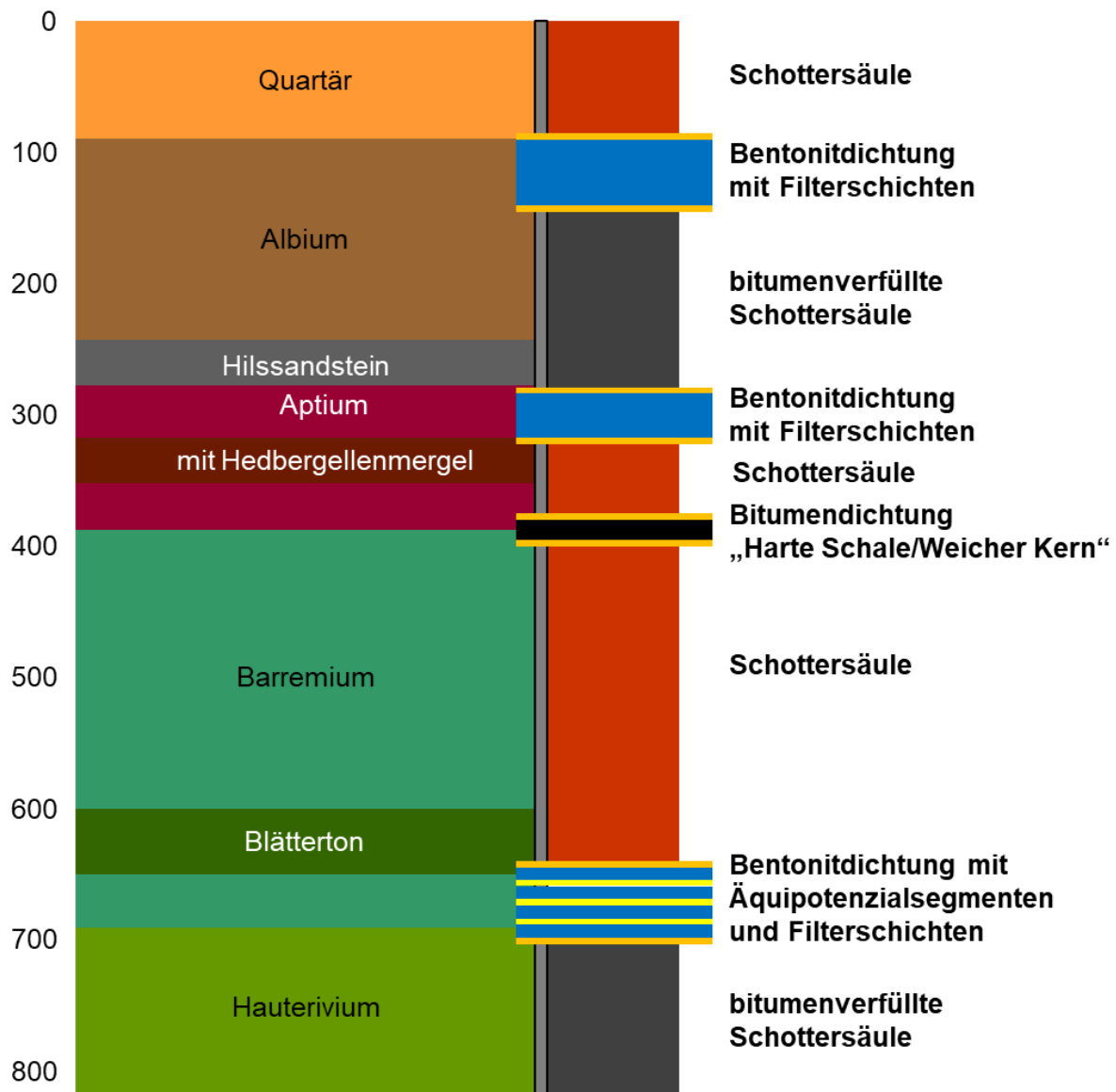


Abbildung 6-1: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD

Der fein- bis mittelsandige Hilssandstein stellt eine vergleichsweise steife und feste Struktur dar. Im Vergleich zum Tongestein besitzt der Sandstein eine hohe Permeabilität und Porosität. Der Einbau von tonigen Materialien (z. B. Bentonit) im Sandstein kann entsprechend der sehr feinen Tonminerale in Verbindung mit Wasserzutritten aus dem Sandstein zu einer Suspensionsbildung und Erosion an den Rändern des Bentonit-Elementes führen. Daher soll im Bereich

des Hilssandsteins auf den Einsatz von Bentonit verzichtet und stattdessen eine bitumenverfüllte Schottersäule, analog der bereits beschriebenen Säule, errichtet werden. Die Errichtung der bitumenverfüllten Schottersäule ist bewusst über die gesamte Mächtigkeit des Hilssandsteins und zusätzlich mehrere Meter ober- und unterhalb vorgesehen. Der Flüssigkeitscharakter des Bitumens ermöglicht ein Abfließen des Dichtmaterials in mögliche Wegsamkeiten im konturnahen Gebirgsbereich. Damit soll eine Verringerung der Durchlässigkeit erreicht und Zuflüsse zur Bentonitdichtung verzögert werden. Um ein begrenztes Abfließen und den gewünschten Stopfeffekt zu fördern, ist bei der Auslegung der Dichtung darauf zu achten, dass der hydrostatische Druck der Bitumendichtung den Strömungsdruck im Aquifer übersteigt.

Tabelle 6-1 fasst die verschiedenen Verschlusselemente des aktualisierten Verschlusskonzeptes zusammen.

Tabelle 6-1: Zusammenfassung Verschlussaufbau

Verschlusselement	Teufe [m]	Funktion	Material
Verfüllsäule 3	0 - 88	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Filterschicht	88 – 90	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bentonitdichtung 3	90 - 120	Dichtfunktion – hydraulische Trennung von Aquiferen unterschiedlicher Tiefenlage	Binäres Gemisch aus Bricketts und Bentonitgranulat
Filterschicht	120 - 122	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
bitumenverfüllte Schottersäule 2	122 -290	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitdichtelementes	Hartgesteinsschottersäule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt
Filterschicht	290 - 292	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bentonitdichtung 2	292 – 312	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Bricketts und Bentonitgranulat
Filterschicht	312 -314	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Verfüllsäule 2	314 - 395	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Filterschicht	395 - 397	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler	abgestufte, mineralische Schüttung

Verschlusselement	Teufe [m]	Funktion	Material
		Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	
Bitumendichtelement	397 - 407	Dichtfunktion, Trennung unterschiedliche hydraulischer/geochemischer Bereiche	"Harte Schale – Weicher Kern"
Filterschicht	407 – 409	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Verfüllsäule 1	409 - 644	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Filterschicht	644 - 646	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bentonitdichtung 1 mit Äquipotenzialsegmenten	646 - 696	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Brikketts und Bentonitgranulat mit Äquipotenzialsegmenten
Filterschicht	696 - 698	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
bitumenverfüllte Schottersäule 1	698 - 794 (Schachtsumpf)	Dichtfunktion bis zur vollständigen Aufsättigung des Bentonitdichtelementes	Hartgesteinsschotter mit reinem Bitumen (B200) verfüllt

6.2 Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD

Das Verschlusskonzept für das Schachtprofil SÜD ist in Abbildung 6-2 dargestellt. Weite Teile des Deckgebirges sind Grundwasserleiter oder Geringleiter. Auch die Hangendformationen des Mitteljura bilden einen Grundwassergeringleiter. Zur Vermeidung stetiger Wasserzutritte in die Schächte wird angenommen, dass die Schächte vollständig mit einem wasserdichten Ausbau versehen sind. Es wird unterstellt, dass das Schachtausbaukonzept in etwa dem Konzept im Deckgebirge der Schächte Gorleben entspricht. Demnach wird ein Zwei-Röhrenkonzept mit Außenröhre und Innenröhre berücksichtigt. Die Außenröhre besteht im Quartär aus Betonformsteinen und darunter bis zum Endlagerniveau aus Stahlringen und Mörtelverfüllung. Die Außenröhre wird in verschiedenen Niveaus durch Aufhänge- und Aufstandsfundamente stabilisiert. Die Innenröhre besteht aus einem Stahlblechmantel und bewehrtem Beton. Die Wasserdichtigkeit des Ausbausystems wird durch eine zwischen Außen- und Innenausbau angeordnete Asphaltabdichtung erzielt. Dies ist vor allem im Tertiär und im Karstgrundwasserleiter relevant. Der Schachtausbau wird für die Betriebszeit des Endlagers (ca. 80 Jahre) ausgelegt. Er wird während der Nachverschlussphase korrodieren und dann nicht mehr dicht sein. Für die frühe Nachverschlussphase wird er aber den Lösungszutritt zum Schacht noch begrenzen. Dies ist von Vorteil, da bis zum Versagenszeitpunkt die Einspannung der Widerlager im Gebirge und die Aufsättigung des Bentonits in den Dichtelementen voranschreiten.

Das Schachttiefste und der Füllortbereich wird mit einer bitumenverfüllten Schottersäule verfüllt. Im Topbereich der Wirtsgesteinsformation bildet ein Bentonitelement mit Äquipotenzialsegmenten die Hauptdichtung des Verschlusssystems.

Zur Trennung der Aquifere soll eine weitere Bentonitdichtung in einer Teufenlage von ca. 400 m errichtet werden. Die Dichtung wird in ihrem Top durch ein Gussasphaltelement ergänzt. Die Bentonitdichtung soll in der lithologischen Einheit jo1 platziert werden, unterhalb der als Karst-Grundwasserleiter bekannten Einheit jo2. Der Gussasphalt soll den Zufluss zum Bentonit-Dichtelement verzögern. Das Dichtungspaket soll verhindern, dass Wässer aus dem bedeutenden Grundwasserleiter jo2 in das Grubengebäude gelangen und dort die hydrochemischen Verhältnisse signifikant verändern.

Der Bereich zwischen beiden Bentonitelementen kann mit einer bitumenverfüllten Schottersäule verfüllt werden. Dort ist die Bentonit-Dichtung im Wirtsgestein bis zum Top des Opalinustons angeordnet. Direkt darüber liegt der Eisensandstein-Aquifer. In diesem Bereich soll der Schacht mit einer bitumenverfüllten Schottersäule versehen werden. Der Flüssigkeitscharakter des Bitumens kann zu einem Eindringen des Bitumens in den porösen Sandstein oder vorhandene Klüfte in der ALZ führen und diese verstopfen. Damit können Zuflüsse verringert und verzögert werden. Als Dichtmaterial soll ein gefülltes Bitumen genutzt werden. An beiden Übergängen muss eine Filterschicht zwischen Bentonit und Schotter eingebaut werden. So ist auch hier gewährleistet, dass das Bentonit-Dichtelement im Opalinuston ausreichend gleichmäßig mit zutretender Lösung beaufschlagt wird. Oberhalb der bitumenverfüllten Schottersäule ist ein weiteres Bentonit-Element angeordnet. Dieses Element trägt dazu bei, eine Aufsättigung der unteren Verfüllsäule aus dem Eisensandstein in Richtung des oberen Bentonit-Dichtelementes zu verlangsamen. Damit soll gewährleistet werden, dass das obere Bentonit-Dichtelement ausreichend Zeit hat, seine Dichtwirkung zu entfalten. Eine zu schnelle

Druckbelastung kann eine Erosion durch „Piping-Effekte“ zur Folge haben, die vermieden werden sollen. Das gesamte Dichtungspaket wird in zwei Betonwiderlager eingefasst. Tabelle 6-2 fasst den beschriebenen Aufbau des Verschlusssystems noch einmal zusammen.

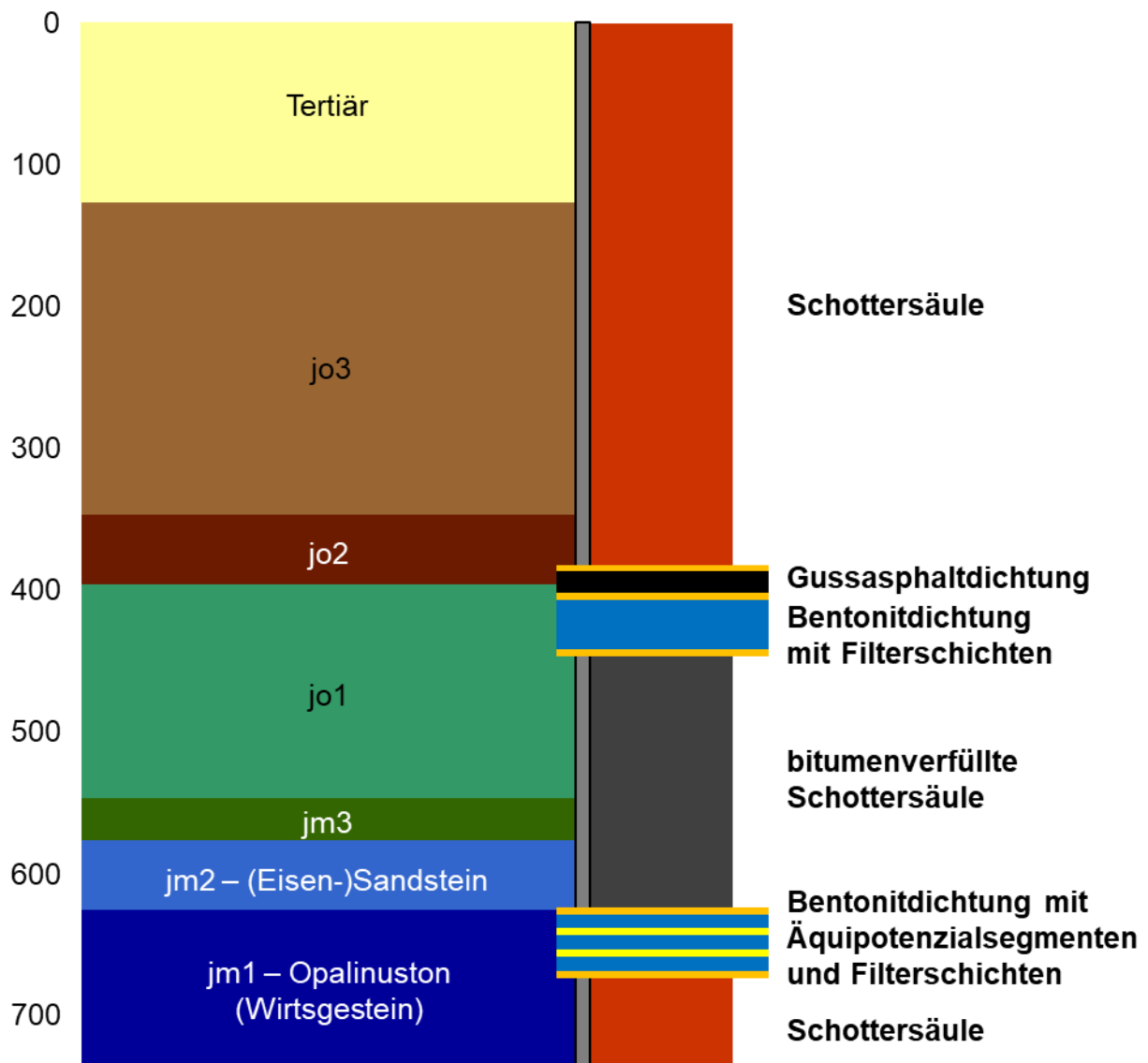


Abbildung 6-2: Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD

Tabelle 6-2: Übersicht Verschlussystem Standort SÜD

Verschluss- element	Teufe [m]	Funktion	Material
Verfüllsäule	0 - 389	Setzungsarme Vollverfüllung	Hartgesteinsschotter
Filterschicht	389 – 391	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Gussasphal- element	391 -401	Dichtfunktion bis zur vollständigen Auf-sättigung des Bentonitelementes	Gussasphalt
Filterschicht	401 – 403	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bentonit- dichtung	403 – 438	Dichtfunktion zum Schutz des oberen Bentonit-Dichtelementes	Binäres Gemisch aus Briketts und Bentonit-granulat
Filterschicht	438 – 440	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bitumenver- füllte Schottersäule	440 - 622	Dichtfunktion bis zur vollständigen Auf-sättigung des Bentonitelementes	Hartgesteinsschotter-säule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt
Filterschicht	622 – 624	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bentonit- dichtung	624 - 654	Dichtfunktion	Binäres Gemisch aus Briketts und Bentonit-granulat mit Äquipoten-zialsegmenten
Filterschicht	654 – 656	Vergleichmäßigung des Fluidzutrittes zur Bentonitoberfläche zur Vermeidung lokaler Quelleffekte und damit Inhomogenitäten	abgestufte, mineralische Schüttung
Bitumenver- füllte Schottersäule	656 – 696 (Schacht- sumpf)	Dichtfunktion bis zur vollständigen Auf-sättigung des Bentonitelementes	Hartgesteinsschotter-säule mit beschwertem Bitumen (B200) verfüllt

6.3 Verbleibende offene Fragen und mögliche Optimierungen

Die entwickelten zwei Verschlusskonzepte für Schächte im Tongestein basieren auf einer Reihe von Annahmen. Während der Bearbeitung wurden verschiedene offene Fragestellungen aufgeworfen:

- I. Die erstellten Modelle zur Aufsättigung und Druckentwicklung innerhalb des Grubengebäudes beinhalten auch eine Abschätzung der Gasdruckentwicklung. Diese Abschätzung beruht auf dem Endlagerkonzept (Lommerzheim & Jobmann 2015) und den Korrosionsraten (Jobmann et al. 2017b). Weitere konzeptionelle Anpassungen führen ggf. zu einer veränderten Gasdruckentwicklung und müssen bei der Auslegung aller Verschlüsse berücksichtigt werden.
- II. Das Bitumen wird heiß (bis 180°C) eingebaut. Die durchgeführten numerischen Berechnungen zum Heißeinbau von Asphaltdichtungen zeigen, dass durch die thermischen Einwirkungen keine Vergrößerung der Auflockerungszone auftritt. Eigenschaftsänderungen an der Kontur bzw. im konturnächsten Bereich sind aber nicht ausgeschlossen. Um dies genauer beurteilen zu können, sollten Untersuchungen an den potenziellen Wirtsgesteinen vertieft und die genutzten Materialmodelle weiterentwickelt werden.
- III. Innerhalb der ALZ kann in Folge der sekundären Spannungsumlagerungen während des Raubens des Ausbaus und des Nachschneidens je nach Eigenschaften des Tongesteins zügig eine erneute bzw. zusätzliche Schädigung auftreten. Die Notwendigkeit eines Nachschnittes ist zu prüfen. Weiterhin sollte ein möglichst gebirgsschonendes Verfahren zum Nachschneiden der Kontur entwickelt werden.
- IV. Zur Bestimmung der Bemessungswerte für die Permeabilität des Bentonit-Dichtelementes wurden Ergebnisse aus Laboruntersuchungen und Literaturquellen herangezogen. Die Beurteilung der Kontaktfuge beruht gänzlich auf Annahmen. Für eine spätere Nachweisführung muss eine umfassende Datenbasis zur Verfügung stehen, um die tatsächlich in-situ bautechnisch erzielbare Permeabilität in die Berechnungen einfließen lassen zu können. Für die Bestimmung der Eigenschaften in der Kontaktfuge besteht zusätzlicher Forschungsbedarf.
- V. Der Bemessungswert für die Permeabilität der Kontaktfuge zwischen Bentonitdichtung und Gebirge wurde geschätzt, da bisher keine Erkenntnisse über deren Ausprägung vorliegen. Für die Bestimmung der integralen Permeabilität und auch zum Nachweis der Rissbeschränkung sollten die Kenntnisse zur Ausprägung, Permeabilität und zum Verhalten der Kontaktzone zwischen Dichtelementen und dem konturnahen Gebirgsbereich weiter vertieft werden.
- VI. Niedrig permeabler Beton könnte als alternatives Dichtelement eingesetzt werden. Zusätzliche Injektionen können die Permeabilität der Kontaktfläche oder auch der umgebenden ALZ verringern. Anwendungsbeispiele solcher Betontypen sind aus ver-

schiedenen internationalen Endlagerprojekten bekannt. Die Einhaltung der geforderten Permeabilität im Baukörper und damit die Eignung eines solchen Betons sind noch nachzuweisen.

- VII. Die Ausprägung der Betonkorrosion sowie die damit verbundenen Wechselwirkungen zwischen Lösung, Ausbau, Dichtung und Gebirge sind bisher nicht hinreichend bekannt.
- VIII. Bitumen ist langzeitstabil, unterliegt aber einer Strukturalterung und mikrobielle Zersetzung, die über lange Zeiträume zu einer Veränderung der Eigenschaften führt. In diesem Zusammenhang ist zu klären, welchen Einfluss die Bitumenalterung auf die Funktionsfähigkeit hat und wie sich dies auf die Definition eines Funktionszeitraumes auswirkt.

