



BGE TECHNOLOGY GmbH

CHRISTA-II

Analysen zur Integrität technischer und geotechnischer Barrieren für Endlager in Kristallinstandorten in Deutschland

BGE TEC 2021-21



BGE TECHNOLOGY GmbH

CHRISTA-II

Analysen zur Integrität technischer und geotechnischer Barrieren für Endlager in Kristallinstandorten in Deutschland

BGE TEC 2021-21

Autoren

Rocio Paola León Vargas (Editor)
Michael Jobmann
David Seidel
Ansgar Wunderlich

Datum

30.11.2021

Auftraggeber

BMWi vertreten durch den Projektträger
Karlsruhe, KIT

Förderkennzeichen

02E11617A/B

Dieser Bericht wurde erstellt im Rahmen des Forschungsprojektes

"Entwicklung eines Sicherheits- und Nachweiskonzeptes für ein Endlager für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle im Kristallingestein in Deutschland"
(CHRISTA-II)

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

1	Einleitung	1
2	Integritätsprüfung geotechnischer Barrieren	3
2.1	Regulatorische Grundlagen	3
2.2	Generelle Bewertungsmethode.....	4
2.3	Bewertung der Bauwerksintegrität	6
2.4	Kriterien zur Bauwerksintegrität der Einzelbarrieren	10
2.4.1	Strukturelle Stabilität.....	10
2.4.2	Rissbeschränkung	13
2.4.3	Verformungsbeständigkeit	14
2.4.4	Filterstabilität	14
2.4.4.1	Suffosion	15
2.4.4.2	Erosion	16
2.4.4.3	Kontakterosion.....	16
2.4.4.4	Fugenerosion (Piping)	18
2.4.5	Langzeitbeständigkeit	19
2.4.6	Herstellbarkeit.....	19
3	Integritätsprüfung der Behälter	21
3.1	Regulatorische Grundlagen	21
3.2	Kriterien zur Integritätsprüfung.....	23
3.2.1	Tragfähigkeit.....	23
3.2.2	Beulsicherheit	24
3.2.3	Rissbeschränkung	25
3.2.4	Verformungsbeständigkeit	25
3.2.5	Langzeitbeständigkeit	26
3.2.6	Herstellbarkeit.....	27
4	Abschätzungen zur Langzeitbeständigkeit (geo-)technischer Elemente	30
4.1	Allgemeines	30
4.2	Glasmatrix der Wiederaufarbeitungsabfälle	30
4.3	Behälter und Liner	31
4.4	Sandfüllung zwischen Behälter und Liner	33
4.5	Bentonit-Dichtelemente	35
4.5.1	Thermo-hydro-mechanische (THM) Effekte	35
4.5.1.1	Veränderung des Quelldruckes.....	35
4.5.1.2	Verdampfen von Wasser	36
4.5.1.3	Mechanische Eigenschaften	37
4.5.1.4	Wärmeleitfähigkeit	37
4.5.1.5	Permeabilität.....	38
4.5.1.6	Kapillardruck.....	38
4.5.2	Chemische, Biologische und Mineralogische (CBM) Effekte	39
4.5.2.1	Mineralumwandlung.....	39
4.5.2.2	Abiotische Hydrogensulfid Produktion.....	41
4.5.2.3	Mikrobielle Aktivität	41
5	Integritätsanalysen für technische und geotechnische Barrieren	42
5.1	Behälterbewertung beim Konzept „multipler ewG“	42
5.1.1	Stabilität der Behälter unter geostatischem Druck.....	43
5.1.2	Bewertung zur Stabilität während der Rückholung.....	49
5.1.3	Analyse zur Kupfermantelkorrosion des Behälters.....	51
5.1.3.1	Korrosionseffekte.....	51
5.1.3.2	Bewertung der Langzeitbeständigkeit	52