7 Schachtverschlusskonzepte für Salzgestein in der flachen Lagerung

7.1 Anforderungen und Prämissen für die Konzeptentwicklung

Allgemeine und spezielle Anforderungen an einen Schachtverschluss für Endlager im Steinsalz und im Tongestein wurden bereits in der ersten Phase dieses ELSA-Vorhabens (Kudla et al. 2013) zusammengestellt. Diese Anforderungen dienen als Grundlage für die Konzeptentwicklung. Eine Übersicht über die Anforderungen an Schachtverschlüsse ist in Anhang A wiedergegeben. Diese beruhen in erster Linie auf den „Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle“ (BMU 2010) und dem Sicherheits- und Nachweiskonzept für eine Endlagerung im Tongestein (Jobmann et al. 2017a) und Steinsalz (Mönig et al. 2012).

Prämissen zur Konzeptentwicklung sind, dass die Verschlüsse zum einen redundant und diversitär und zum anderen modular aufgebaut sein sollen, um an verschiedene geologische Formationen bzw. Lithologien gut angepasst werden zu können.

Darüber hinaus sollen folgende Prämissen für die Positionierung von wesentlichen (im Wirtsgestein/ewG) und weiteren Dichtelementen (im Deckgebirge) gelten:

- Die Standorte der Dichtelemente sollen so gewählt werden, dass, für den Fall, dass Teile des Schachtes im ewG liegen, die wesentliche Dichtung innerhalb des Wirtsgesteins, möglichst auch innerhalb des ewG liegt.
- Deckgebirgsdichtungen (weitere Dichtungen) sollen so positioniert werden, dass diese nicht direkt in einem Aquifer, sondern im Bereich von dichten Schichten des Deckgebirges liegen, damit sie den Zufluss von oben zur Dichtung im Salz bzw. ewG begrenzen.
- Der Ausbau im Bereich der Dichtelemente wird in jedem Fall entfernt.
- Im Bereich der Dichtelemente wird das Gebirge entsprechend den Ergebnissen der Permeabilität der konturnahen ALZ um mehrere Dezimeter bis Meter beraubt.

Weiterhin sind folgende speziellen Anforderungen zu beachten:

- Positionierung der Dichtung in einem durch bergbaulich bedingte Spannungsumlagerungen wenig beeinflussten Gebirgsbereiches
- Verwendung langzeitstabiler Baumaterialien
- Erprobte Technologien, Einfachheit, Robustheit, Wartungs- und Nachsorgefreiheit, Natur als Vorbild (Orientierung an Natürlichen Analoga)
- sofortige Wirksamkeit, vgl. (Kudla et al. 2013)

Grundsätzlich wird nachfolgend zwischen *sofort wirksamen* Dichtelementen und *verzögert wirksamen* Dichtelementen unterschieden. Bei *sofort wirksamen* Dichtelementen handelt es

sich um Dichtelemente, die direkt (oder eine „sehr kurze Zeitspanne“) nach dem Einbau dichtend wirken. Unter einer kurzen Zeitspanne wird ein vorhersehbarer bzw. erlebbarer Zeitraum von einigen Stunden bis zu wenigen Tagen definiert. Untersuchungen zu einer für Bentonitdichtelemente mit Äquipotenzialsegmenten noch vertretbaren Flüssigkeitsdruckanstiegsgeschwindigkeit werden im vorliegenden Vorhaben im AP4 durchgeführt. Bei *verzögert wirksamen* Dichtelementen handelt es sich um Dichtelemente, die erst nach „einer längeren Zeitspanne“ dichtend wirken. In dieser Zeitspanne hat das Gebirge Zeit, die Dichtelemente durch Kriechprozesse einzuspannen, wie zum Beispiel Salzgrus.

7.2 Auswahl geeigneter Verschlusselemente (Module)

Den derzeitigen aktuellen Stand der Technik für flüssigkeitsdichte und langzeitstabile Schachtverschlüsse für den Abschluss von Untertagedeponien sowie für die trockene Verwahrung ehemaliger Salzgruben beschreibt das Schachtverschlusskonzept "Salzdetfurth" (Breidung 2002) (Kudla et al. 2013). Nach diesem Konzept besteht der Schachtverschluss aus Bentonit-Dichtelementen und Widerlagern aus Hartgesteinsschotter. Beide Materialien – Bentonit und Basalt – sind unter salinaren Bedingungen langzeitstabil.

Ein ähnlicher Aufbau aus verdichtetem Bentonit und Schotterwiderlagern wird von der Nagra für die Schachtversiegelung des zukünftigen Schweizer Endlagers im Tongestein vorgeschlagen (Nagra, 2002).

Deshalb wird dieses Konzept mit den Verschlusselementen Bentonitdichtelement und Schotterwiderlager als Basiskonzept ausgewählt.

Gegenüber den Schachtverschlüssen für den Abschluss von Untertagedeponien sowie für die trockene Verwahrung ehemaliger Salzabbaue besteht bei Schachtverschlüssen für Endlager radioaktiver Abfälle die zusätzliche Anforderung nach diversitärer Auslegung des Dichtsystems. Daraus resultiert für das Wirtsgestein Steinsalz die folgende Erweiterung des Basiskonzeptes um zusätzliche Verschlusselemente (Tabelle 7-1).

Inwieweit ein Funktionselement bzw. Material als Dichtelement tatsächlich wirkt, hängt auch von der Möglichkeit ab, die Kontaktzone und die Auflockerungszone im Bereich des Funktionselementes abzudichten. Ob dies durch das Dichtelement an sich oder durch zusätzliche Maßnahmen (z. B. Injektionen) möglich ist, muss im Einzelfall entschieden werden. Wird in der Tabelle ein Element als „Dichtelement“ bezeichnet, so bezieht sich die Bezeichnung immer auf das Material bzw. das Element selbst und nicht auf die Kontakt- oder Auflockerungszone im Bereich des Elementes.

Tabelle 7-1: Zusätzliche Funktionselemente für Schachtverschlüsse für HAW-Endlager im Steinsalz

Funktionselement / Material	Vorgesehene Funktion
Füllsäule aus verdichtetem Salzgrus (im Gemisch mit Ton)	• Stützfunktion (Hilfswiderlager) • Dichtelement
MgO-Ortbeton (vorzugsweise mit der thermodynamisch stabilen 3-1-8-Bindemittelphase)	• Statisches Widerlager • Dichtelement
Asphalt / Bitumen	• Dichtelement (diversitär zum Bentonitdichtelement mit sofortiger Wirksamkeit)

7.2.1 Bentonitdichtungen

Eine Zusammenfassung zum Stand der Realisierung von Bentonitdichtelementen ist in Gruner (2010) vorgenommen worden. Für die Anwendung im Schachtverschlusskonzept kommt ein binäres Gemisch aus Bentonitbriketts und Granulat 0-3 mm zum Einsatz, das am Dichtungsstandort eingebaut und verdichtet wird. Referenzmaterial ist Calcigel der Süd-Chemie (jetzt Clariant Produkte (Deutschland) GmbH, Moosburg). Die Herstellung der Vorprodukte (Briketts, Granulat) erfolgte im Werk Bergmannsseggen Hugo der K+S Kali GmbH. Ein System zur Qualitätssicherung für die beiden Bentonitprodukte und deren Einbau ist über mehrere Jahre entwickelt und umgesetzt worden (Wilsnack et al. 2008).

Nach dieser oben beschriebenen und erprobten Technologie kann eine Einbautrockendichte des Bentonitdichtelementes von 1,7 bis 1,75 t/m³ erreicht werden. Bei einer angenommenen Volumenkonstanz des Dichtelementes ($dV = 0$) folgt daraus im Kontakt mit gesättigter NaCl-Lösung eine hydraulische Leitfähigkeit von ca. $2 \cdot 10^{-12}$ m/s und ein Quelldruck von ca. 2 MPa. Bei einer Auflockerung bzw. Verschiebung des Dichtelementes vergrößert sich die hydraulische Leitfähigkeit und verringert sich der Quelldruck entsprechend der Dichtereduzierung.

Das Hauptdichtelement aus Bentonit kann in seiner Dichtwirkung zur Vergleichmäßigung der Flüssigkeitsausbreitung durch Äquipotenzialsegmente verbessert werden (Königer et al. 2008).

7.2.2 Schottersäulen

Verfüllsäulen aus Schotter ermöglichen die Vollverfüllung der Schachtsäule. Der Einsatz langzeitstabiler und hochfester Hartgesteinsschotter erlaubt die Errichtung von Verfüllsäulen mit nur geringen Setzungen. Materialien wie Basalt, Serpentin oder Diabas werden auch in der Bauindustrie als Schotter genutzt und sind sehr gut verfügbar. Die Festigkeit des verwendeten Materials muss ausreichend groß sein, um den statischen Belastungen im Verschluss bzw. der Verfüllsäule zu widerstehen. Gelingt der Nachweis hinreichend geringer Setzungen innerhalb der Schottersäule, können diese auch als Widerlager genutzt werden.

Das große Porenvolumen der Schottersäule kann als Speicherraum für zutretende Fluide genutzt werden. Inwieweit dies sinnvoll ist, hängt vom gesamten Schachtverschlusskonzept und insbesondere von den zu betrachtenden Versagensszenarien ab.

7.2.3 MgO-Beton

Im klassischen Salzbergbau werden MgO-Baustoffe immer dort eingesetzt, wo aufgrund eines nicht auszuschließenden Zutritts Mg-haltiger Lösungen die Anwendung zementbasierter Baustoffe nicht sinnvoll ist. Dies betrifft generell alle Baumaßnahmen im Kalibergbau und weiterhin die Bauwerke im Steinsalz, in deren Umgebung (Grubengebäude) Mg-haltige Salze anliegen. In letzterem Fall stellt sich auch bei Zutritt einer primär reinen NaCl-Lösung ein entsprechender Mg-Gehalt der Lösung ein, da die Löslichkeit der Mg-Salze höher als die Löslichkeit des Steinsalzes ist. Deshalb wird hier für monolithische Widerlagerelemente dem MgO-Beton der Vorrang gegenüber dem Salzbeton (mit zementbasiertem Bindemittel) gegeben. Durch eine zusätzliche Vergütung der Kontaktzone zwischen der Steinsalzkontur und dem MgO-Beton kann einem solchen Baukörper auch eine Dichtfunktion zugeordnet werden.

Umfangreiche Untersuchungen gemeinsam mit dem Institut für Anorganische Chemie haben zur Entwicklung eines MgO-Betons auf Basis der 3-1-8 Bindemittelphase $[3\text{Mg}(\text{OH})_2 \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 8\text{H}_2\text{O}]$ geführt (Freyer et al. 2015), der unter den oben genannten Bedingungen thermodynamisch langzeitstabil ist (Rezeptur C3). Die meisten praktischen Erfahrungen liegen zum MgO-Baustoff A1 vor, der auch auf der 3-1-8-Bindemittelphase basiert. Neue Ergebnisse zu möglichen MgO-Baustoffen unterschiedlicher Rezepturen (A1, B2, C3, D4) sind in Freyer et al. (2015) beschrieben.

Wenn bei einem zylindrischen Widerlager aus MgO-Beton ein Lastfall auftreten kann, bei dem die Schubfestigkeit bzw. Scherfestigkeit in der Kontaktfuge überschritten wird, muss das Widerlager

- a) so verlängert werden, dass die Schubspannung in der Kontaktfuge ausreichend reduziert wird und unter Einrechnung eines Sicherheitsfaktors unterhalb der Schubfestigkeit bleibt,
- b) oder die zylindrische Widerlagerform aufgegeben und eine konische oder verzahnte Form des Widerlagers gewählt werden.

7.2.4 Salzgrus-Ton-Gemische

Für das Wirtsgestein Steinsalz ist die Verwendung von Füllsäulen aus verdichtetem Salzgrus eine schon lange angestrebte Option. Zu diesem Material wurde im Rahmen des vorliegenden Vorhabens ELSA Versuche durchgeführt. Ergebnisse, die sowohl die Zusammensetzung des Ausgangsmaterials als auch das Einbauverfahren betreffen sind ausführlich in Kudla et al. (2020) dokumentiert.

In Laborversuchen wurden verschiedene Zusammensetzungen des Gemisches aus Salzgrus und Friedländer Tonmehl untersucht. Alternativ zum Friedländer Tonmehl kann auch Bentonitmehl verwendet werden. Das Basisgemisch aus Salzgrus wird aus geeigneten Einzelfraktionen zusammengemischt. Die stetige Kornverteilung der Salzfraktion entspricht der Fullerkurve.

Die Zugabe von Tonmehl und Wasser führt zu einer Verbesserung der Verdichtbarkeit bzw. einer geringeren Restporosität des verdichteten Gemisches. Die optimale Menge des zugegebenen Tons und des Wassers ist wiederum von der Verdichtungsenergie und wahrscheinlich auch vom Verdichtungsverfahren selbst abhängig. Durch Laborversuche mit einem Marshall-Gerät wurde bei einer Verdichtungsenergie von 15,4 MJ/m³ (bezogen auf das Feststoffvolumen) mit einem Salzgrusgemisch mit 7,8 M% Friedländer Ton und 3,4 M% Wasser (jeweils bezogen auf die Gesamtmasse der trockenen Partikel) eine Restporosität (Gesamtporen) von 7,8 % erreicht. Es wird eingeschätzt, dass mit konventioneller Verdichtungstechnik (Rüttelplatten) und relativ geringen Schichthöhen von 10 cm das Salzgrus-Ton-Gemisch mit einer Gesamtporosität von ca. 15 % eingebaut werden kann. Für die Einbau-Porositäten < 10 % sind spezielle Verdichtungsverfahren (z. B. Terra-Mix-System) mit hoher Verdichtungsenergie erforderlich. (Kudla et al., 2020)

7.2.5 Bitumen-Asphalt-Elemente

Die Kombination von Ton mit Bitumen/Asphalt hat sich im klassischen Bergbau langjährig bewährt (Herold & Gruner 2011). Aufgrund des Flüssigkeitscharakters von Bitumen müssen für den Bau von Bitumen- und Asphalt-dichtelementen entsprechende Regeln zur Einstellung der Dichte gegenüber der Dichte der angenommenen Zutrittslösung eingehalten werden (Tabelle 7-2). Werden diese Regeln nicht eingehalten, kommt es infolge von dichtebedingten Umschichtungen zu Instabilitäten, insbesondere zu einer Lageänderung des Bitumens.

Tabelle 7-2: Bauausführung von Bitumen/Asphaltdichtungen für Schachtverschlüsse

Dichtelement	Bauausführung
Obere Asphaltdichtung (Flüssigkeitsdruck von oben) → $\rho_{\text{Asphalt}} > \rho_{\text{Lösung}}$	- Einbau von Gussasphalt - Berücksichtigung einer thermisch beeinflussten Schicht im benachbarten Bentonitdichtelement oder Bemessung einer speziellen Übergangsschicht - Fortsetzung des Baus nach Erkalten des Gussasphalts
Untere Bitumendichtung (Flüssigkeitsdruck von unten) → $\rho_{\text{Bitumen}} < \rho_{\text{Lösung}}$	- Heißeinbau von Bitumen auf eine thermisch stabile Unterlage - Weiterbau nach Abkühlung des Bitumens und Erreichen einer Mindestviskosität, die ein Einsinken der darüber einzubauenden Materialien ausschließt

Bei der technischen Ausführung von Dichtelementen aus Bitumen/Asphalt für Schachtverschlüsse bestehen folgende Prämissen:

- Der Heißeinbau von Bitumen, Asphaltmastix (=Bitumen-Sand-Gemisch) oder Gussasphalt für Schachtverschlüsselemente im Steinsalz ist prinzipiell möglich. Es liegen umfangreiche Erfahrungen vor. Nachteilig sind die nicht zu vermeidenden Abkühlzeiten und das sich entsprechend der Temperaturdifferenz ergebende Nachschumpfen (Herold 2011).
- Der im Wasserbau praktizierte Einbau von Asphaltbeton mit nachfolgender Verdichtung und Qualitätskontrolle ist in Schächten bisher nicht getestet worden, da durch die

hohe Asphalttemperatur umfangreiche und auch aufwendige Bewetterungsmaßnahmen notwendig sind.

- Die unterschiedliche Benetzbarkeit von Bitumen an verschiedenen Gesteinen, kann dazu führen, dass das Bitumen an der Gebirgskontur nur gering haftet. Untersuchungen haben gezeigt, dass auch am Steinsalz eine Verringerung der Haftfestigkeit von Bitumen und von Asphalt nach dem Abkühlen eintreten kann. Durch einen in der Viskosität und der Zusammensetzung speziell abgestimmten Voranstrich (Glaubach et al. 2008) kann die Benetzbarkeit der Gebirgsoberfläche verbessert werden.
- Die Realisierbarkeit von bitumenverfüllten Schottersäulen wurde bisher in Technikumsversuchen und einem Großversuch an der Geländeoberfläche getestet (Glaubach et al. 2014). Schotter-Asphaltmastix-Elemente können jedoch nicht realisiert werden, da der Asphaltmastix aufgrund der enthaltenen Gesteinskörnungen und der deshalb hohen Viskosität nicht in der Lage ist, in die Porenräume zwischen den Schotterpartikeln vollständig einzudringen.

7.3 Grundkonzept für Schachtverschlüsse für das Endlagerstandortmodell Flache Lagerung

Die Randbedingungen für die Wirtsgesteine Salz und Tongestein sind im Teil 1 des Vorhabens ELSA (Kudla et al. 2013) beschrieben worden. Für das Wirtsgestein Steinsalz liegt bereits ein Schachtverschlusskonzept für HAW-Abfälle vor, das im Rahmen der vorläufigen Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben (VSG) entwickelt wurde (Müller-Hoeppe et al. 2012). Auf dieses Konzept wird nachfolgend nicht weiter eingegangen.

7.3.1 Kurzbeschreibung der geologischen und hydrogeologischen Randbedingungen

Bei den im Folgenden betrachteten Salzgesteinen handelt es sich um Salzablagerungen (Steinsalz mit > 90% NaCl, Anhydrit, Kalisalze, Salztone), die unter ariden Klimabedingungen, wie sie erdgeschichtlich in Mitteleuropa vor allem in Zeitabschnitten des Perm, des Mesozoikum und des Tertiärs vorherrschten, entstanden sind. In Deutschland am weitesten verbreitet sind die Salzgesteine des Zechsteins (Oberperm). Es handelt sich dabei um zyklische Abfolgen aus Tonen, Karbonaten, Sulfaten und Chloriden, wobei sieben Hauptzyklen (z1 bis z7) unterschieden werden können.

Aufgrund ihrer lithostratigraphischen Entstehung sowie ihrer geologisch-tektonischen Entwicklung werden standortspezifisch zwei Salzkonfigurationen unterschieden:

7.3.1.1 Salzgesteine in flacher Lagerung

Die in Mitteldeutschland dominierenden Salzgesteine des Zechsteins sind zumeist in größerer lateraler Erstreckung flach gelagert und spiegeln damit – abgesehen von diagenetisch bedingten Veränderungen – weitgehend die sedimentationsbedingten Lagerungsverhältnisse wieder. Die vertikale Mächtigkeit beträgt regional unterschiedlich, z. B. abhängig von der Beckenposition oder als lokale Aufstauung in Form eines Salzkissens mit konkordanten Hangendschich-

ten, bis zu mehrere 100 m. Die laterale Erstreckung ist häufig, abhängig von der lokalen tektonischen Situation, kleinräumigen Schwankungen (z. B. Anhydritklippen) unterworfen und kann zu den Randbereichen hin, z. B. durch sekundäre Ablaugungsprozesse im Bereich des Salzhangs, deutlich abnehmen.

7.3.1.2 Salzgesteine in steiler Lagerung

Infolge halokinetischer Prozesse kommt es zu einem Salzaufstieg mit Durchbruch der überlagernden Sedimente, so dass im Nordwesten Deutschlands die Salzvorkommen in Form von Salzkissen (mit diskordantem Deckgebirge, u. a. mit Grabenbildung), Salzstöcken (Salzdiapiren) und Salzmauern dominieren. Die flächige Ausdehnung dieser Salzgesteinskörper variiert, wobei insbesondere der interne Aufbau mit stratigraphisch und lithologisch unterschiedlichen Salzgesteinen aufgrund der halokinetischen Prozesse sehr komplex sein kann. Nach Baldschuhn et al. (2001) liegt der Wurzelbereich dieser Salzstrukturen teilweise mehr als 4.000 m tief. Die hier als Referenz betrachteten Salzstöcke (z. B. Gorleben) zeichnen sich dadurch aus, dass durch die Halokinese insbesondere im Kern, der durch das mobile Staßfurt-Hauptsalz gebildet wird, eine weitgehende Homogenisierung des geschichtet abgelagerten Salzgesteins stattgefunden hat und gleichzeitig der Hauptanhydrit zerblockt ist, wobei die Schollen in einer dichten Salzmatrix eingebettet sind.

Neben dem in der VSG betrachteten Salzstock Gorleben wird hier als zweite Referenz für die Wirtsgesteinsoption Steinsalz als Alternative die flache Lagerungsform betrachtet.

Als Präzisierung wird festgelegt, diese Betrachtungen nicht nur auf die reine flache Lagerung zu beziehen, sondern auch auf Salzkissen der flachen Lagerungsform (mit möglichst intakten Hangendschichten) zu erweitern, weil dort Salzmächtigkeiten bis zu mehreren Hundert Metern erreicht werden (Abbildung 7-1).

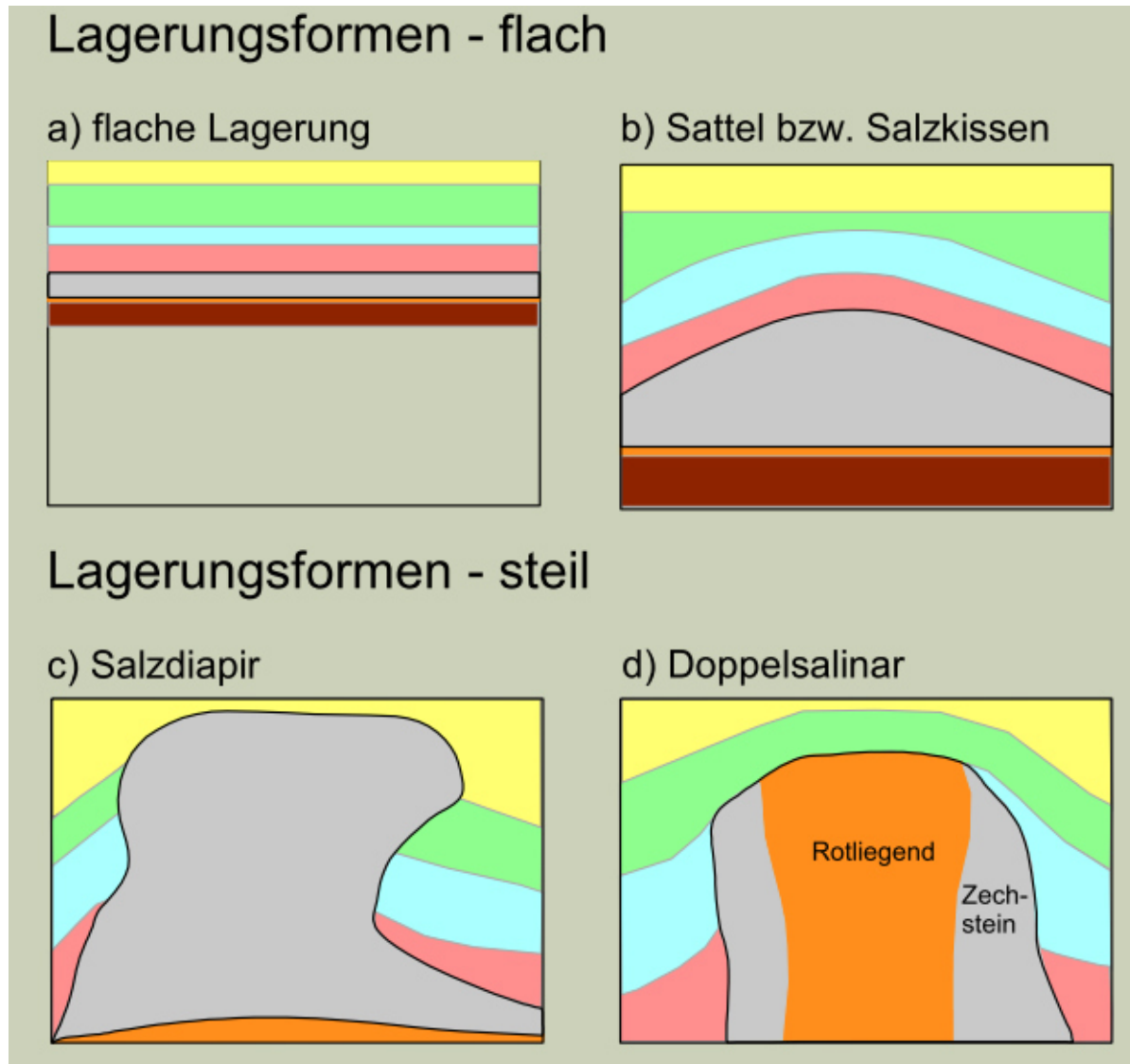


Abbildung 7-1: Typisierung von Salzstrukturen (Minkley et al. 2010)

Als Beispielstandort für diese Lagerungsform des Steinsalzes "Salzkissen mit flacher Lagerung" wird der bereits im Vorhaben 02C1264 "Beweissicherungsprogramm zum geomechanischen Verhalten von Salinarbarrieren nach starker dynamischer Beanspruchung und Entwicklung einer Dimensionierungsrichtlinie zum dauerhaften Einschluss" (Minkley et al. 2010) betrachtete Standort im Raum nördlich von Zielitz ausgewählt (Abbildung 7-2).

Der in Abbildung 7-2 dargestellte Schichtaufbau ist in seiner stratigraphischen Abfolge repräsentativ und in ähnlicher Weise auch bei anderen möglichen Standorten der Salzkissen in Nordostdeutschland (z. B. Sachsen-Anhalt, Brandenburg und Mecklenburg-Vorpommern) mit flacher Lagerung anzutreffen. Die Zechsteinlagen (Staßfurt-, Leine- und Aller-Folge) liegen im Teufenbereich zwischen 300 m und 1100 m. Das für die Anlage eines Endlagers vorgesehene Staßfurtsteinsalz erreicht Mächtigkeiten bis über 600 m. Die im Hangenden des z2 auftretenden Kalisalze (z. B. Carnallit) weisen Mächtigkeiten in der Größenordnung von wenigen 10er-Metern auf. Hervorzuheben sind der Graue (T3) und Rote Salzton (T4) als die im Hangenden

ausgewiesenen Schutzschichten. Die Wirkung der Schutzschichten kann durch glaziale Rin-
nenbildung beeinträchtigt werden. Ob dies tatsächlich der Fall ist, ist standortabhängig.

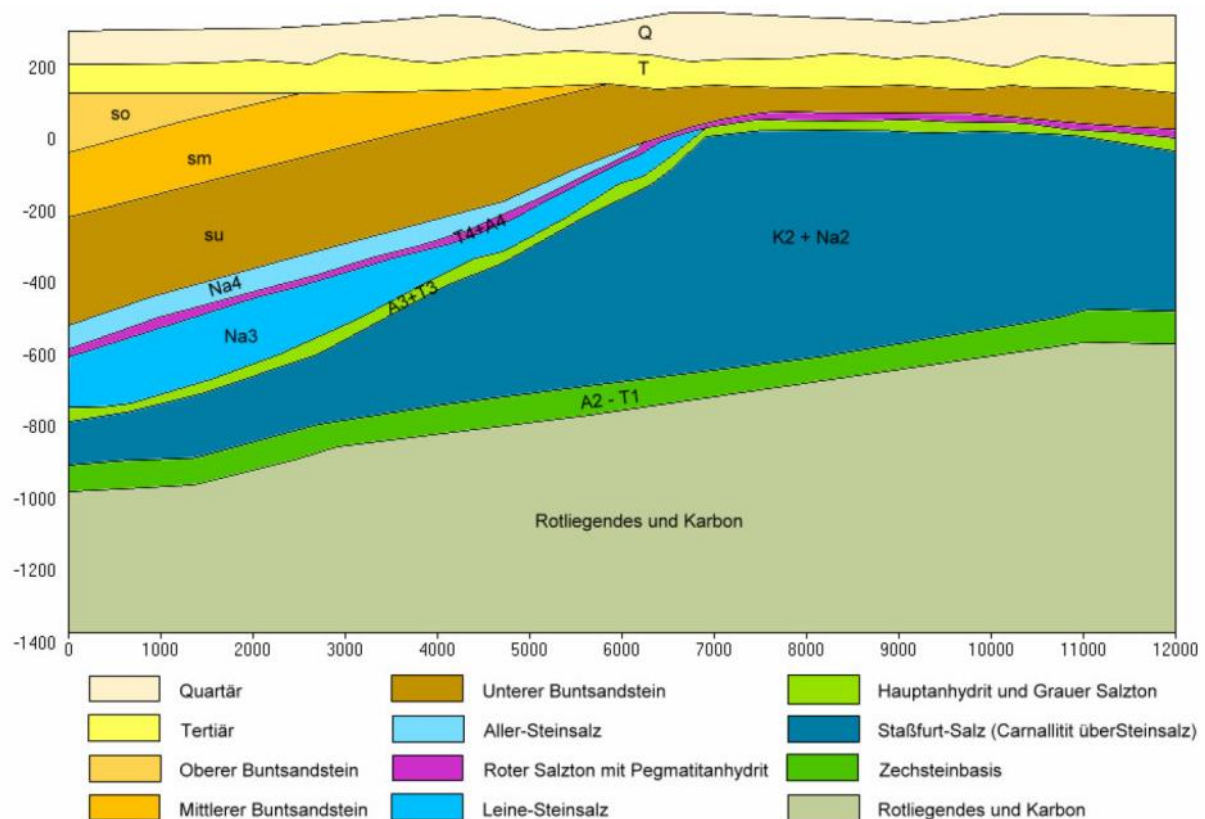


Abbildung 7-2: Schematischer geologischer Schnitt für den Referenzstandort Steinsalz der flachen Lagerung (in vertikaler Richtung 5-fach überhöht), (Minkley et al. 2010)

Charakteristisch für Salzkissen mit flacher Lagerung sind der überschaubare einfache geologische Aufbau mit einem Mehrbarriersystem aus Tonmergelschichten im Unteren Buntsandstein und aus Salzton sowie der große Abstand der Steinsalzschieben zu den wasserführenden Horizonten. Mögliche vertikale, Fluiddruck-getriebene Strömungsvorgänge können so behindert bzw. blockiert werden. In der flachen Lagerungsform lassen sich somit die Vorteile des Wirtsgesteins Salz mit denen des Wirtsgesteins Ton verbinden (Minkley et al. 2010), (Minkley et al. 2013), (Schreiber et al. 2015).

7.3.2 Varianten zur Anordnung der Module

Nach den im Abschnitt 7.2 dargestellten Verschlusselementen sind für das modulare Grundkonzept für das Endlagerstandortmodell Steinsalz – Flache Lagerungsform die nachfolgenden Kombinationen möglich.

7.3.2.1 Varianten für primär lastabtragende Module (Widerlager):

- Schottersäule
- Bitumenverfüllte Schottersäulen
- Schotter – MgO-Baustoff
- MgO-Beton – Bitumen / Asphalt (zusätzliche Dichtwirkung)

Monolithische Widerlagerelemente können nach dem Stand der Technik errichtet werden. Elemente in Mauerwerksbauweise, die in Schottersäulen integriert sind, sind nicht sinnvoll, da bei geringen Verschiebungen große Kantenpressungen auftreten, die zum Bruch führen. Es ist zudem nicht sinnvoll, solche Elemente in Schottersäulen zu integrieren, da hier in einem Kontinuumselement harte Steifigkeitssprünge auftreten. Bitumenverfüllte Schottersäulen befinden sich in der Erprobung.

Kombinationen aus Schotter mit MgO-Beton erfordern bei entsprechender Bemessung keine spezielle Widerlagergeometrie, so dass für diesen Fall nach bisherigem Kenntnisstand eine Beraubung eines unter Umständen vorhandenen Mauerwerks nicht erforderlich ist, wenn der Formschluss zwischen Mauerwerk und Gebirge ausreichend ist. Allerdings muss geklärt werden, inwieweit das Mauerwerk im Gesamtsystem langzeitstabil ist.

Vorteilhaft sind Kombinationen aus MgO-Beton und Bitumen/Asphalt, da in diesem Fall für das Bitumen in axialer Richtung keine Ausweichmöglichkeiten bestehen, so dass die Bitumenelemente als relativ dünne Schichten ausgebildet werden können (Abbildung 7-3) sofern im Widerlager keine Risse auftreten.

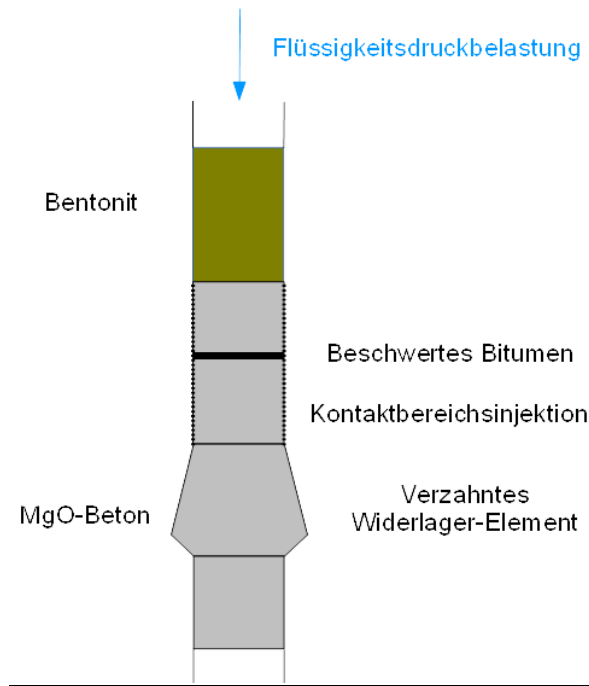


Abbildung 7-3: Bentonitdichtelement mit nachfolgendem Element aus MgO-Beton mit integrierter Bitumendichtschicht

7.3.2.2 Varianten für primär abdichtende Module (Dichtelemente)

Das Hauptdichtelement besteht aus Bentonit (vorzugsweise trocken eingebautes binäres Gemisch aus Briketts und Granulat). In das Bentonitdichtelement werden Äquipotenzialsegmente integriert. Mit dem Bentonitdichtelement sind folgende Kombinationen möglich:

- Bentonit – Bitumen/Asphalt
- Bentonit – Salzgrus-Ton-Gemisch

Einen Aufbau mit Kombinationen aus Bentonit/Ton mit Bitumen/Asphalt (vgl. Abbildung 7-4) wird typischerweise für den Verschluss konventioneller Bergwerke mit lösungserfülltem Grubenengebäude genutzt. Hierbei sind die in Tabelle 7-2 aufgeführten Regeln berücksichtigt worden.

Der Übergang zwischen Bitumen und dem binären Bentonitgemisch im trockenen Ausgangszustand wird aus einer geringpermeablen Zwischenschicht aus verdichtetem feinkörnigen Füllmaterial (z. B. Feinsand mit Kalksteinmehl, $0,1 \mu\text{m} - 1 \text{ mm}$, $k = 10^{-14}$ bis 10^{-15} m^2) errichtet. Dadurch wird sowohl das Einsinken der Bentonitbriketts in das viskose Bitumen als auch das Eindringen von Bitumen in den Porenraum des binären Gemisches minimiert.

Kombinationen aus dem binären Bentonitgemisch und verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch sind möglich.

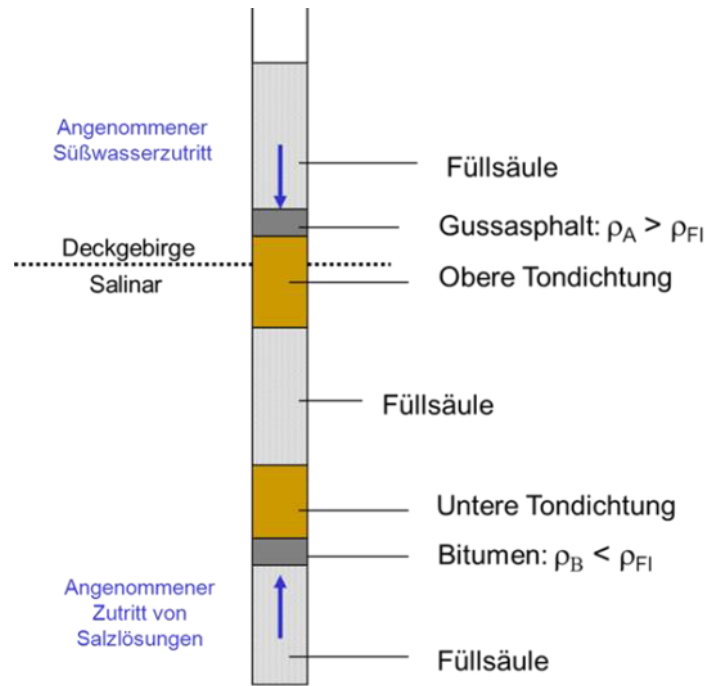


Abbildung 7-4: Prinzipieller Aufbau eines "klassischen" Schachtverschlusses für den Verschluss lösungserfüllter Grubenbaue mit kombinierten Dichtelementen aus Ton und Bitumen/Asphalt (obere Dichtung gegen Süßwasserzutritt und untere Dichtung gegen Laugenzutritt von unten)

Bei der Bemessung der Bentonitdichtelemente (Tondichtungen in Abbildung 7-4) hinsichtlich des für die Abdichtung der Kontaktzone erforderlichen Quelldrucks ist die Verformbarkeit (Kompaktionsfähigkeit) des Salzgrus-Ton-Gemisches (Füllsäule in Abbildung 7-4) zu berücksichtigen, die zu einer Auflockerung des Bentonitdichtelementes führt. Damit besteht ein Zusammenhang zwischen der Verformbarkeit des Salzgrus-Ton-Gemisches und dem infolge der Dichterduzierung des Bentonitdichtelementes auftretenden Quelldruckabfall. Im Salzgrus-Ton-Gemisch ist aufgrund der niedrigen effektiven Tontrockendichte im Gemisch nicht mit einer Quelldruckentwicklung zu rechnen.

Abbildung 7-5 zeigt eine mögliche Anordnung der Verschlusselemente in einem Mehrbarriersystem, in dem ein Asphaltelement, ein verdichtetes Salzgrus-Ton-Element und ein Bentonitdichtelement kombiniert werden. Das primär als Widerlager konzipierte MgO-Beton-Element kann durch Zusatzmaßnahmen (Kontaktbereichsinjektion, integrierte Bitumendichtschichten) für eine zusätzliche Dichtfunktion ertüchtigt werden.

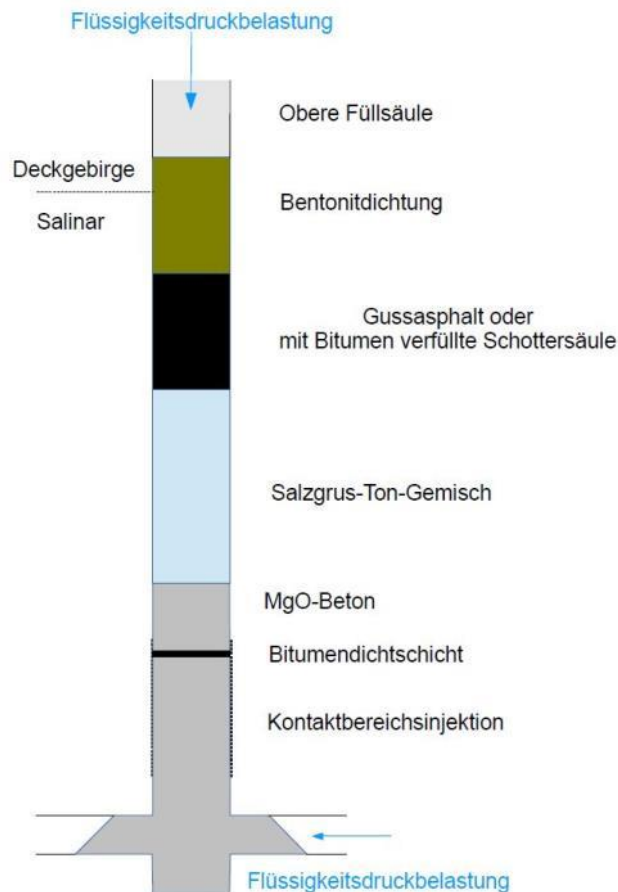


Abbildung 7-5: Prinzipielle Anordnung der Elemente eines Multi-Barrierensystems für einen Schachtverschluss für ein zukünftiges Endlager im Steinsalz der flachen Lagerung

Die Anordnung der einzelnen Elemente muss die unterschiedliche Funktionsweise der Dichtelemente, ihre hydraulische Leitfähigkeit gegenüber den angenommenen Zutrittslösungen und ihre Wirkung auf die Auflockerungszone berücksichtigen. Eine Zusammenstellung der Dichtwirkung zeigt Tabelle 7-3, entsprechend der bisherigen Erkenntnisse.

Der Vorteil des Systems (Abbildung 7-5) besteht darin, dass der Bentonit infolge Quelldruckentwicklung das nachfolgende Gussasphaltelement einspannen kann. Infolge dieses Effektes kann sich die Abdichtwirkung dieser beiden Elemente mit zunehmender Belastung verbessern. Inwieweit eine solche Verbesserung eintritt, ist allerdings wesentlich vom Verformungsverhalten des Gesamtsystems abhängig.

Zum Bentonit und zu Bitumen ist der Kenntnisstand hinsichtlich der Abdichtungseigenschaften relativ gut. Zu Gussasphalt und bitumenverfüllten Schottersäulen sind weitere in-situ Untersuchungen zum Nachweis der Dichtwirkung erforderlich.