5.1.4	Herstellbarkeit.....	55
5.1.4.1	Kaltgasspritze Kupferbeschichtung.....	55
5.1.4.2	Galvanische Abscheidung von Kupfer	56
5.1.4.3	Mehrteilige geschweißte Konstruktion.....	57
5.2	Behälterbewertung für das modifizierte KBS-3-Konzept.....	58
5.3	Integritätsanalyse des Bohrlochliners in der Option „multipler ewG“	60
5.3.1	Verbindung der Liner-Segmente	60
5.3.2	Verschluss des Liners.....	62
5.3.3	Standfestigkeit des Liners.....	62
5.4	Filterstabilität für Abdichtbauwerke	63
5.4.1	Bohrlochverschluss.....	63
5.4.1.1	Bentonit-Dichtelement	63
5.4.1.2	Filterschicht	65
5.4.2	Streckenverschluss und Kluftverschluss	69
5.5	Lagestabilität des Bohrlochwiderlagers.....	71
6	Zusammenfassung	74
7	Literaturverzeichnis.....	75

1 Einleitung

Die Entwicklung von Sicherheitsstrategien und des konzeptionellen Vorgehens zur Sicherheitsbewertung eines Endlagers für hochradioaktive Abfälle im Kristallin, sowie das Testen dessen Anwendbarkeit für generische Endlagermodelle sind die Hauptziele des Forschungsvorhabens CHRISTA-II. Dabei soll die Methodik auf einem ganzheitlichen Ansatz beruhen, der die gesetzlichen und geologischen Randbedingungen sowie die Einlagerungs- und Verschlusskonzepte berücksichtigt. Grundlage für das konzeptionelle Vorgehen zur Sicherheitsbewertung ist ein Verständnis, durch welche Gegebenheiten und Maßnahmen die geforderte Sicherheit für ein Endlager im Kristallin gewährleistet werden und auf welchen wesentlichen, aufeinander aufbauenden Schritten das Vorgehen im Zuge der Bewertung letztendlich beruhen soll.

Grundlegende Elemente einer Sicherheitsbewertung bestehen aus der allgemeinen Sicherheitsstrategie, die auf nationalen Regularien (Sicherheitsanforderungen) und internationalen Richtlinien aufbaut, der geologischen Standortbeschreibung, sowohl was den Istzustand als auch die weitere Entwicklung betrifft, dem Endlagerstandortmodell inklusive der zugehörigen geowissenschaftlichen Datenbasis sowie einem Endlagerkonzept und dem damit verknüpften Verfüll- und Verschlusskonzept, welches speziell im Zusammenhang mit dem Integritätsnachweis zum einschlusswirksamen Gebirgsbereich (ewG) eine tragende Rolle einnimmt. Hingegen kann selbst der bestmögliche Standort, auch mit dem ewG, nur dann ein sicheres Endlager beherbergen, wenn es gelingt, die notwendigen Durchörterungen des Wirtsgesteins nach Abschluss der Einlagerung langzeitsicher zu verschließen.

Basierend auf den Verfüll- und Verschlusskonzepten, die in diesem Projekt entwickelt wurden (Jobmann & Burlaka 2021), ist es das Ziel dieses Berichtes darzulegen, in welcher Form die Bewertung der Integrität der technischen und geotechnischen Barrieren gewährleistet werden kann. Zu diesem Zweck werden zum einen Kriterien zur Bewertung definiert und zum anderen werden beispielhaft einzelnen Bewertungen durchgeführt und damit die Anwendung der Kriterien und des Bewertungsverfahrens illustriert.