Die Permeabilität von MgO-Beton bei einer Durchströmung mit Salzlösung kann sich durch Nachreaktionen mit der Zeit auf Werte von $2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$ verringern. Die integrierte Bitumen- oder Bitumenmastixschicht dient als weiteres Dichtelement, um eine diversitäre Ausbildung der Gesamtkonstruktion zu gewährleisten. Die Permeabilität der Kontaktzone und der Einfluss einer solchen Gesamtkonstruktion auf die ALZ ist im Steinsalz noch nicht in-situ untersucht worden.

Ein Dichtheitsnachweis muss erst noch für ein komplettes MgO-Betonelement mit der Rezeptur C3 (siehe Abschnitt 7.2.3) im Steinsalz durch einen in-situ-Versuch erbracht werden.

Tabelle 7-3: Dichtwirkung des Schachtverschlusssystems gemäß Abbildung 7-5 (nach bisherigen Ergebnissen)

	Dichtheit des Materials	Kontaktzone	ALZ
Bitumen / Asphalt	Praktisch undurchlässig	Sofern das Bitumen den Gebirgsstoß benetzt und die Benetzung während der Flüssigkeitsdruckbeaufschlagung erhalten bleibt, ist die Kontaktzone dicht,	Nur geringe Wirkung (nur dann, wenn Bitumen in Risse penetrieren kann)
Salzgrus-Ton-Gemisch	Gaspermeabilität $> 10^{-16} \text{ m}^2$ in Abhängigkeit der Rezeptur (Lösungspermeabilität noch nicht bekannt)	Einfluss auf Kontaktzone noch nicht untersucht (voraussichtlich gute Anbindung an Gebirgsstoß bei ausreichender Verdichtung möglich)	Der Einbau eines ST-Gemisches hat (voraussichtlich, da noch nicht untersucht) keinen Einfluss auf die ALZ
Bentonit	Lösungspermeabilität $< 3 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$	Für Ca-Bentonit Quelldrücke von 1 – 2 MPa möglich, sofern $\varepsilon_v = 0$. Bei in-situ-Bauwerk sind die Quelldrücke abhängig von den tatsächlich auftretenden Verformungen.	Verringerung der Permeabilität der ALZ abhängig vom Kontaktdruck MPa ¹
MgO-Beton (C3)	Lösungspermeabilität $2 \cdot 10^{-18}$ bis $5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$	Dichte Anbindung an Gebirgsstoß möglich. Einfluss der „Expansionsdrücke“ des MgO-Betons noch nicht ausreichend untersucht, da diese von der möglichen Verformung des MgO-betons abhängig sind (wie bei Bentonit)	Verringerung der Permeabilität der ALZ abhängig vom Kontaktdruck,

Unter Berücksichtigung der in Abbildung 7-2 dargestellten Referenzgeologie und der oben dargelegten Grundsätze kann ein exemplarischer Entwurf eines Schachtverschlusses für ein Endlager im Steinsalz des Typs flache Lagerung abgeleitet werden (vgl. dazu Abbildung 7-6). Die Funktionstüchtigkeit jedes Elementes ist einzeln und unabhängig voneinander nachzuweisen. Das Zusammenwirken der Dichtelemente muss bei der Bemessung berücksichtigt werden.

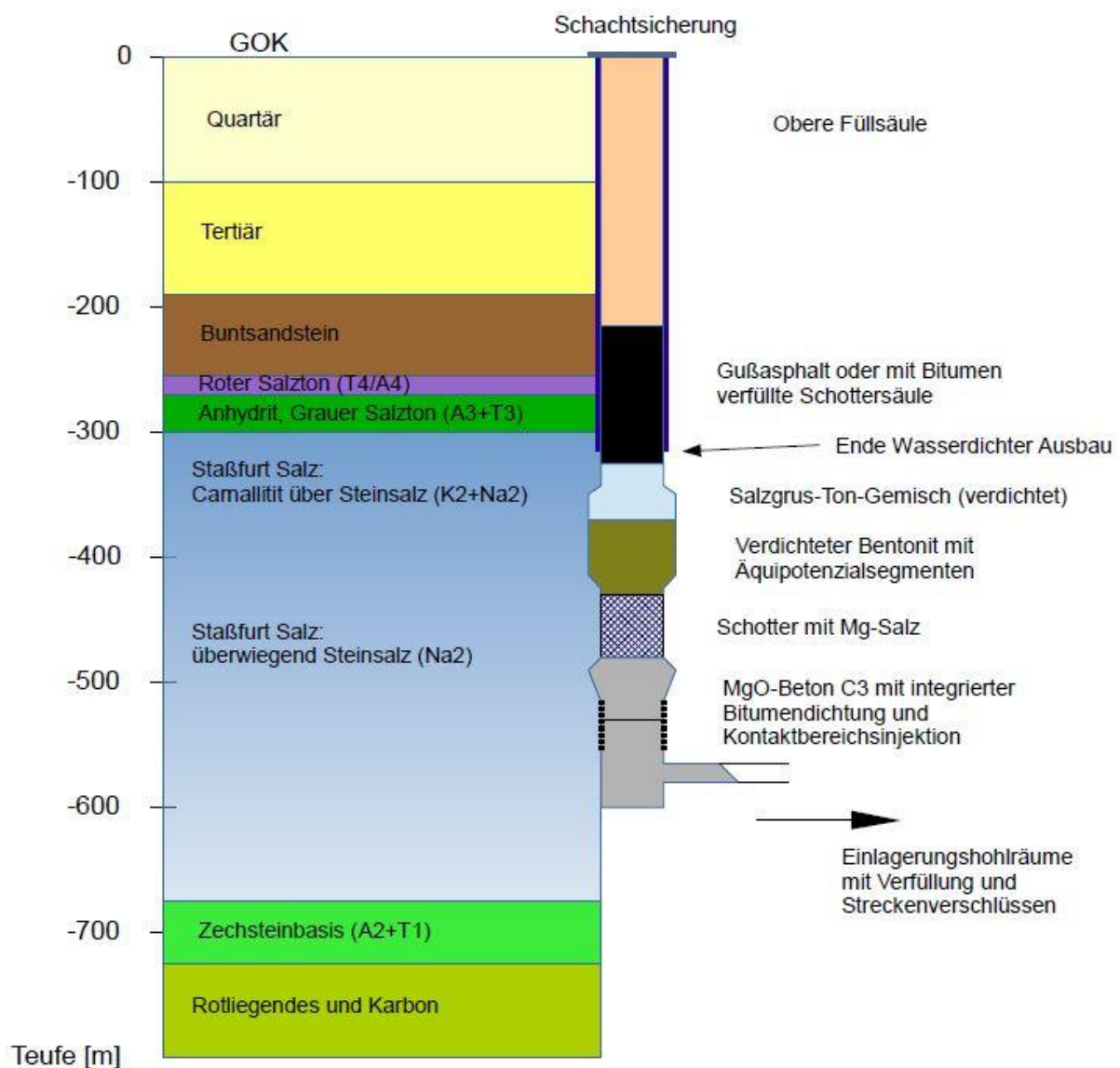


Abbildung 7-6: Exemplarischer Entwurf eines Schachtverschlusses für ein Endlager in der angenommenen Teufe

Ein detaillierteres Konzept ist erst möglich, wenn durch Standortuntersuchungen die Messwerte zum teufenabhängigen Phasenbestand, zur Permeabilität und Porosität der einzelnen geologischen Schichten vorliegen. Dazu müssen nachfolgende Punkte bekannt sein:

- Endgültige Position des erforderlichen wasserdichten Schachtausbaus
- Position und Umfang der ausgemauerten Bereiche der Schachtkontur
- Lokale Mächtigkeit und Dichtwirkung der Salztonhorizonte
- Verteilung und Lage von Carnallit im Staßfurt-Salz

Nach Abklärung der zuvor genannten Punkte kann die endgültige Position der einzelnen Verschlusselemente festgelegt werden. Dabei ist zu beachten, dass ein Bentonitdichtelement immer im reinen Steinsalz positioniert werden sollte. Im Kontakt mit Carnallit kommt es zu einer ungünstigen Beeinflussung des Quellverhaltens (Konkurrenzreaktionen bei der Wasseraufnahme). Im Carnallit sind Dichtelemente aus Bitumen/Asphalt oder aus MgO-Beton (mit Kontaktbereichsinjektion) zu bevorzugen. Für die Stabilität des Elementes bei Zutritt von Lösung muss bei 25 °C der Mg^{2+} -Gehalt der Lösung mindestens 0,5 mol / kg H_2O betragen, was durch die überlagernden Kaliformationen garantiert wird.

7.3.3 Vorbemessung der Verschlusskomponenten

Nach (Müller-Hoeppel et al. 2012) erfolgt die Vorbemessung der Schachtverschlusselemente in folgenden Stufen:

- Chemische Vorbemessung (Einfluss der chemischen Einwirkungen auf die Permeabilität, Bewertung der Langzeitstabilität)
- Hydraulische Vorbemessung (Nachschnitt der ALZ, Länge der Dichtelemente, Zielparаметer für das Dichtmaterial)
- Mechanische Vorbemessung (Rissbildung bzw. zulässige Zugspannung, Auflockerung, Widerlagergeometrie)
- Biologische Vorbemessung (Nachweis, dass die eingebrachten organischen Materialien im vorgesehenen Funktionszeitraum nicht versagen)

Im Rahmen dieser getrennten Betrachtung können die möglichen Prozesse entkoppelt werden.

7.3.3.1 Geochemische Vorbemessung und Nachweis der Langzeitstabilität der vorgesehenen Materialien

Die geochemische Vorbemessung für Standorte im Salinar geht von zwei Annahmen aus:

- Zutritt von Süßwasser aus dem Deckgebirge in den Schacht. Der Salzgehalt steigt mit der Zeit und mit der Teufenlage an.
- Zutritt von gesättigter NaCl-Lösung mit entsprechenden Gehalten an Mg^{2+} , K^+ , SO_4^{2-} aus dem umliegenden Gebirge in den Schacht

Für den Nachweis der Langzeitstabilität der eingesetzten Baustoffe ist deren Phasenbestand und die angreifenden Lösungen maßgebend (Tabelle 7-4). Zur Langzeitstabilität wird außerdem auf Abschnitt 2.1 und Anhang B verwiesen.

Tabelle 7-4: Phasenbestand und Porosität der im Schachtverschluss eingesetzten Materialien

	Phasenbestand	Gesamtporosität
Bitumen / Asphalt (Schotter)	Bitumen mit folgenden Einschlüssen: Calcit (Füller) Basalt (Schotter) Quarz (Gesteinskörnung)	< 3 % (Zielgröße) < 1 % (in bisherigen Versuchen nachgewiesen)
Salzgrus-Ton-Gemisch	<u>Salzgrus:</u> NaCl, etwas Anhydrit, geringe Mengen Quarz, Ton (siehe unten) <u>Ton:</u> Muskovit-Montmorillonit Wechsellagerung Kaolinit/Chlorit Quarz, Feldspat, Karbonate, 1 % Glaukonit, Pyrit	Zielgröße noch nicht festgelegt; 7 – 15 % beim Einbau, unter Belastung abnehmend
Bentonit	Montmorillonit Quarz, Feldspat, Kaolinit, Glimmer	Zielgröße muss objektspezifisch festgelegt werden, 34 – 36 % beim Einbau, unter Belastung abnehmend, anteilig belegt mit gebundenem Wasser
MgO-Beton (C3)	3-1-8-Sorelphase Quarz (Gesteinskörnung) Amorphe Bestandteile (abnehmend)	Zielgröße muss nach weiteren Versuchen festgelegt werden; Geschätzt 5 % (1 – 2 % für Lösung zugänglich)

Das obere Element aus beschwertem Bitumen und Schotter kann als inert gegenüber beliebigen Zutrittslösungen betrachtet werden.

Das Salzgrus-Ton-Gemisch ist gegenüber Halit-gesättigten salinaren Lösungen langzeitstabil. Treten ungesättigte Lösungen zu, führt dies zu einem Anlösen der Salzgrusfraktion bis der Sättigungspunkt erreicht wird. Das partielle Anlösen der Salzgrusfraktion könnte zu einer Volumenverringerung und damit zu einer Setzung des Gesamtsystems¹ führen. Die Größe der Setzung ist aber stark von der Permeabilität des Salzgrus-Ton-Gemisches abhängig. Die Entwicklung entsprechender und die Ableitung von Rechenfällen stehen noch aus.

Bentonit quillt auch im Kontakt mit gesättigter NaCl-Lösung. Die Quelldrücke bei Beaufschlagung mit NaCl-Lösung sind bei gleicher Trockendichte niedriger als bei Beaufschlagung mit Süßwasser. Eine Veränderung der Zusammensetzung der Zutrittslösung von Süßwasser zu

-
- ¹Der Umfang des Lösevermögens an den Salzgruspartikeln und dem umliegenden Gebirge ist unter Gleichgewichtsbedingungen von der Zusammensetzung der zutretenden Lösung und von der Temperatur abhängig. Liegen diese Daten vor, kann diese Volumenverringerung bestimmt werden.

Salzlösung kann zum Schrumpfen des gequollenen Bentonits führen (Kupfer 2009). Deshalb wird angestrebt, dass der trocken eingebaute Bentonit zuerst mit gesättigter Lösung in Kontakt kommt. Bei Kontakt des Bentonits (natürlicher Ca-Bentonit mit Ca-, Mg-Belegung) mit NaCl-Lösung kommt es zum Ionenaustausch und einen Anstieg des Mg^{2+} -Gehaltes der Lösung und einer Abnahme der Na^+ -Konzentration in der Lösung. Ein Anstieg der Ca^{2+} -Konzentration führt bei gleichzeitigem Vorhandensein von SO_4^{2-} zum Ausfällen schwerlöslicher CaSO_4 -Phasen im Bentonit.

MgO-Beton ist ab einem MgCl_2 -Gehalt der NaCl-gesättigten Zutrittslösung von ca. 0,5 mol / kg H_2O thermodynamisch langzeitstabil, dabei beziehen sich die Gleichgewichtsdaten sich auf 25 °C (Freyer et al. 2015).

7.3.3.2 Hydraulische Vorbemessung der Dichtelemente

Für die hydraulische Vorbemessung der einzelnen Dichtelemente ist es notwendig, nicht nur die Dichtelemente allein zu betrachten, sondern auch die hydraulische Wirkung der Auflockerungs- und Kontaktzone.

Spezifikationen zur Auflockerungs- und Kontaktzone

In diesem Zusammenhang sind folgende Parameter der Auflockerungszone (ALZ) erforderlich:

- Breite x der ALZ, (siehe Abbildung 7-7) Maßgebende Permeabilität der ALZ: k_G

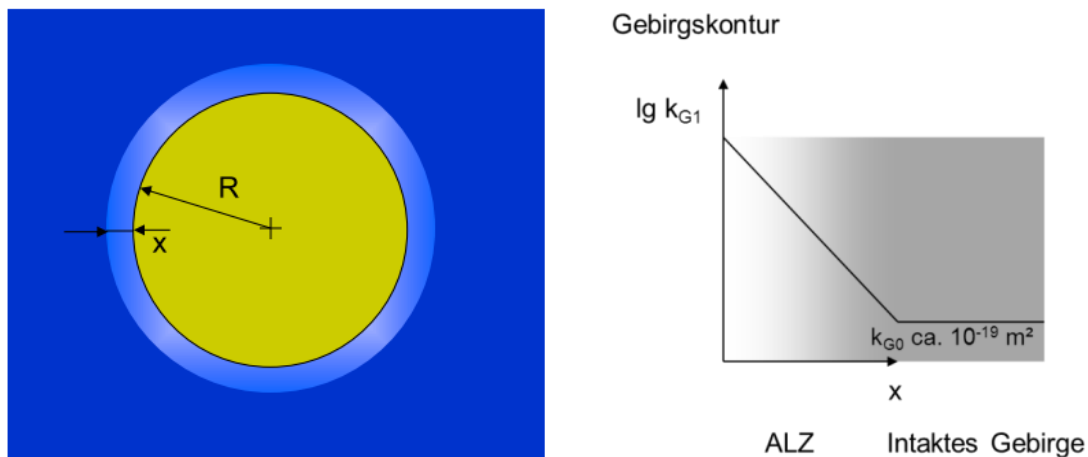


Abbildung 7-7: Parameter für die Berücksichtigung der ALZ in der Bemessung der Dichtelemente

Die Permeabilität kann an der Kontur (Parameter k_{G1} in Abbildung 7-7, rechts) mit Hilfe von Oberflächenpackern und im Gebirge mit Bohrlochpackern gemessen werden. Bekannte Messreihen zeigen, dass die Permeabilität der ALZ exponentiell mit der Tiefe der ALZ abnimmt

(Häfner et al. 2004). Die Ausdehnung der ALZ (Breite x) leitet sich daraus ab, wann die Permeabilität der ALZ einen Wert k_{G0} erreicht. Dieser Wert entspricht der Permeabilität des hydraulisch ungestörten Gebirges oder wird als ein Wert festgelegt, der zu hydraulisch vernachlässigbarem Volumenströmen führt. In Abbildung 7-7 wurde $k_{G0} = 10^{-19} \text{ m}^2$ gesetzt. Mit kleineren Werten k_{G0} vergrößert sich am gleichen Standort die Breite x .

Für die Festlegung der maßgebenden Permeabilität k_G der ALZ gibt es zwei Möglichkeiten:

- a) $k_G = k_{G1}$ Diese Variante ist konservativ und ermöglicht eine auf der sicheren Seite liegende Bemessung.
- b) $k_G = k_m$ Die mittlere Permeabilität bezieht sich auf die gesamte ALZ.

Zur Vorbemessung kann die konservative Variante gewählt werden.

Nach der Standorterkundung werden je nach Standzeit entsprechend hohe Werte für die Permeabilität k_{G1} und die Breite x ermittelt. Deshalb wird im Bereich der Dichtelemente ein Nachschnitt der ALZ vorgenommen. Im Idealfall umfasst die Nachschnitttiefe die Breite x der ALZ. Dies ist zum einen bei großen Schädigungstiefen nicht wirtschaftlich vertretbar. Zum anderen ist davon auszugehen, dass nach dem Nachschnitt die ALZ nicht dauerhaft "verschwindet" ($x = 0$). Nach dem Nachschnitt setzt durch die damit verbundene Änderung des Spannungsdeviators in begrenztem Umfang und abhängig von der freien Standzeit eine Neubildung der ALZ ein. Hintergrund ist, dass die Spannungen bereits umgelagert waren und der Nachschnitt nur noch eine Neubildung erzeugt (Häfner et al. 2004) (Wieczorek et al. 2010). Diese Neubildung kann durch einen entsprechenden Gegendruck (Kontaktdruck nach dem Einbau des Dichtkörpers) "angehalten" werden. Aus Hunsche & Schulze (1994) sind entsprechende Kontaktdrücke für eine trockene ALZ bekannt. Für flüssigkeitsgefüllte Poren oder Mikrorisse unter einem angenommenen "Porendruck" ist die Höhe des für eine Verheilung erforderlichen Kontaktdrucks nicht bekannt. Die vorhandene Lösung muss in diesem Fall erst ausgepresst werden, was bei geringer Permeabilität sehr lange dauert und auch zum Einschluss von Lösungen auf den Korngrenzen führen kann.

Die Nachschnitttiefe muss auf das Notwendige begrenzt werden, indem wenigstens Bereiche der ALZ mit $k_G > 10^{-16} \text{ m}^2$ bzw. mit $k_G > 10 \cdot k_{DE}$ entfernt werden. Bei diesen Werten handelt es sich zunächst um Annahmen, die durch Szenarienentwicklung und Ableitung von Rechenfällen hinsichtlich des Volumenstromes zu konkretisieren sind. Die Nachschnitttiefe muss so gewählt werden, dass bei einer Vergrößerung des Querschnittes (durch den Nachschnitt) und der begrenzten Neuausbildung der ALZ immer noch eine wesentliche Verringerung des Volumenstroms (gegenüber dem Zustand ohne Nachschnitt) eintritt.

Bemessung nach der integralen Dichtwirkung

Bei vorliegender Qualität des Dichtelemente ist die Zielgröße der Bemessung die erforderliche Länge des Dichtelementes. Die Ausbreitung von Schadstoffen im einschlusswirksamen Gebirgsbereich durch advective Transportprozesse darf allenfalls vergleichbar zur Ausbreitung durch diffusive Transportprozesse erfolgen. Diese Aussage gilt für den Langzeitsicherheitsnachweis im einschlusswirksamen Gebirgsbereich. Die Schächte liegen jedoch meist außer-

halb des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches. Sofern dies der Fall ist, muss die oben genannte, sehr strenge Anforderung (advective Transportprozesses maximal in der Größenordnung von diffusiven Transportprozessen) nicht unbedingt eingehalten werden. Zudem ist prinzipiell zu unterscheiden, ob ein Flüssigkeitstransport zum Einlagerungsbereich hin oder vom Einlagerungsbereich weg erfolgt.

Bei Abdichtungen von Schächten eines Endlagers sollte die nach dem Stand von Wissenschaft und Technik geringstmögliche Permeabilität und damit der geringstmögliche Volumenstrom angestrebt werden. Dementsprechend ist durch Variantenbetrachtungen

- der Nachschnitt zu wählen,
- die Dichtkonstruktion bzw. das Dichtmaterial zu wählen
- die Anforderungen für den Qualitätssicherungsplan festzulegen.

Der nach einer Optimierung des Dichtungssystems berechnete (zeitabhängige) Volumenstrom bei Durchströmung des Dichtelementes und der ALZ sollte mit dem Volumenstrom bei einem „ideellen“ gleich großen Querschnitt des umgebenden Wirtsgesteins verglichen werden. Aus diesem Vergleich kann die Wirksamkeit der Dichtung zeitabhängig erhalten werden. Ein möglicher Ansatz zum Vergleich wurde bereits in Abschnitt 4.6 vorgestellt weiterhin sind aus Müller-Hoeppe et al. (2012) Ansätze zur Druckregulierung durch Speicherräume bekannt.

Ein weiteres Kriterium ist der für die Abdichtung der Kontaktzone erforderliche Kontaktdruck an der Gebirgskontur (siehe unten).

Randbedingungen der Bemessung sind die Hohlraumgeometrie (Querschnittsfläche bzw. äquivalenter Radius, verfügbare Länge) und die hydraulische Leitfähigkeit und Ausdehnung bzw. die durchströmbare Fläche der ALZ (Auflockerungszone). Ergebnis der Bemessung ist die Berechnung der Länge des Dichtelementes in Abhängigkeit des Volumenstromes bei einem angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,G}$ für die ALZ und einem angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,DE}$ für das Dichtelement, bei gegebenen Querschnittsflächen A_{DE} und A_G , einer angenommenen Druckhöhe H . Die Länge L ist dann unter Berücksichtigung des Volumenstromes und noch weiterer Parameter der Gesamtkonstruktion der Dichtung festzulegen.

Der Gesamtvolumenstrom kann wie folgt dargestellt werden:

$$Q_{\Sigma} = \frac{H}{L} (k_{f,DE} \cdot A_{DE} + k_{f,G} \cdot A_G) \quad (7.1)$$

Q_{Σ} Gesamtvolumenstrom [m^3/s],

H Hydraulische Druckhöhe [m],

L Länge des durchströmten Bereiches [m],

A_{DE} Querschnitt des Dichtelementes [m^2],

A_G Querschnitt der ALZ [m²],

$k_{f,G}$ hydraulische Leitfähigkeit der ALZ [m/s],

$k_{f,DE}$ hydraulische Leitfähigkeit des Dichtelementes [m/s].

Als Richtwert für einen minimal „forderbaren“ Volumenstrom sollte der Volumenstrom verwendet werden, der bei Berechnung der Durchströmung der Auflockerungszone bei gleichem Querschnitt ($A_{DE}+A_G$) und bei gleichem Berechnungsmodell (Anwendung der Kontinuitätsgleichung und des Gesetzes von Darcy) berechnet werden kann. Aus der geforderten Durchlässigkeit für das Dichtelement kann dann aus der Korrelation Permeabilität / Trockendichte die erforderliche Trockendichte beim Bentonit berechnet werden.

Ein weiteres Bemessungskriterium ist die Bestimmung der Durchtrittszeit der Flüssigkeit durch das Bentonitdichtelement nach der folgenden Näherungsformel (vgl. Gl. 7.2 und 7.3).

$$t = \frac{n * (1 - S_0) * \eta_{Fl}}{k * p_{Fl}} * \frac{L^2}{2} \quad (7.2)$$

n Porosität (DE, ALZ) [-]

k Permeabilität [m²] (k_f : hydraulische Leitfähigkeit [m/s])

S_0 Anfangssättigung = $f(n, w_0)$ (DE, ALZ) [-]

η_{Fl} dyn. Viskosität des Fluids [Pas]

H hydraulische Druckhöhe [m]

Bemessung nach dem erforderlichen Kontaktdruck

Der für die Abdichtung der Kontaktfläche zur Gebirgskontur erforderliche Kontaktdruck entspricht bei Bentonitdichtelementen einem initialen Quelldruck von ca. $p_{q,0} = 1$ MPa ($dV = 0$). Der für die Impermeabilisierung der Randzone des Steinsalzes erforderliche Kontaktdruck beträgt ca. 3 MPa (Hunsche & Schulze 1994). Für flüssigkeitsgefüllte Poren oder Mikrorisse unter einem angenommenen "Porendruck" ist die Höhe des für eine Verheilung erforderlichen Kontaktdrucks nicht bekannt.

Bemessung nach der möglichen Dichtereducierung bei Bentonitdichtelementen

Ziel ist die Bemessung der Länge des Dichtelements, die erforderlich ist, damit das Dichtelement nach einer infolge einer axialen Verschiebung dL erfolgten Auflockerung die erforderliche reduzierte Trockendichte nicht unterschreitet. In Abhängigkeit von der möglichen Volumenexpansion verändern sich die Bentonittrockendichte und damit der Quelldruck. Treten Setzungen/Verschiebungen des Widerlagers infolge der Übertragung des Flüssigkeitsdruckes auf, ist

eine axiale Auflockerung des Dichtelementes möglich. Die sich durch Auflockerung einstellende reduzierte Trockendichte beträgt:

$$\rho_{\text{red}} = \frac{\rho_{\text{tr}}}{1 + \varepsilon_v} \quad \rho_{\text{red}} = \frac{\rho_{\text{tr}}}{1 + \varepsilon_v} \quad (7.3)$$

ρ_{tr} Einbautrockendichte des Bentonit [g/cm³]

ρ_{red} Reduzierte Trockendichte des Bentonit [g/cm³]

ε_v Auflockerung ($\Delta V/V$) [-]

Für die getroffenen Annahmen der Auflockerung des Dichtelementes lässt sich folgende Mindestlänge l_{DE} für das eingebaute Dichtelement bestimmen, bei der seine Gebrauchstauglichkeit noch gewährleistet werden kann. Dabei wird angenommen, dass nach langer Zeit die Trockendichte über die gesamte Länge des Dichtelementes gleichmäßig und konstant reduziert wird. Die eventuell durch instationäre Prozesse auftretenden Dichteveränderungen können mit Gl 7.3 nicht berücksichtigt werden und müssen gesondert betrachtet werden.

$$l_{\text{DE}} = \frac{\Delta l}{\frac{\rho_{\text{tr}}}{\rho_{\text{red}}} - 1} \quad (7.4)$$

l_{DE} Zusätzliche Länge des Dichtelementes infolge der Auflockerung [m],

ρ_{tr} Einbautrockendichte des Bentonit [g/cm³],

ρ_{red} Noch zulässige reduzierte Trockendichte des Bentonit [g/cm³],

Δl Zulässige Verschiebung in axialer Richtung [m]

Festlegung der erforderlichen Einbautrockendichte von Bentonitdichteelementen

Aus der festgelegten erforderlichen hydraulischen Leitfähigkeit des Dichtelementes kann nach aus experimentell ermittelten Zusammenhängen zwischen Trockendichte und hydraulischer Leitfähigkeit (siehe Abbildung 7-8) die mindestens erforderliche Trockendichte des Bentonits abgeleitet werden. Mit der auf diese Weise bestimmten minimal erforderlichen Trockendichte des Bentonits kann dann der Quelldruck bestimmt werden, der bei einer Volumendehnung von $\varepsilon_v = 0$ erhalten wird. Beispielsweise ist für eine Trockendichte von Calcigel von ca. 1,55 g/cm³ ein Quelldruck gegenüber NaCl-Lösung von 1 MPa zu erwarten. Aus diesen reduzierten Trockendichten leitet sich nach der folgenden Gleichung (7.5) eine notwendige Einbautrockendichte ab. Für ihre Berechnung ist die Kenntnis der möglichen Auflockerung erforderlich.

$$\rho_{tr} = \rho_{red} \cdot (1 + \varepsilon_v) \quad (7.5)$$

ρ_{tr} Einbautrockendichte des Bentonit [g/cm³]

ρ_{red} Reduzierte Trockendichte des Bentonit nach der Auflockerung [g/cm³]

ε_v Auflockerung ($\Delta V/V$) [-]

Alternativ kann die erforderliche Bentonittrockendichte durch Umstellen von Gleichung (7.6) ermittelt werden.

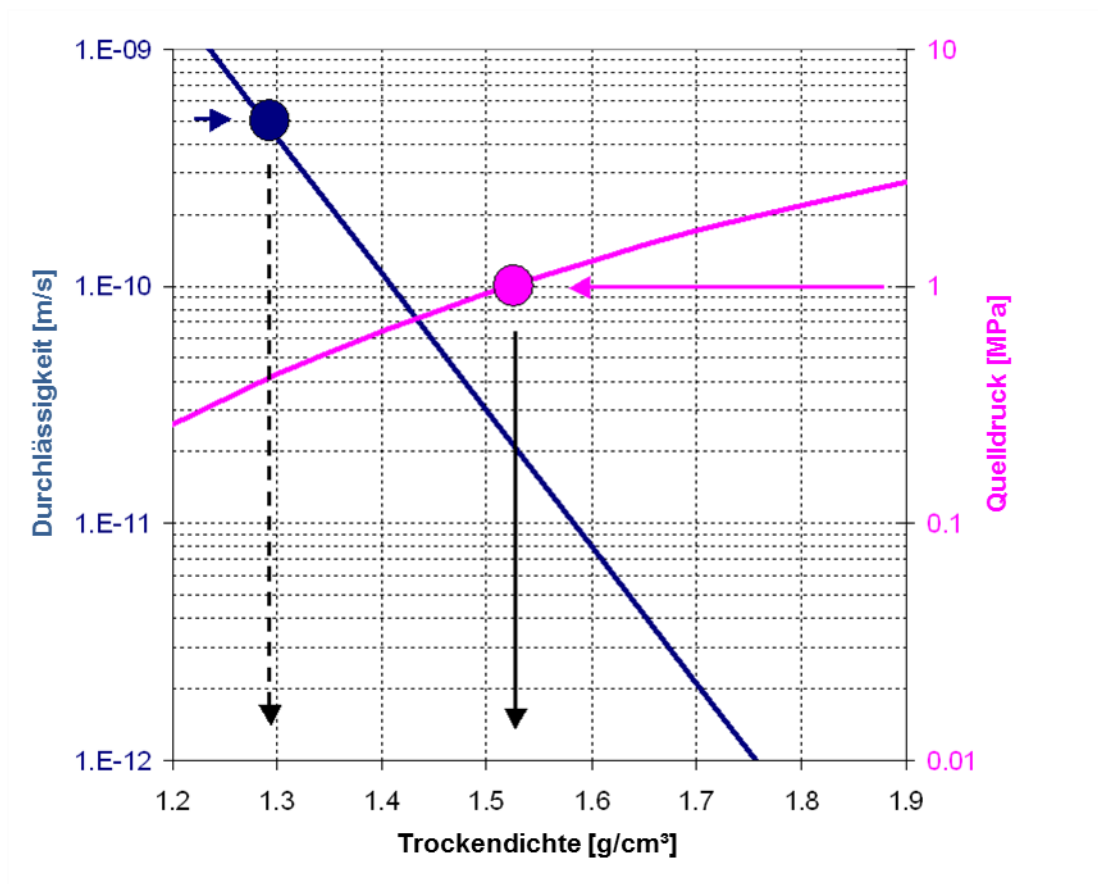


Abbildung 7-8: Abhängigkeit der hydraulischen Leitfähigkeit und des Quelldrucks von Calgel gegenüber NaCl-Lösung von der Trockendichte, nach Daten von (Wagner 2005)

Durch den Einbau eines Dichtelementes mit hohem Verformungsmodul wird die weitere Auflockerung der Gebirgskontur begrenzt. Ein hoher Verformungsmodul des Dichtmaterials führt bei einem Aufkriechen des Gebirges relativ bald zu hohen Kontaktdruckspannungen zum Gebirge.

7.3.3.3 Mechanische Vorbemessung der Widerlagerelemente

Die Länge eines **zylinderförmigen Widerlagers** kann unter Zugrundelegung einer zulässigen Schubspannung und eines radialsymmetrischen Spannungszustandes in der Kontaktfuge, wie in Gl 7.6 angegeben, bemessen werden.

$$\frac{L}{R_{\text{Äqu}}} > \frac{p}{2\tau_{\text{zul}}} \quad (7.6)$$

L Widerlagerlänge (paralleles gebirgsverbundenes Widerlager)

$R_{\text{Äqu}}$ Radius des Schachtquerschnittes

p axiale Flüssigkeitsdruckbelastung in vertikaler Richtung

τ_{zul} zulässige Schubspannung in der Kontaktfuge

Als zulässige Schubspannung wird in der Regel die charakteristische Schubspannung zwischen Gebirge und Widerlagermaterial oder die Scherfestigkeit des konturnahen Gebirges angesetzt.

Bei Zugrundelegung des Teilsicherheitskonzeptes ist eine charakteristische Scherfestigkeit τ_k festzulegen. Der Bemessungswert τ_d der Scherfestigkeit wird dann durch Division der charakteristischen Scherfestigkeit τ_k durch einen Teilsicherheitsbeiwert γ ermittelt.

Monolithische statische Widerlager für Schachtverschlüsse bei Untertagedeponien und Versatzbergwerken werden bei höheren Belastungen in der Regel nach dem Stand der Technik mit **kegelstumpfförmiger oder verzahnter Geometrie** in quasigleitfähiger Ausführung konzipiert. Dabei wird angestrebt, die Kohäsion in der Kontaktfuge so gering wie möglich zu halten ($c \rightarrow 0$) und die Reibungswinkel zwischen Widerlagermaterial und Gebirgsstoß ebenfalls möglichst klein zu halten. Auf diese Weise soll erreicht werden, dass die Schubbeanspruchung in der Kontaktfuge gering ist und die Widerlagerlasten hauptsächlich durch Normalkräfte und Verspannung in das Gebirge eingeleitet werden. Eine solche Ausführung ist bei Endlagern nicht anstrebenswert, da in die Kontaktfuge Folien eingelegt werden müssen, um die Scherfestigkeit zu reduzieren.

Sowohl zylinderförmige als auch kegelstumpfförmige oder verzahnte Widerlager können heute mittels numerischer Verfahren (FEM) bemessen werden, um die Interaktion zwischen Gebirge und Widerlager zeitabhängig zu erfassen. Diese Modellierungen sind Bestandteil der vertieften Nachweisführung.

Füllsäulen aus Schotter werden nach der Silotheorie bemessen. Aufgrund der Silowirkung weisen sie meist nur geringe Setzungen auf. Um die Silowirkung dauerhaft zu erhalten, muss der Füllortbereich auslaufsicher gestaltet sein.

Aus der Silotheorie resultiert folgende Beziehung für die Setzung der als Widerlager dienenden Füllsäule unter Last (Müller-Hoepppe et al. 2012):

$$dL = p_0 \frac{y}{x} [1 - \exp(-L \cdot x)] \quad x = \frac{2\lambda\mu}{R_{\text{Äqu}}} \quad (7.7)$$

$$y = \frac{1 - 2\lambda\nu}{E}$$

$$\lambda = 1 - \sin(\phi)$$

$$\mu = \tan(\phi_w)$$

dL	Setzung der Füllsäule [m]
L	Ausgangslänge der Füllsäule [m]
p ₀	Auflast auf die Füllsäule [MPa]
R _{Äqu}	äquivalenter Radius des Schachtquerschnittes [m]
φ	Reibungswinkel des Schotters (Wandreibungswinkel) [°]
φ _w	Reibungswinkel an der Schachtkontur [°]
ν	Querdehnungszahl [-]
E	E-Modul des Füllmaterials [MPa]

Nachfolgend ist die Setzung einer Füllsäule aus Schotter und einer Füllsäule aus verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch in Abhängigkeit der Länge der Füllsäulen berechnet (Abbildung 7-9). Die Ausgangsparameter sind in Tabelle 7-5 zusammengefasst.

Für Schotter sind die üblichen Materialkennwerte verwendet worden. Für das Salzgrus-Ton-Gemisch ist die Datenbasis noch unvollständig. Der E-Modul von 100 MPa ist ein ausgewählter Näherungswert aus den bisher vorliegenden Angaben zum Verformungsmodul. Die anderen, gelb hinterlegten Werte sind vorläufige Annahmen, die in Ermangelung von Messwerten getroffen wurden. Die möglicherweise vorhandene Kohäsion von angefeuchtetem Salzgrus-Ton-Gemisch wurde vernachlässigt.

Tabelle 7-5: Ausgangsdaten für die Berechnung der Setzungen einer Füllsäule aus Schotter und aus Salzgrus-Ton-Gemisch

Parameter	Einheit	Schotter	SG-Gemisch
Winkel innerer Reibung [°]	φ	40	27
	λ	0,357	0,546

Wandreibungswinkel [°]	Φ	30	25
	μ	0,577	0,466
Querdehnungszahl [-]	ν	0,32	0,4
E-Modul [MPa]	E	200	100
Faktor γ [1/MPa]	γ	0,00385692	0,00563

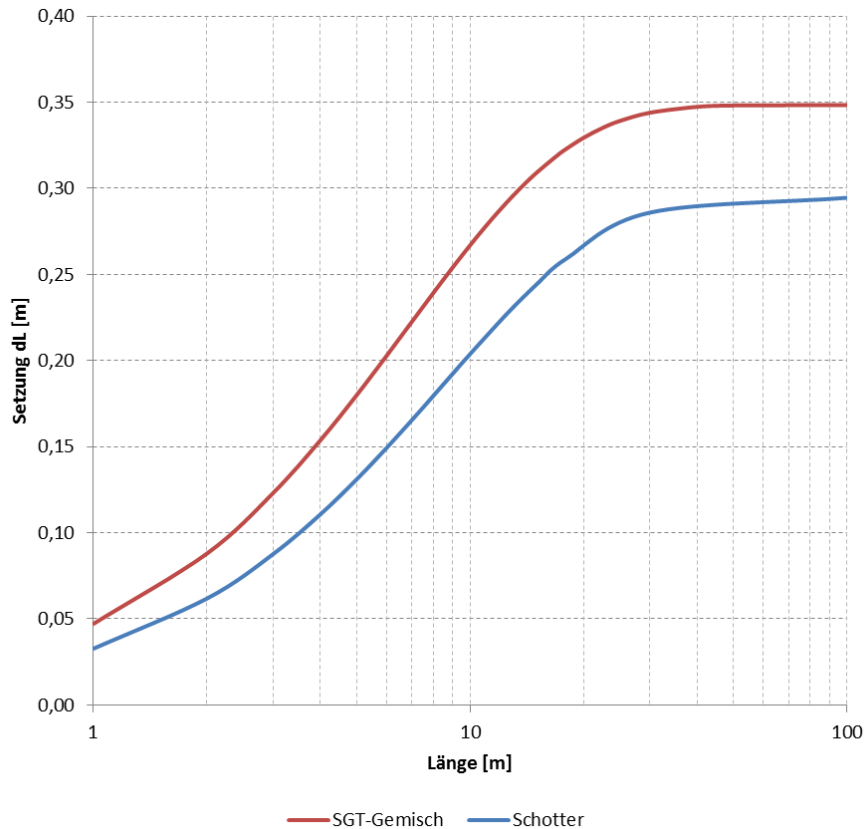


Abbildung 7-9: Errechnete Setzung einer Füllsäule aus Schotter und aus verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch in Abhängigkeit von der Einbaulänge bei einer axialen Belastung von 9 MPa und einem äquivalenten Schachtradius von 3,5 m.

In beiden Fällen steigt unter der angenommenen Belastung von 9 MPa die Setzung mit der Länge der Füllsäule. Bei der Schottersäule und der Salzgrus-Ton-Säule nimmt die Setzung ab einer Säulenlänge von ca. 30 m kaum weiter zu. Die maximale Setzung beträgt bei den in Tabelle 3-5 angegebenen Eingangsgrößen für die Schottersäule 0,3 m und die Salzgrus-Ton-Säule 0,35 m. Eine Kohäsion zwischen Schachtwand und Schotter bzw. Salzgrus-Ton-Gemisch wurde bei der Berechnung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

7.4 Nachweis- und Funktionszeitraum für den gesamten Schachtverschluss

Gemäß der Sicherheitsanforderungen (BMU, 2010) muss die Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches für den Zeitraum von 1 Mio. Jahren über eine Sicherheitsanalyse mit Bewertung der Barrierenintegrität (für die resultierenden Einwirkungen) auf Basis vorliegender

Kriterien (z. B. Dilatanz- und Fluidruckkriterium) sowie über eine radiologische Konsequenzenanalyse (Quantifizierung des möglichen Radionuklidaustrags aus dem Endlager) nachgewiesen werden.

Im Endlagerkonzept für Salzgestein wird der langfristig sichere Einschluss durch die günstigen Eigenschaften des Wirtsgesteins sichergestellt. Ungestörtes Steinsalz ist hydraulisch dicht, d. h. bei vorliegender Integrität müssen im Gegensatz zum Tongestein keine Stofftransportprozesse (Advektion, Diffusion) durch das Wirtsgestein betrachtet werden. In der Konsequenz kommt bei Steinsalz den geotechnischen Barrieren die entscheidende Bedeutung für einen möglichen Schadstoffaustrag (Lösungs- oder Gaspfad) zu.

Für die (geo-) technischen Barrieren muss entsprechend den Entwicklungen im Wirtsgestein ein Funktionszeitraum definiert werden, in dem deren Funktionsfähigkeit gegeben sein muss. Ziel des ingenieurtechnischen Nachweises ist es, die Funktionsfähigkeit der technischen Barrieren über den vorgesehenen Funktionszeitraum hinweg nachzuweisen. Die radiologische Konsequenzenanalyse über den Nachweiszeitraum und der ingenieurtechnische Nachweis für die Verschlussysteme im Funktionszeitraum sind zwei unterschiedliche Bestandteile des Sicherheitsnachweises.

Die Definition des Funktionszeitraumes der Verschlusselemente hängt von der langfristigen Entwicklung des Endlagersystems ab. Die Konvergenz des Salzgebirges führt im Laufe der Zeit zu einer Verheilung der Auflockerungszone und einer Kompaktion des arteigenen Versatzes (Salzgrus). Die Kompaktionsprozesse sind weitgehend verstanden, aber vor allem die Kompaktion bei kleinen Restporositäten ist gegenwärtig noch Gegenstand der Forschung. Sobald die Kompaktion im Versatz (im Bereich des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches) abgeschlossen ist, liegt in diesem Bereich ein ausreichend großer hydraulischer Widerstand vor, um einen Lösungseintrag zu verhindern. Damit muss die Funktionsfähigkeit der geotechnischen Verschlüsse außerhalb des ewG nicht mehr zwingend gegeben sein.

Ohne genaue Kenntnisse über die Dauer der Versatzkompaktion muss für die Bemessung und die Nachweisführung der Verschlussysteme und damit auch für den Schachtverschluss ein Funktionszeitraum definiert werden, der die Entwicklung im Endlager abdeckt. Nach (Mrugalla 2014) ist während der nächsten 50.000 Jahre mit weitgehend stabilen (hydro-)geologischen Verhältnissen am Endlagerstandort (hier Norddeutschland angenommen) zu rechnen. Erst mit dem Einsetzen der Eiszeit und einer möglichen Vergletscherung können sich die hydrogeologischen Verhältnisse am Standort deutlich ändern und damit eventuell die Funktionsfähigkeit der Verschlüsse beeinträchtigen. Innerhalb der Norddeutschen Tiefebene, in der der Großteil der Salzstrukturen liegt, ist eine eiszeitliche Rinnenbildung mit Folge einer Erosion der Verschlüsse bzw. Teile dieser nicht auszuschließen. Der Nachweis der Funktionsfähigkeit der Verschlüsse wird zunächst auf den Zeitraum bis 50.000 a nach deren Errichtung begrenzt. Zum Ende dieses Zeitraums wird erwartet, dass die Versatzkompaktion soweit abgeschlossen ist, dass ein ausreichend großer hydraulischer Widerstand vorliegt.

7.5 Offene Fragen

Neben den bereits im Abschnitt 2.7 beschriebenen offenen Fragen und möglichen Optimierungen bestehen hinsichtlich der beschriebenen Schachtverschlusskonzepte für zukünftige HAW-Endlager im Steinsalz folgende offene Fragen bzw. Optimierungspotenziale:

Zum Gesamtsystem:

1. Für eine Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems ist eine Beschreibung und Quantifizierung von Versagensszenarien der einzelnen Verschlusskomponenten erforderlich. Dabei sollen funktionelle Redundanzen im Verschlusssystem berücksichtigt werden.
2. Bei einigen Materialparametern von Bentonit (hydraulische Leitfähigkeit, Quelldruck) ist aufgrund der vielen Randbedingungen (Bentonitsorte, Prüfflüssigkeit, Trockendichte) die Datenlage statistisch nicht abgesichert. Welche Auswirkungen hat das auf die angestrebte probabilistische Nachweisführung?
3. Wie wird der Gastransport im Verschlusssystem modelltechnisch beschrieben?

Zum Dichtsystem:

4. Die Anforderung "sofort wirksam" hinsichtlich Zeithorizont und Flüssigkeitsdruckanstiegsgeschwindigkeit muss konkretisiert werden.
5. Die mechanische und hydraulische Interaktion von Bentonitdichteelementen mit der Auflockerungszone des umliegenden Gebirges muss in Großversuchen mit Flüssigkeitsdruckbelastung quantifiziert werden.
6. Das Zusammenwirken zwischen Dichteelementen aus Bentonit und aus Bitumen/Asphalt und die daraus folgende optimale Anordnung zwischen beiden muss großtechnisch untersucht werden.
7. Die Wirkungsweise einer Bitumenquetschdichtung als Sonderfall einer in Beton integrieren Asphalt- oder Bitumendichtung sollte untersucht werden.
8. Die erreichbare Qualität eines Verschlusselementes aus Salzgrus-Ton-Gemisch unter in-situ-Bedingungen (Beziehung zwischen Einbaudichte / Porosität und Permeabilität sowie Deformationsverhalten unter Belastung) muss großtechnisch untersucht werden.
9. Sorptionseigenschaften eines Verschlusselementes aus Salzgrus-Ton-Gemisch müssen bestimmt werden.
10. Die Bitumenalterung durch Mikroorganismen in einem Schacht an einem Standort im Steinsalz sollte quantifiziert werden. Hier ist zu klären, ob die Bitumenalterung durch Mikroorganismen Auswirkungen auf die Bemessung von Bitumen- und Asphalt-elementen hat?
11. Umsetzung eines einheitlichen Qualitätssicherungssystems für den Einbau von Asphalt-dichtungen zur Ermittlung des wesentlichen Optimierungspotenzials.

Zum Widerlager:

12. Verfahrensweise beim Nachweis der Langzeitbeständigkeit zementbasierter Baustoffe (Salzbeton, Solebeton).
13. Auswahl der optimalen Rezeptur für MgO-Beton (A1, C3 oder D4) unter den jeweils vorliegenden Anforderungen und Randbedingungen.

8 Zusammenfassung

Innerhalb des Barrierensystems eines Endlagers für hochradioaktive und wärmeentwickelnde Abfälle sowie ausgedienter Brennelemente bilden Schachtverschlüsse die wichtigste geotechnische Barriere. Für eine dauerhafte Abtrennung der Abfälle von der Biosphäre ist es unerlässlich, die vom Menschen geschaffenen Zugänge zu den Grubenhöhlräumen und damit potenzielle Zu- bzw. Austrittspfade von Lösungen nach dem Abschluss der Betriebsphase wieder zu verschließen. Mit den Schachtverschlüssen soll ein Zustand geschaffen werden, der mit dem natürlichen Isolationspotenzial der geologischen Barriere bzw. der hangenden Schutzschichten vergleichbar ist.

Der konkrete Aufbau eines Schachtverschlusses ist stets von den herrschenden Bedingungen am Standort und den erwarteten Einwirkungen abhängig. Trotzdem können für die verschiedenen Wirtsgesteinsarten allgemeingültige Verschlusskonzepte benannt werden. Die unterschiedlichen Eigenschaften der Wirtsgesteine begünstigen oder verhindern den Einsatz bestimmter Verschlussmaterialien und -elemente. Im Rahmen des ersten Arbeitspaketes des Forschungs- und Entwicklungsprogrammes "Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle – ELSA Phase 2" wurden Konzepte für Schachtverschlüsse im Salinar und Tongestein entwickelt. Die Überlegungen berücksichtigen die Anforderungen an ein Endlager für diese Art von Abfällen und die Arbeiten der weiteren Arbeitspakete. Die Konzepte benennen die jeweils geeigneten Elemente und verknüpfen diese zu Modulen und Verschlussystemen.

Für einen Schachtverschluss im Tongestein sind dem Wirtsgestein ähnliche Verschlussselemente aus Bentonit und Bitumen/Asphaltdichtungen nutzbar. Dichtkörper aus einem binären Bentonitgemisch können in Schächten qualitätsgerecht auch über große Längen errichtet werden. Zusätzliche Dichtelemente aus Bitumen oder Asphalt erweitern zum einen den Verschluss zu einem redundanten und diversitären System. Zum anderen ergänzen sie das Dichtsystem insoweit, als sie durch ihre sofortige Wirksamkeit den Ton-Dichtelementen ausreichend Zeit verschaffen, durch langsame Aufsättigung und Quelldruckentwicklung ihre volle Abdichtwirkung zu entfalten. Der Einsatz unterschiedlicher Bitumen- oder Asphaltelemente erlaubt eine Anpassung der Verschlussmodule an die jeweiligen Bedingungen. Für die mächtigen und homogenen Tonformationen des norddeutschen Tieflandes wurde die Kombination aus Bentonitdichtung und bitumenverfüllter Schottersäule als geeignetes Dichtmodul gewählt.

Während der Verschlussphase wurde der Einfluss des Wärmeeintrags in Folge des Heißeinbaus von Bitumen auf die Auflockerungszone untersucht. Die Berechnungen zeigen, dass bei einem realistischen, schichtweisen Einbau kaum zusätzliche Schädigungen zu erwarten sind. Auch im Fall einer angenommenen und unrealistischen instantanen Verfüllung einer 50 m mächtigen Säule ist die zusätzliche Schädigung durch thermo-mechanische Prozesse minimal. Die Permeabilitätsberechnungen zeigen, dass der Einfluss des Wärmeeintrags durch das Bitumen auf die Permeabilität vernachlässigbar ist. Marginale Permeabilitätsveränderungen begrenzen sich auf den konturnahen, bereits stark geschädigten Bereich (Abstand kleiner ein Meter). Ein Nachschnitt von 50 cm Tiefe wirkt sich aufgrund der erneut induzierten Spannungsumlagerungen nachteilig auf die Permeabilität aus. Allerdings erfolgte der Nachschnitt modelltechnisch bedingt ungünstig durch das instantane Entfernen von Zonen, d.h. eines rechtwink-

ligen Gebirgsausschnitts. Die damit einhergehende Entlastung in den hangenden Gebirgsbereichen führt zu einer Permeabilitätserhöhung in den betrachteten Gebirgsbereichen und ließe sich evtl. durch einen abgerundeten oder abgeflacht modellierten Nachschnitt in Teilen vermeiden. Übertragen auf eine spätere praktische Umsetzung zeigen die Ergebnisse, dass ein pauschaler Nachschnitt im Tonstein nicht empfehlenswert und anders als im Salz nicht als feste Anforderung an einen Dichtungsstandort formuliert werden kann.

Im Salzgestein wird die Palette der nutzbaren Verschlussmaterialien um die Materialien Salzgrus-Ton-Gemisch, Salzbeton und Sorelbeton ergänzt. Salzformationen mit einer weitestgehend flachen Lagerung sind durch die Überdeckung mit Tonfolgen gekennzeichnet. Für diesen Wirtsgesteinstyp ist eine Dichtungsabfolge von Bitumen/Asphalt am Salzspiegel, gefolgt von einem Dichtelement aus Salzgrus-Ton-Gemisch, einer Bentonitdichtung und MgO-Beton denkbar. Der MgO-Beton kann dabei als Widerlager dienen.

9 Abbildungsverzeichnis

	Blatt
Abbildung 2-1: Vorteilhafter schicht-artiger Aufbau einer Bitumendichtung nach dem Prinzip "Harte Schale – Weicher Kern", gegen Fluidruck von unten, nach Kudla et al. (2009)	6
Abbildung 3-1: Lithologisches Profil im Endlagerstandortmodell Nord, nach Lommerzheim & Jobmann (2015)	16
Abbildung 3-2: Vorläufiges Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD (die in Tabelle 3-1 dargestellten Filterschichten – auch wenn sie nur 2 m mächtig sind -sollten zeichnerisch angedeutet und benannt werden.)	18
Abbildung 3-3: Geologisches Profil im Endlagerstandortmodell SÜD, nach Jobmann & Lommerzheim (2015)	22
Abbildung 3-4: Vorläufiges Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD	24
Abbildung 4-1: Berechnete Gasdruckentwicklung am unteren Dichtmodul im Modell Standort NORD, GB = Gasbildung, DE = Dichtelement (Burlaka 2016)	30
Abbildung 4-2: links: Versuchsaufbau während des Schachtabteufens, rechts: relative Permeabilitätsänderung in Abhängigkeit des Abstandes von der Kontur mit angenommener Auflockerungszone um die bitumenverfüllte Schottersäule (rot umrandet), nach Souley et al. (2007)	33
Abbildung 4-3: Verteilung des Fraktilenfaktors und Tabelle D.1 aus (DIN EN 1990)	35
Abbildung 4-4: Rotationssymmetrisches Berechnungsmodell (Rotationsachse Mitte Schacht)	37
Abbildung 4-5: Herabsetzung der Materialparameter über die plastische Dehnung: lineare (links) und instantane (rechts) Herabsetzung, nach (Jobmann et al., 2016b)	38
Abbildung 4-6: Abhängigkeit zwischen der vertikalen effektiven Spannung σ_{eff} und der horizontalen Permeabilität (Vymlatil & Schlegel 2013)	42
Abbildung 4-7: Abhängigkeit zwischen dem Mittelwert der horizontalen effektiven Spannung σ_{eff} und der vertikalen Permeabilität (Vymlatil & Schlegel 2013)	42
Abbildung 4-8: Messpunkte im Berechnungsmodell	46
Abbildung 4-9: Vertikalschnitt zur kleinsten Hauptspannung im Modell	47
Abbildung 4-10: Tiefe der Auflockerungszone	47

Abbildung 4-11: Temperaturverteilung im Modell bei schichtweisem Einbau von Bitumen	48
Abbildung 4-12: Auswertung in der Teufe 625 m u. NN: Temperatur (links), Deviatorspannung (rechts) bei schichtweisem Einbau von Bitumen	49
Abbildung 4-13: Vergleich der Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen (rot) und nach der schichtweisem Einbau der Bitumensäule (grün)	50
Abbildung 4-14: Temperaturverteilung im Modell bei instantanem Einbau von Bitumen	50
Abbildung 4-15: Auswertung in der Teufe 625 m u. NN: Temperatur (links), Deviatorspannung (rechts) bei instantanem Einbau von Bitumen	51
Abbildung 4-16: Vergleich der Auflockerungszone nach dem Schachtabteufen (rot) und nach der instantanem Einbau der Bitumensäule (grün)	52
Abbildung 4-17: Kleinste totale Hauptspannung im Modell	53
Abbildung 4-18: Kleinste effektive Hauptspannung im Modell	53
Abbildung 4-19: Porendruck im Modell	54
Abbildung 4-20: Tiefe der von der Auffahrung beeinflussten Zone	54
Abbildung 4-21: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige Permeabilität in x und y-Richtung, senkrecht zur Schachtwandung	55
Abbildung 4-22: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige Permeabilität in z-Richtung, in Richtung des Schachtes	55
Abbildung 4-23: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in x-Richtung (senkrecht zur Schachtwandung) nach Abteufen des Schachtes	56
Abbildung 4-24: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in y-Richtung (radial zur Schachtwandung) nach Abteufen des Schachtes	56
Abbildung 4-25: Die mit dem Stoffmodell berechnete spannungsabhängige und dehnungsabhängige Permeabilität in z-Richtung (in Richtung des Schachtes) nach Abteufen des Schachtes	57
Abbildung 4-26: Abhängigkeit der Permeabilität von der Tiefe für K1, K2 sowie K3 vor und nach Abteufen des Schachtes	58
Abbildung 4-27: Quantifizierung des A) spannungs- und B) dehnungsabhängigen Permeabilitätsanteils nach Schachtausbruch	59
Abbildung 4-28: Dehnungsinkremente für die drei Raumrichtungen x (A), y (B) sowie z (C) im Bereich des Schachtsumpfes.	60
Abbildung 4-29: Darstellung der Temperatur über die Zeit (nach Schachtausbruch) für die Messpunkte bei 625 m Teufe	61

Abbildung 4-30: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen (oben) sowie über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte (unten)	62
Abbildung 4-31: Quantifizierung des spannungs- (A) und dehnungsabhängigen (B) Permeabilitätsanteils für unterschiedliche Zeitpunkte	63
Abbildung 4-32: Verlauf der Permeabilität über die Gebirgstiefe für verschiedene Zeitpunkte in y-Richtung (A) und z-Richtung (B)	64
Abbildung 4-33: Simulation des Nachschnitts von 0,5 m Tiefe über eine Höhe von 2 m und anschließender Einbau der Bitumenschicht von 1 m Höhe	64
Abbildung 4-34: Verlauf der Permeabilität über die Zeit für verschiedene Gebirgstiefen	65
Abbildung 4-35: Verformungen in z-Richtung für verschiedene Zeitpunkte nach Bitumeneinbau	66
Abbildung 4-36: Abhängigkeit der Permeabilität von der Tiefe für K1, K2 sowie K3 für die Berechnungsvarianten Bitumeneinbau mit und ohne Nachschnitt zum Zeitpunkt 270 Tage nach Schachtausbruch sowie für den Zeitpunkt direkt vor und nach Schachtausbruch	67
Abbildung 4-37: Druckdifferenzen im Bereich der bitumenverfüllten Schottersäule und des Bentonitdichteelementes	71
Abbildung 4-38: Vergleich der temperaturabhängigen, dynamischen Viskosität eines Destillationsbitumens (B25) und eines Oxidationsbitumens (85/25), nach (Kudla et al., 2009)	74
Abbildung 4-39: Modellaufbau und Modellnetz, rot – Gebirge, grün – bitumenverfüllte Schottersäule, türkis – ALZ, Schachtröhre - violett	76
Abbildung 4-40: TOUGH-2 Modellnetz. Startbedingung: hydraulischer Druck im Vertikalschnitt durch das Model, im Schacht herrscht Atmosphärendruck	77
Abbildung 4-41: Zeitliche Entwicklung des hydraulischen Drucks an der Oberkante der bitumenverfüllten Schottersäule (BP oben)	77
Abbildung 4-42: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten für alle drei Rechenfälle	78
Abbildung 4-43: Grafische Darstellung der Bitumenkonzentration in Schacht, ALZ und Gebirge in allen drei Rechenfällen, Zeitpunkt 100.000 Jahre	79
Abbildung 4-44: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten der Füllsäule und dem konturnahen Bereich der ALZ für den Rechenfall 30°C	80
Abbildung 4-45: Veränderung des Bitumenanteils über die Zeit in den Beobachtungspunkten Oben, Mitte, Unten in den Teilbereichen 2 und 3 der ALZ für den Rechenfall 30°C	80

Abbildung 5-1:	Permeabilität der gesättigten Proben in Abhängigkeit von der Bentonit-trockendichte	82
Abbildung 5-2:	links: typische Oberflächenprofile, rechts: Bestimmung des JRC (rot markiert: angenommene maximale Auslenkung der Oberflächenrauigkeit bezogen auf einen Meter Länge), (Singh & Goel, 1999)	85
Abbildung 6-1:	Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD	90
Abbildung 6-2:	Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD	94
Abbildung 7-1:	Typisierung von Salzstrukturen (Minkley et al. 2010)	106
Abbildung 7-2:	Schematischer geologischer Schnitt für den Referenzstandort Steinsalz der flachen Lagerung (in vertikaler Richtung 5-fach überhöht), (Minkley et al. 2010)	107
Abbildung 7-3:	Bentonitdichtelement mit nachfolgendem Element aus MgO-Beton mit integrierter Bitumendichtschicht	109
Abbildung 7-4:	Prinzipieller Aufbau eines "klassischen" Schachtverschlusses für den Verschluss lösungserfüllter Grubenbaue mit kombinierten Dichtelementen aus Ton und Bitumen/Asphalt (obere Dichtung gegen Süßwasserzutritt und untere Dichtung gegen Laugenzutritt von unten)	110
Abbildung 7-5:	Prinzipielle Anordnung der Elemente eines Multi-Barrierensystems für einen Schachtverschluss für ein zukünftiges Endlager im Steinsalz der flachen Lagerung	111
Abbildung 7-6:	Exemplarischer Entwurf eines Schachtverschlusses für ein Endlager in der angenommenen Teufe	113
Abbildung 7-7:	Parameter für die Berücksichtigung der ALZ in der Bemessung der Dichtelemente	116
Abbildung 7-8:	Abhängigkeit der hydraulischen Leitfähigkeit und des Quelldrucks von Calcigel gegenüber NaCl-Lösung von der Trockendichte, nach Daten von (Wagner 2005)	121
Abbildung 7-9:	Errechnete Setzung einer Füllsäule aus Schotter und aus verdichtetem Salzgrus-Ton-Gemisch in Abhängigkeit von der Einbaulänge bei einer axialen Belastung von 9 MPa und einem äquivalenten Schachtradius von 3,5 m.	124

10 Tabellenverzeichnis

	Blatt
Tabelle 3-1: Zusammenfassung Verschlussaufbau des vorläufigen Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD	20
Tabelle 3-2: Zusammenfassung Verschlussaufbau des vorläufigen Schachtverschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD	25
Tabelle 4-1: Gebirgsdruck im Niveau der bitumenverfüllten Schottersäule	32
Tabelle 4-2: Messwerte innerhalb der ALZ ($K_0 = 1,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$)	34
Tabelle 4-3: Dichte und elastische Materialparameter für Bitumen und Beton	38
Tabelle 4-4: Abgeminderte Festigkeitsparameter an der Dilatanzgrenze, nach (Jobmann et al. 2007) und (Nowak & Maßmann 2013)	39
Tabelle 4-5: Hydromechanische Materialparameter	41
Tabelle 4-6: Materialparameter zur Beschreibung der Permeabilität	42
Tabelle 4-7: Thermische Materialparameter	43
Tabelle 4-8: Wärmeübergangskoeffizient für Luft an der Erdoberfläche, nach Beisel (1999)	43
Tabelle 4-9: Thermische Ausdehnungskoeffizienten	44
Tabelle 4-10: Verwendete Parameter im EOS7-Modul für die unterschiedlichen Rechenfälle	75
Tabelle 4-11: Permeabilität der Teilbereiche in der ALZ	75
Tabelle 5-1: Permeabilität und Einbautrockendichte von Bentonit (Karnland et al. 2006), (Galicía 2002) und (Kröhn 2004)	83
Tabelle 6-1: Zusammenfassung Verschlussaufbau	91
Tabelle 6-2: Übersicht Verschlusssystem Standort SÜD	95
Tabelle 7-1: Zusätzliche Funktionselemente für Schachtverschlüsse für HAW-Endlager im Steinsalz	101
Tabelle 7-2: Bauausführung von Bitumen/Asphaltdichtungen für Schachtverschlüsse	103
Tabelle 7-3: Dichtwirkung des Schachtverschlusssystems gemäß Abbildung 7-5 (nach bisherigen Ergebnissen)	112
Tabelle 7-4: Phasenbestand und Porosität der im Schachtverschluss eingesetzten Materialien	115
Tabelle 7-5: Ausgangsdaten für die Berechnung der Setzungen einer Füllsäule aus Schotter und aus Salzgrus-Ton-Gemisch	123

11 Quellenverzeichnis

- Alonso, J., García-Siñeriz, J. L., Bárcena, I., Alonso, M. C., Fernández-Luco, L., García, J., et al. (2008). Temporary Sealing Technology. Final Report, ESDRED.
- ANDRA. (2005). Dossier 2005: Argile Tome: Architecture and management of a geological repository, Andra.
- Baldschuhn, R., Binot, F., Fleig, S., & Kockel, F. (2001). Geotektonischer Atlas von Nordwest-Deutschland und dem deutschen Nordsee-Sektor - Strukturen, Strukturentwicklung, Paläogeographie - Deutsch-Englisch. BGR.
- Barton, N. (1982). Modeling rock joint behavior from in situ block tests: Implications for nuclear waste repository design, Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, OH, ONWI-308, September 1982
- Barton, N., Brandis, S. & Bakhtar, K. (1985). Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 22, (1985), 121-140.
- Beisel, S. (1999). Vermessung, Modellierung und Bewertung des Erdreichwärmeübertragers beim Passiv-Solarhaus Cölbe
- Benedix, R.: Bauchemie - Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten, Wiesbaden, Vieweg+Teubner | GWV Fachverlage GmbH, 2008
- BMU. (2010). Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit.
- Bodenstein, J.; Leuschner, J. & Seifert, M. (2002). Zehn Jahre Schachtverwahrung im Südharz-Kalrevier, Glückauf, Ausgabe 4
- Breidung, K. (2002). Schachtverschlüsse für untertägige Deponien in Salzbergwerken. Forschungsvorhaben Schachtverschluss Salzdetfurth. Abschlussbericht FKZ: 02C0516, K+S AG, Kassel.
- Burkhardt, G., & Egloffstein, T. (1995). Asphalt dichtungen im Deponiebau, Eine Standortbestimmung. expert Verlag.
- Burlaka, V. (2016). 3D-Modellierungen zum gekoppelten Lösungs- und Gastransport im Endlager; In: Jobmann et al. 2016, Spezifische Prozessanalysen, Projekt ANSICHT, Arbeitsbericht TEC-13-2016-B, GRS, BGR, DBE TECHNOLOGY GmbH, Braunschweig, Hannover, Peine.
- Chaney, R. (1978). Saturation Effects on the Cyclic Strength of Sands. Proceedings: ASCE Geotechnical Engineering Division Speciality Conference, 21 Juni, pp. 342 - 358
- DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. DIN 1054: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.
- DIN EN 1330-8: Zerstörungsfrei Prüfung, Terminologie, Teil 8 Begriffe für die Dichtheitsprüfung Dreisprachige Fassung. DIN EN 1330-8: Zerstörungsfrei Prüfung, Terminologie, Teil 8 Begriffe für die Dichtheitsprüfung Dreisprachige Fassung.
- DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung. Eurocode 0: DIN EN 1990: Grundlagen der Tragwerksplanung (Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010).
- DIN EN 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Eurocode 7: DIN EN 1997-1: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln (Deutsche Fassung DIN EN 1997-1:2004 + AC:2009).
- Verordnung über Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle (Endlagersicherheitsanforderungsverordnung – EndlSiAnfV), auf Grund des § 26 Absatz 3 und § 27 Absatz 6 des Standortauswahlgesetzes vom 5. Mai 2017 (BGBl. I S. 1074), das zuletzt durch Artikel 2 Absatz 16 des Gesetzes vom 20. Juli 2017 (BGBl. I S. 2808) geändert worden ist.
- Eschrich, H. (1980). Properties and long-term behaviour of bitumen and radioactive waste-bitumen mixtures, Eurochemic, Mol, October 1980
- Freyer, D.; Gruner, M.; Popp, T. (2015). Zusammenhang von Chemismus und mechanischen Eigenschaften des MgO-Baustoffs. Freiburger Forschungshefte. Serie E15 Naturwissenschaften. TU Bergakademie Freiberg, 2015. ISBN 978-3-86012-8.
- Galicia, M. (2002). Thermo-hydro-mechanical characterization of a bentonite from Cabo de Gata – A study applied to the use of bentonite as sealing material in high level radioactive waste repositories, ENRESA.
- Glaubach, U.; Gruner, M. & Hofmann, M. (2008): Material zur Verbesserung der Flüssigkeitsdichtheit einer Bitumen- oder Asphalt dichtung durch wesentliche Verbesserung der Adhäsion bzw. Benetzung in der Kontaktzone zum Salzgestein. Patentschrift DE10 2008 050 211 B4

- Glaubach, U., Hofmann, M., Teichert, T., & Kudla, W. (2014). New Development of a Combined Abutment and Sealing Assembly made of Bitumen and Gravel. In A. Schäfers, & S. Fahland (Hrsg.), International Conference on the Performance of Engineered Barriers.
- Gruner, M., Rumphorst, K., & Sitz, P. (2008). Design and Emplacement of Bentonite Barriers. International Conference Underground Disposal Unit Design \& Emplacement Processes for a Deep Geological Repository. 16-18 June 2008, Prague.
- Gruner M. (2010) Einsatz von Bentonit im Entsorgungsbergbau, Bergbau – Zeitschrift für Rohstoffgewinnung, Energie, Umwelt Nr. 9/2010, Seite 394 – 403
- Guo, R., Kjartanson, B., & Martino, J. (2005). Thermo-hydro-mechanical simulation of the concrete bulkhead during the heating phase of the tunnel sealing experiment. In E. Alonso, & A. Ledesma (Hrsg.), Advances in Understanding Engineered Clay Barriers (S. 431-441). Balkema Publishers.
- Häfner, F., Voigt, H.-D., & Behr, A. (2004). Zeitliche Veränderung der Ausdehnung und der Hydraulischen Eigenschaften von Auflockerungszonen um Hohlräume in Gesteinen mit visko-plastischen Eigenschaften mit Anlagen, Institut für Bohrtechnik und Fluidbergbau, TUBAF.
- Hansen, J. (2016). DOPAS - Full Scale Demonstration of Plugs and Seals – Final report, European Union, <https://cordis.europa.eu/docs/results/323/323273/final1-dopas-final-report-final-ec.pdf>
- Herold, P., & Gruner, M. (2011). Asphalt- und Bitumendichtungen für Schachtverschlüsse im Salinar - Stand der Technik und Optimierungsansätze. Bergbau – Zeitschrift für Rohstoffgewinnung, Energie, Umwelt, 9, 404-407.
- Herold, P. (2011). Auswertung der Bauausführung bisheriger Asphalt- und Bitumendichtungen in Schachtverschlüssen im Salinar und Schlussfolgerungen für zukünftige Dichtsysteme auf Basis von Asphalt und Bitumen - Diplomarbeit, Freiberg: TU Bergakademie Freiberg
- Herold, P.; Leon-Vargas, P.; Müller, C.; Simo, E.; Wilsnack, T.; Schieweg, A. (2020) Teilbericht zum Arbeitspaket 5 – Modellierungen, Technischer Bericht, BGE TEC 2020-21, BGE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Hoth, P., Wirth, H., Reinhold, K., Bräuer, V., Krull, P., & Feldrappe, H. (2007). Endlagerung radioaktiver Abfälle - Untersuchung und Bewertung von Tongesteinsformationen. Technischer Bericht., BGR.
- Hunsche, U., & Schulze, O. (1994). Das Kriechverhalten von Steinsalz. Kali und Steinsalz 11, 8/9, 238-255.
- Itasca, 2005. FLAC3D Manuals
- Itasca, 2009. PFC 5.0 Online Documentation
- Jahn, S., & Sönnke, J. (2013). Endlagerstandortmodell Nord – Teil II: Zusammenstellung von Gesteinseigenschaften für den Langzeitsicherheitsnachweis eines HAW-Endlagers am Modellstandort NORD. Projekt AnSichT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Zwischenbericht, BGR, Hannover.
- Jobmann, M.; Uhlig, L.; Amelung, P.; Billaux, D.; Polster, M.; Schmidt, H. (2007). Untersuchungen zur Sicherheitstechnischen Auslegung eines generischen Endlagers im Tonstein in Deutschland- FuE-Projekt GENESIS, Abschlussbericht, FKZ 02 E 9733, Peine: DBE TECHNOLOGY GmbH
- Jobmann, M. (2014). Zusammenstellung messtechnischer Ergebnisse zu den hydraulischen Verhältnissen im Bereich der Auflockerungszone im Ton und Tonstein. Technischer Bericht, Forschungsvorhaben "Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle - ELSA Phase II", DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Jobmann, M. & Lommerzheim, A. (2015). Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell SÜD, ANSICHT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Technischer Bericht, TEC-26-2015-TB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine, Hannover, Braunschweig TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Jobmann, M., Meleshyn, A., Maßmann, J., & Polster, M. (2015). Quantifizierung von Kriterien für Integritätsnachweise im Tongestein. Technischer Bericht, TEC-08-2013-AP, DBE TECHNOLOGY GmbH, BGR, GRS, Peine, Hannover, Braunschweig.
- Jobmann, M.; Li, S.; Polster, M.; Breustedt, M.; Schlegel, R.; Vymatil, P.; Will, J. (2016a). Using Statistical Methods for Rock Parameter Identification to Analyse the THM Behaviour of Callovo-Oxfordian Claystone due to Heating, Journal of Geological Resource and Engineering 3, 125-136, doi:10.17265/2328-2193/2016.03.003
- Jobmann, M.; Flügge, J.; Gazul, R.; Hammer, J.; Herold, P.; Krone, J.; Kuate Simo, E.; Kühnlenz, T.;aggiard, E.; Lommerzheim, A.; Meleshyn, A.; Müller, C.; Rübel, A.; Wolf, J.; Zhao, H. (2016b) Investigation on long-term safety aspects of a radioactive waste repository in a diagenetic clay formation – Final Report, TEC-32-2016-AB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine

- Jobmann, M., Bebiolka, A., Jahn, S., Lommerzheim, A., Maßmann, J., Meleshyn, A., Mrugalla, S., Reinhold, K., Rübel, A., Stark, L. & Ziefle, G. (2017a). Sicherheits- und Nachweismethodik für ein Endlager in einer Tongesteinsformation in Deutschland, Forschungsvorhaben ANSICHT, Synthesebericht, TEC-19-2016-AB, GRS, BGR, DBE TECHNOLOGY GmbH, Hannover, Braunschweig, Peine
- Jobmann, M.; Burlaka, V.; Herold, P.; Simo, E.; Maßmann, J.; Meleshyn, A.; Rübel, A.; Ziefle, G. (2017b). Systemanalyse für die Endlagerstandortmodelle Methode und exemplarische Berechnungen zum Sicherheitsnachweis, ANSICHT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht TEC-29-2016-AB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine, Hannover, Braunschweig
- Karnland, O., Olsson, S., & Nilsson, U. (December 2006). Mineralogy and sealing properties of various bentonites and smectite-rich clay materials. Technical Report, SKB.
- Königer, F., Emmerich, K., Kemper, G., Gruner, M., Gaßner, W., Nüesch, R., et al. (2008). Moisture spreading in a multi-layer hydraulic sealing system (HTV-1). Engineering Geology, 98, 41-49.
- Krakau, U. (1990). Dissertation - "Untersuchungen zu physikalischen und physiko-chemischen Wechselwirkungen beim Einsatz von Bitumen und Asphalten zur Abdichtung und Verwahrung untertägiger Hohlräume", Freiberg, 1990
- Kröhn, K.-P. (2004). Modelling the re-saturation of bentonite in final repositories in crystalline rock. Technischer Bericht, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) mbH, Braunschweig.
- Kudla, W., Dahlhaus, F., Glaubach, U., Gruner, M., Haucke, J., Hofmann, M., et al. (2009). Diversitäre und redundante Dichtelemente für langzeitstabile Verschlussbauwerke. Abschlussbericht, TU BAF Institut für Bergbau und Spezialtiefbau, Freiberg.
- Kudla, W., Schreiter, F., Gruner, M., Jobmann, M., Bollingerfehr, W., Müller-Hoeppel, N., et al. (2013). Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle – ELSA Teil 1–. Abschlussbericht, TUBAF & DBETEC, Freiberg.
- Kupfer, K. (2009). Weiterentwicklung eines TDR-Messverfahrens zur Quantifizierung von Feuchte- und Dichteverteilungen in Bentonitversuchsbauwerken. Abschlussbericht, MFPA, Weimar.
- Kudla, W. (Hrsg.); et al. (2020) Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle ELSA-Phase 2: Teilbericht zum Arbeitspaket 4: „Halbtechnische Versuche zu den Arbeitsschritten 2.1 bis 2.6“, TU Bergakademie Freiberg
- Lommerzheim, A., & Jobmann, M. (2015). Endlagerkonzept sowie Verfüll- und Verschlusskonzept für das Endlagerstandortmodell NORD. Technischer Bericht, TEC-14-2015-TB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine.
- Madsen, F. T. (1998). Clay mineralogical investigations related to nuclear waste disposal. Clay Minerals, 33, 1009-129.
- Martino, J., Dixon, D., Holowick, B., & Kim, C.-S. (2011). Enhanced Sealing Project (ESP): Seal Construction and Instrumentation Report. Technical Report, Atomic Energy of Canada Limited (AECL).
- Minkley, W., Wüste, U., Popp, T., Naumann, D., Wiedemann, M., J., B., et al. (2010). Beweissicherungsprogramm zum geomechanischen Verhalten von Salinarbarrieren nach starker dynamischer Beanspruchung und Entwicklung einer Dimensionierungsrichtlinie zum dauerhaften Einschluss. Abschlussbericht, IfG, Leipzig.
- Minkley, W., Popp, T., Salzer, K., Gruner, M., & Böttge, V. (2013). Hydro-mechanical properties of the Red Salt Clay (T4) - Relevancy of the minimum stress criterion for barrier integrity. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C, 65, 50-59.
- Mönig, J., Buhmann, D., Rübel, A., Wolf, J., Baltes, B., & Fischer-Appelt, K. (2012). Sicherheits- und Nachweiskonzept, Bericht zum Arbeitspaket 4, Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben. Technical Report, GRS, Braunschweig, Köln.
- Mrugalla, S. (2014). Geowissenschaftliche Langzeitprognose für Norddeutschland – ohne Endlagereinfluss. Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Müller-Hoeppel, N., Buhmann, D., Czaikowski, O., Engelhardt, J., Herbert, H.-J., Lerch, C., et al. (2012). Integrität geotechnischer Barrieren - Teil 1 Vorbemessung. Technischer Bericht, GRS-287, DBE TECHNOLOGY GmbH, GRS, Peine, Braunschweig.
- Nagra. (2002). Konzept für die Anlage und den Betrieb eines geologischen Tiefenlagers. Technischer Bericht, Nagra, Wettingen.
- Nowak, T. & Maßmann, J. (2013). Endlagerstandortmodell Nord - Teil III: Auswahl von Gesteins- und Fluideigenschaften für numerische Modellberechnungen im Rahmen des Langzeitsicherheits-

- nachweises. Projekt AnSichT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe
- Pruess, K.; Oldenburg, C. & Moridis, G. (2012). TOUGH2 User's guide, Version 2.
- Reinhold, K.; Jahn, S.; Kühnlenz, T.; Ptock, L.; Sönnke, J. (2013). Endlagerstandortmodell Nord (AnSichT) - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells. Projekt AnSichT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein, Hannover: Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe
- Reinhold, K., Stark, L., Kühnlenz, T., & Ptock, L. (2016). Endlagerstandortmodell SÜD - Teil I: Beschreibung des geologischen Endlagerstandortmodells. Projekt AnSichT - Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein. Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Rübel, A., & Meleshyn, A. (2014). Sicherheitskonzept und Nachweisstrategie, Methodik und Anwendungsbezug eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein HAW-Endlager im Tonstein (AnSichT), GRS-Bericht GRS-338, Braunschweig.
- Scherbeck, R.; Barciaga, T.; König, D.; Wollnik, F.; Schanz, T. (2013). Neue Untersuchungen zum Systemverhalten von Lockermassenfüllsäulen alter Tiefbauschächte, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, geotechnik 36, Heft 4
- Schneider, K.-J. & Bertig, R. (2012). Bautabellen für Ingenieure. 20. Auflage Hrsg. Köln: Werner-Verlag
- Schreiber, U.; Jentzsch, G.; Ewert, T. (2015). Geologische Potentiale zur Einlagerung von radioaktiven Abfallstoffen unterhalb von stratiformen Salzformationen - Konzeptstudie für ein alternatives Endlagermodell - Universität Duisburg-Essen
- Schuhmann, R.; Emmerich, K.; Kemper, G.; Königer, F. (2009). Verschlussystem mit Äquipotenzialsegmenten für die untertägige Entsorgung (UTD und ELA) gefährlicher Abfälle zur Sicherstellung der homogenen Befeuchtung der Dichtelemente und zur Verbesserung der Langzeitstabilität, Schlussbericht, Kompetenzzentrum für Materialfeuchte CMM, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe
- Singh, B. & Goel, R. K. (1999). Rock Mass Classification - A Practical Approach in Civil Engineerig, Elsevier Science Ltd., 1999
- Sitz, P. (1981). Querschnittsabdichtungen untertägiger Hohlräume durch Dämme und Pfropfen. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie.
- Souley, M.; Armand, G.; Su, K.; Wileveau, Y. (2007). Poromechanical behaviour of deep claystone and permeability changes around shaft. International workshop on constitutive modelling development implementation evaluation and application, 12-13 janvier 2007, Hong Kong, Chine.
- Stark, L. (2014). Geowissenschaftliche Langzeitprognose für Süddeutschland - ohne Endlagereinfluss (AnSichT). Technischer Bericht, BGR, Hannover.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, New York: John Wiley and Sons
- Tsang, C.-F.; Bernier, F.; Davies, C. (2005) Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt and indurated and plastic clays – in the context of radioactive waste disposal, International Journal of Rock Mechaniscs & mining Scienes 42 (2005) 109-125
- Umrath, W. (1997). Grundlager der Vakuumtechnik, Leybold Vakuum,
- van Geet, M.; Bastiaens, W.; Volckaert, G.; Weetjens, E.; Sillen, X.; Maes, N.; Imbert, C.; Billaud, P.; Touzé, G.; Filippi, M.; Plas, F.; Villar, M. V.; García-Gutiérrez, M.; Mingarro, M.; Gens, A.; Vallejan, B (2009). RESEAL II A large-scale in situ demonstration test for repository sealing in an argillaceous host rock – Phase II, Final report, EUROPEAN COMMISSION
- Vymřatil, P. & Schlegel, R. (2013). Parameteridentifikation für thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelte Berechnungen eines Erhitzerversuchs, Technischer Bericht, Dok.-Nr.: K13-DBE-01_TB1_REV_1.DOC
- Wagner, K. (2005). Beitrag zur Bewertung der Sicherheit untertägiger Verschlussbauwerke im Salinargebirge. Dissertation, Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau der Technischen Universität Bergakademie Freiberg.
- Wieczorek, K.; Förster, B.; Rothfuchs, T.; Zhang, C.L.; Olivella, S.; Kamlot, P.; Günther, R.-M.; Lerch, C. (2010) THERESA Subproject MOLDAU Coupled Thermal-Hydrological-Mechanical-ChemicalProcesses in Repository Safety Assessment, Final report, GRS-262, Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit gGmbH, Braunschweig
- Wilsnack, T., Sitz, P., Heinemann, k., Rumphorst, K., & Hunstock, F. (2008). Flüssigkeitsdichte Verwahrung von Schächten. Kali und Steinsalz, 3, 24-35.

- Witherspoon, P.; Wang, J.; Iwai, K.; Gale, J. (1980). Validity of Cubic Law for Fluid Flow in a Deformable Rock Fracture, *Water Resources Research*, 16(6), (1980), 1016-1024
- Wolf, J. & Jobmann, M. (2015). Stoffmodell zur Abhängigkeit der Permeabilität vom Spannungszustand und der plastischen Dehnung im Tonstein, Projekt ANSICHT, Technischer Bericht, TEC-15-2015-TB, DBE TECHNOLOGY GmbH, Peine
- Wolf, M. (1989). Mikrobieller Abbau von Bitumen. Technischer Bericht, Nagra.
- Zhang, C.-L. (2012). Characterization of Excavated Claystone and Claystone-Bentonite Mixtures as Backfill/Seal Material. 5th International Clay Meeting, Montpellier.

Anhang A - Zusammenstellung von Anforderungen an Schachtverschlüsse

In der folgenden Tabelle sind Anforderungen an Schachtverschlüsse dokumentiert, die im Rahmen der Phase 1 des ELSA-Vorhabens entwickelt wurden (Kudla et al. 2013).

Quelle	Anforderung	Steinsalz	Tonstein
Sicherheitsanforderungen (BMU 2010)	Prozessanalyse der Einwirkungen auf Schachtverschluss.	X	X
	Falls Komponenten des Schachtverschlusses im ewG liegen, so müssen in den Komponenten ablaufende Transportprozesse in ihrer Geschwindigkeit mit diffusiven Transportprozessen vergleichbar sein (ausreichend geringe Durchlässigkeit).	X	X
	Quelldrücke von Dichtelementen dürfen die Gebirgsfestigkeit nicht überschreiten.	X	X
	Falls für geotechnische Barrieren keine anerkannten Regeln der Technik vorliegen, muss deren Herstellung, Errichtung und Funktion grundsätzlich erprobt sein. (Kann entfallen, falls die Robustheit anderweitig nachgewiesen werden kann oder falls ausreichend Sicherheitsreserven bestehen.)	X	X
	Zum Nachweis der Bauwerksintegrität sind die maßgeblichen Beanspruchungszustände und Eigenschaften der Baustoffe zu untersuchen. Die hinreichende Belastbarkeit und Alterungsbeständigkeit dieser Baustoffe ist für den Zeitraum nachzuweisen, für den die Funktionstüchtigkeit der Bauwerke gegeben sein muss.	X	X
	Soweit notwendig müssen sofort wirksame Barrieren den Einschluss der Abfälle für den Zeitraum übernehmen, in dem die volle Wirksamkeit der langfristig wirksamen Barrieren noch nicht gegeben ist.	X	X
	Eventuelle Anforderungen aus einer Analyse von Freisetzungsszenarien sind zu identifizieren und zu berücksichtigen.	X	X
	Innerhalb des Schachtverschlusses soll möglichst Redundanz und Diversität berücksichtigt werden z. B. durch Verwendung mehrerer Dichtelemente mit diversitären Materialien.	X	X
Sicherheits- und Nachweiskonzepte	Der Schachtverschluss ist in seiner Bedeutung für die Sicherheit des Endlagers im Zusammenspiel mit den anderen Barrieren (z. B. Streckenverschlüsse) zu bewerten (z. B. für die Festlegung des Wirkungszeitraums).	X	X
	Maximaler Wirkungszeitraum 50.000 Jahre (nächste Eiszeit). Einschränkung über Verschlusskonzept (Steinsalz): Der Schachtverschluss muss solange hinreichend dicht sein, bis der hydraulische Widerstand des kompaktierenden Salzgrusversatzes groß genug ist. (1000 Jahre nach aktuellen Abschätzungen). Daraus resultiert die hydraulische Anforderung, dass der sich einstellende Volumenstrom so gering sein muss, dass die zutretende Lösung den Salzgrusversatz in den Zugangsstrecken erst nach 1000 Jahren erreicht.	X	-
	Maximaler Wirkungszeitraum 50.000 Jahre (nächste Eiszeit). Einschränkung über Verschlusskonzept (Tonstein): noch offen.	-	X
	Vorbemessung des Schachtverschlusses (Dimensionierung, Eigenschaften und Nachweis der prinzipiellen Herstellbarkeit).	X	X
	Berücksichtigung einer FEP-Liste mit wahrscheinlichen und weniger wahrscheinlichen Prozessen bezüglich einer Konsequenzanalyse. Daraus eventuell resultierende Anforderungen an Funktionselemente des Schachtverschlusses sind zu berücksichtigen (ggf. iterativ optimieren).	X	X
	Unterbindung einer advektiven Lösungsbewegung aus dem Endlager bzw. aus dem ewG heraus.	-	X
		-	X

Quelle	Anforderung	Steinsalz	Tonstein
	- Erhaltung eines stabilen geochemischen Milieus - Verwendung von Materialien mit hoher Sorptionskapazität.	-	X
Technische Funktionsnachweise	- Die Auslegung des Verschlussystems sollte in Anlehnung an die technischen Regelwerke DIN EN 1997-1 Eurocode 7, DIN EN 1990 Eurocode, DGGT-GDA-Empfehlungen und DAfStb Richtlinie 2004 erfolgen - Die einzelnen Funktionselemente eines Schachtverschlusses sind so zu konfigurieren, dass gemäß dem Nachweiskonzept der Funktionsnachweis geführt werden kann. - Für den Nachweis einer ausreichenden hydraulischen Dichtheit sind nicht nur die Dichtelemente für sich zu betrachten, sondern immer im Zusammenspiel mit der Kontaktzone und der Auflockerungszone (integrale Dichtheit). - Im Bereich von Dichtelementen ist die Auflockerungszone bis in eine geeignete Tiefe zu entfernen. - Wird einem Dichtelement eine sofortige Wirksamkeit im Rahmen des Verschlusskonzeptes zugeordnet, so ist zum einen entweder der Einsatz quellfähiger Materialien vorzusehen, oder ein Material zu verwenden, das aufgrund anderer Eigenschaften in Verbindung mit dem Gebirge steht und auch bei Fluidruckbelastung den Kontakt hält (z. B. Bitumen oder Asphalt), um die Kontaktzone abzudichten. Zum anderen ist die sich im Anschluss an den Nachschnitt der EDZ neu bildende aufgelockerte Zone ggf. zusätzlich durch technische Injektionsmaßnahmen zu vergüten. - Bei Verwendung von nicht kohäsiven und nicht eigentragfähigen Abdichtmaterialien ist eine setzungsarme Stützsäule vorzusehen (Setzung max. 3 % der Dichtungslänge). - Zur Vermeidung von Erosion und Suffosion ist der Einsatz von Filterschichten am Dichtelement vorzusehen. - Für alle Materialien muss ein vollständiger und konsistenter Datensatz zur Verfügung stehen, der das Materialverhalten bzw. seine Eigenschaften charakterisiert.	X X X X X X X X	X X X X X X X X
Standortspezifische Randbedingungen	- Durchörtert der zu verschließende Schacht Störungszonen oder Zonen, die potenziell flüssigkeitsführend sein können, so sind diese mit Dichtelementen mit ausreichender Überdeckung abzudichten. - In Abhängigkeit von der einwirkenden Porenlösung sind die Materialien der Dichtelemente entsprechend so zu wählen, dass es zu keiner signifikanten Korrosion der Dichtelemente bei Eintreffen entsprechender Lösungen kommt. - Dichtelemente aus nicht quellfähigem Material sollten aus Einstreuungsgründen so tief wie möglich im Schacht angeordnet werden. - Es ist vorzusehen, dass die Einlagerungssohle von anderen Sohlen (z. B. Erkundungssohlen) durch ein Dichtelement getrennt wird. - Dort wo Wechsellagerungen von toniger und sandiger Fazies auftreten, sind Dichtelemente im Bereich der tonigen Fazies anzuordnen, um keine Umläufigkeiten durch die sandigen Bereiche zu ermöglichen. - Sind mehrere Grundwasserleiter vorhanden, so ist ein Kurzschluss der Grundwasserleiter durch Abdichtung zu vermeiden. - Die Komponenten des Schachtverschlusses sind gegen den standortspezifisch maximal möglichen vertikalen Lösungsdruck zuzüglich 50m durch klimabedingte Meeresspiegelschwankungen auszulegen.	X X X X - X X	X X X X X X X

Quelle	Anforderung	Steinsalz	Tonstein
Sonstige Vorgaben	• Schächte sind nach der Stilllegung vollständig zu verfüllen.	X	X
	• Vor der Verfüllung sollten Schachteinbauten vollständig entfernt werden, soweit das arbeitssicherheitslich vertretbar ist.	X	X
	• Vorhandener wasserdichter Ausbau im Bereich von Grundwasserleitern wird nicht demontiert.	X	X
	• In Verschlusshorizontalen wird der Ausbau entfernt, um Umläufigkeiten zu verhindern.	X	X
	• In Verschlusshorizontalen wird die Auflockerungszone im Schachtstoß entfernt.	X	X
	• Die Sohlenabgänge werden gegen das Auslaufen der Füllsäule gesichert und z. B. mit kohäsivem Füllgut abgedämmt.	X	X
	• Dichtelemente aus nicht quellfähigem Material (z. B. Salz- oder Sorelbeton) innerhalb des Schachtes müssen direkten und festen Kontakt zum Gebirge haben.	X	X
	• Der Einbau der Verfüllsäulen erfolgt im trockenen Milieu.	X	X

Anhang B - Kurzbericht Alterung und mikrobieller Abbau von Bitumen

Einleitung

Die abdichtenden Eigenschaften von Bitumen erlauben die Nutzung des Materials für verschiedene Anwendungen im Bergbau, Straßenbau und Deponiebau. Da Bitumen und Asphalt auch in der Natur vorkommen, finden sich neben natürlichen Analoga auch in der frühen Kulturgeschichte des Menschen verschiedene Anwendungsbeispiele von Bitumen und Asphalt als Dichtmaterial oder Kleber (Zirkler 2001). Die günstigen Eigenschaften und die Langzeitbeständigkeit führen auch zu technischen Anwendungen im Umgang mit radioaktiven Abfällen und als mögliches Verschlussmaterial (Eschrich, 1980). Im Rahmen einer Nutzung in Verschlusskonzepten für Endlager für hochaktive Wärme entwickelnde Abfälle taucht die Frage der Langzeitbeständigkeit auf, da, je nach Einsatzzweck, bestimmte Funktionsdauern von Dichtelementen gefordert werden.

Alterung von Bitumen

Das Vorhandensein natürlicher und technischer Analoga beweist die Langzeitbeständigkeit von Bitumen und Asphalt. So sind beispielsweise aus natürlichen Asphaltseen Nordamerikas vielfältige Fossilienfunde mit einem Alter von bis zu 40.000 Jahren bekannt (Selden & Nudds 2007). Demgegenüber steht, dass Bitumen wie jede andere organische Struktur altert. Mit der Alterung von Bitumen ist stets eine Eigenschaftsänderung verbunden. Gerade bei der Nutzung von eigens ausgewählten Bitumensorten unter der Ausnutzung bestimmter Eigenschaften mit exakt definierten Kennwerten, wie es bei der Anwendung im Schachtverschluss der Fall ist, sind Kenntnisse über das Langzeitverhalten und die damit verbundenen Eigenschaftsänderungen relevant. Die Langzeitstabilität des Bitumens beschränkt sich nicht nur auf das bloße Vorhandensein des organischen Stoffgemisches Bitumen, sondern muss über die Beständigkeit der geforderten Eigenschaften (z. B. Viskosität, Dichte) definiert werden.

Für die Langzeitbeständigkeit von Bitumen sind besonders chemische und physikalische Alterungsprozesse sowie der mikrobielle Abbau relevant. Die damit verbundenen Alterungsprozesse sind irreversibel, aber bisher nicht quantifizierbar.

Die Alterung von Bitumen lässt sich in eine Verdunstungsalterung, eine oxidative Alterung und eine Strukturalterung unterteilen (Neumann 1992). Alle drei Prozesse treten stets gemeinsam auf. Eine strikte Trennung der drei Alterungsprozesse ist nur schwer möglich.

Die Verdunstungsalterung ist durch die Abgabe leichtsiedender Bestandteile aus dem Bitumen, besonders bei hohen Temperaturen unterhalb des Siedepunktes gekennzeichnet. Bei der oxidativen Alterung reagiert Bitumen mit dem Luftsauerstoff oder auch Ozon. Das Ausmaß der stattfindenden Oxidation ist stark von der Temperatur, der UV-Strahlung und der Sauerstoffzufuhr abhängig (Burkhardt & Egloffstein 1995). Beide Prozesse werden beispielsweise auch bei der Herstellung von Oxidationsbitumen genutzt. Oxidative und destillative Alterungsprozesse führen immer auch zu einer Strukturänderung. Die chemisch/physikalischen Prozesse verändern die Bestandteile des Bitumens und damit auch die Zusammensetzung. Destillative und oxidative Alterung sind in der Literatur hinreichend beschrieben. Zusätzlich wird in der Literatur auch eine Strukturalterung im Zusammenhang mit der Kolloid-dispersen Struktur und dem nichtvorhandenen thermo-dynamischen Gleichgewicht beschrieben. Diese Prozesse

werden von oxidativen und destillativen Alterungsprozessen innerhalb konventioneller Anwendungen überlagert und finden daher keine Beachtung. Da unter den Bedingungen innerhalb eines Schachtverschlusses keine dauerhaft hohen Temperaturen, kein Energieeintrag über UV-Strahlung oder keine stetige Sauerstoffzufuhr vorhanden sind, treten die destillative und oxidative Alterung in den Hintergrund. Im Schachtverschluss hat die Strukturalterung des Bitumens einen größeren Einfluss auf die Langzeitbeständigkeit. Dieser bisher vernachlässigte, chemische Alterungsvorgang in Folge instabiler thermodynamischer Zustände des kolloid-dispersen Systems kann vor allem über die langen Betrachtungszeiträume zu einer Veränderung der physikalischen Eigenschaften führen.

Strukturalterung beschreibt die Veränderung der Kolloidstruktur. Die freie Energie des Kolloidsystems und das thermo-dynamische Ungleichgewicht nehmen durch eine Vergrößerung der dispergierten Asphaltene ab. Die Maltene verbinden sich zu größeren Kohlenwasserstoffen und auch die darin dispergierten Asphaltene gehen Verbindungen untereinander ein. Dieser Alterungsprozess eines Gel-Typs wird auch Synärese genannt. Durch die Vergrößerung der Partikel nehmen die Wechselwirkungen zwischen den Teilchen zu. Das Material verliert während der Alterung seinen Flüssigkeitscharakter und versprödet zunehmend. Die innere Festigkeit steigt während Elastizität und Plastizität abnehmen. Im Zuge dieses Alterungsprozesses können die Eigenschaften des Bitumens den zuvor definierten Bereich ihrer Funktionsfähigkeit verlassen. So können sich beispielsweise die Harteigenschaften negativ verändern. Eine Umwandlung des kolloid-dispersen Systems geht auch mit einem Volumenschwund einher. Das des Alterungsprozesses ist durch das Verlassen des kolloid-dispersen Systems gekennzeichnet. Das Bitumen hat dann einen grob-dispersen Aufbau (Neumann 1992 und 1995).

Untersuchungen zum Alterungsverhalten von Bitumen wurden hauptsächlich für die Anwendung im Straßenbau und die Nutzung von recycelten Bitumen durchgeführt. Der zeitliche Verlauf der Alterung ist stark von der Ausgangsstruktur des Bitumens und den Randbedingungen abhängig. Neben den zitierten, qualitativen Aussagen zur Alterung sind keine konkreten Alterungsraten aus der Literatur bekannt. Mit Blick auf den bisher definierten Funktionszeitraum des Schachtverschlusses von 50.000 Jahren ist dieser Punkt noch nicht abschließend geklärt.

Neben der chemischen Alterung führt auch die mikrobielle Zersetzung von Bitumen zu einer Alterung im Sinne sich ändernder Eigenschaften. Die Auswirkungen der mikrobiellen Zersetzung auf bitumenhaltige Dichtmaterialien in einem Endlager wurde unter Laborbedingungen ausführlich in (Wolf 1989) untersucht. Demnach sind bitumenzersetzende Organismen (z. B.: Bakterien und Pilze) allgegenwärtig. Die Zersetzung kann sowohl unter aeroben als auch unter anaeroben Bedingungen ablaufen. Sauerstoff ist im Endlager nur begrenzt verfügbar. Neben der mikrobiellen Aktivität wirken auch andere Prozesse, wie die Metallkorrosion, als Sauerstoffverbraucher. Nach einer kurzen Phase aerober Bedingungen ist über weite Teile des Funktions- und Nachweiszeitraumes mit anaeroben Bedingungen im Endlager zu rechnen. Die Zersetzung des Bitumens wurde in einem Bioreaktor unter optimalen Bedingungen angeregt. Bei den anaeroben Versuchen herrschten eine Temperatur von 35° C, ein pH-Wert von 7.2 und eine konstante Rührdrehzahl von 160 U/min. Die Gasphase bestand aus Helium. Nach (Wolf 1989) führten diese Bedingungen zu Degradationsraten von 0,2 bis 0,6 g je m² Bitumenoberfläche. Die Degradationsraten im aeroben Milieu lagen etwa 100-mal höher bei 20 bis 50 g/m². Während der Versuche im aeroben Milieu herrschten im Bioreaktor 30 °C bei einem pH-

Wert von 7 und einer konstanten Luftzufuhr von 0,5 l/min. Der Abbau ist auf den direkten Kontakt, also die Bitumenoberfläche beschränkt. Es ist nicht abschließend beantwortet, ob der Mikrobielle Abbau alle Bestandteile gleichmäßig erfasst oder etwa bestimmte Kohlenwasserstoffverbindungen von den Mikroben bevorzugt "gefressen" werden. Es wurden keine Aussagen zu den verbleibenden Stoffwechselendprodukten gemacht.

Gegenwärtig ist nicht abschließend geklärt, wie die Erkenntnisse aus den Laborversuchen auf die tatsächlichen Bedingungen im Schacht übertragen werden können. Die Projektion der Erkenntnisse auf einen realen Schacht würde eine Zersetzung von außen her, also von der Kontaktzone aus, in den Bitumenkörper bedeuten. Unter Berücksichtigung der gleichzeitig stattfindenden Strukturalterung des Bitumens wäre so besonders die Kontur der Bitumen/Asphaltdichtung von einer Eigenschaftsveränderung durch Alterung und Abbaubedroht. Gemäß dem beschriebenen Verschlusskonzept sollten die Bitumenschottersäulen die Zuflüsse zu den Bentonitdichtungen solange Verzögern, bis diese vollständig gesättigt sind. Die Funktionsfähigkeit und damit auch die Nachweisführung wären bis auf diesen Zeitraum begrenzt.

Quellen

- Arand, W.; Haas, H.; Steinhoff, G.: Zur Herstellbarkeit, Beständigkeit und Wirksamkeit von Deponiebasisabdichtungen aus Asphalt, Bitumen Magazin, Ausgabe 4/92, Seite 152 - 162
- Burkhardt, G., Egloffstein, T. (1995): Asphaltabdichtungen im Deponiebau, expert Verlag, Renningen-Malmsheim.
- Eschrich, H. (1980): Properties and long-term behaviour of bitumen and radioactive waste-bitumen mixtures, Eurochemic, Mol, October 1980
- Krakau, U. (1990): Dissertation - "Untersuchungen zu physikalischen und physiko-chemischen Wechselwirkungen beim Einsatz von Bitumen und Asphalten zur Abdichtung und Verwahrung untertägiger Hohlräume", Freiberg, 1990
- Neumann, H.-J., Iradj Rahimian, B. P.-L. (1992). Zur Strukturalterung von Bitumen, Bitumen Magazin, 1992, 2, 54–56.
- Neumann, H.-J. (1995). Was ist Bitumen?, Bitumen Magazin 4/95, 146-151.
- Selden, P.A., Nudds, J.R. (2007). Fenster zur Evolution. Berühmte Fossilfundstellen der Welt. Elsevier, Spektrum Akad. Verlag, Heidelberg, ISBN 978-3-8274-1771-8.
- Zirkler, E. (2001). Asphalt - ein Werkstoff durch Jahrtausende, Isernhagen, Giesel-Verlag.

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