2 Integritätsprüfung geotechnischer Barrieren

2.1 Regulatorische Grundlagen

Generell ist bei der Auslegung eines Endlagers in tiefen geologischen Formationen sicherzustellen, dass die eingelagerten radioaktiven Abfälle über einen langen Zeitraum zuverlässig von der Biosphäre isoliert bleiben. Diese Isolation erfolgt durch die Zusammensetzung der geologischen, geotechnischen und technischen Barrieren. Hierbei spielt der sogenannte „einschlusswirksamen Gebirgsbereich“ (ewG) eine wesentliche Rolle. Gemäß der Verordnung über Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle §5 EndlSiAnfV (2020) ist der Ausweisung eines einschlusswirksamen Gebirgsbereichs (ewG) streng mit dessen Integritäts- und Robustheitsprüfung verknüpft. Integrität ist als *der Erhalt der für den sicheren Einschluss der radioaktiven Abfälle relevanten Eigenschaften der Barrieren des Endlagersystems* definiert. Robustheit ist als *die Unempfindlichkeit der Sicherheitsfunktionen des Endlagersystems und seiner Barrieren gegenüber inneren und äußeren Einflüssen und Störungen* definiert (EndlSiAnfV, 2020). Zum ersten Mal wurde der Begriff einschlusswirksamer Gebirgsbereich in Appel et al. (2002) angewendet. Der ewG sei der zuvor definierte Bereich der Geosphäre in grundwasserhaltigen Formationen, der gemeinsam mit technischen und geotechnischen Barrieren die Isolation der radioaktiven Abfälle von der Biosphäre gewährleistet (Appel et al., 2002).

Kriterien für die Prüfung der Integrität und Robustheit des ewGs sind ebenso in §5 der EndlSiAnfV (2020) unabhängig vom Wirtsgestein folgendermaßen angegeben:

§5 Integrität und Robustheit des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs als wesentlicher Barriere

- (1) Im Fall des § 4 Absatz 3 Nummer 1 ist für die zu erwartenden Entwicklungen im Bewertungszeitraum die Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches zu prüfen und darzustellen und seine Robustheit zu begründen. Der einschlusswirksame Gebirgsbereich ist unter Berücksichtigung der zu erwartenden Entwicklungen räumlich eindeutig zu definieren. Es ist zu prüfen und darzustellen, dass die für den sicheren Einschluss der radioaktiven Abfälle relevanten Eigenschaften der technischen und geotechnischen Barrieren mindestens in dem Zeitraum erhalten bleiben, in dem diese Barrieren nach dem Sicherheitskonzept erforderlich sind.*
- (2) Hinsichtlich der Integrität des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches ist zu prüfen und darzustellen, dass*
 - 1. die Ausbildung von Fluidwegsamkeiten, die zum Eindringen oder Austreten von erheblichen Mengen an Flüssigkeiten oder Gasen führen können, innerhalb des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs ausgeschlossen ist; dafür dürfen*
 - a) die Dilatanzfestigkeiten der Gesteinsformationen des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs außerhalb der auffahrungsbedingten Auflockerungszonen auf Grund von zu erwartenden Beanspruchungen nicht überschritten werden und*
 - b) die zu erwartenden Fluiddrücke die Fluiddruckbelastbarkeiten der Gesteinsformationen des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs nicht in einer Weise überschreiten, die zu einer erheblichen Zunahme von Fluidwegsamkeiten im einschlusswirksamen Gebirgsbereich führt,*
 - 2. durch die Temperaturentwicklung die Barrierewirkung des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs nicht erheblich beeinträchtigt wird und*

3. *die möglichen Änderungen der chemischen Verhältnisse im Einlagerungsbe-
reich, insbesondere auf Grund der in das Endlagerbergwerk eingebrachten Ma-
terialien, die Barrierewirkung des einschlusswirksamen Gebirgsbereiches nicht
erheblich beeinträchtigen.*
- (3) *Bei der Prüfung und Darstellung sind sämtliche im Endlagerbereich aufzufahrenden
oder bereits bestehenden Hohlräume und die zu ihrer Abdichtung und ihrem Ver-
schluss vorgesehenen technischen und geotechnischen Barrieren zu berücksichti-
gen.*
- (4) *Die für die Langzeitsicherheit erforderlichen Eigenschaften von technischen oder
geotechnischen Barrieren sind im Sicherheitskonzept zu spezifizieren. Es ist zu prü-
fen und darzustellen, dass die Herstellung und Errichtung der Barrieren nach diesen
Spezifikationen in der erforderlichen Anzahl qualitätsgesichert möglich sind. Die vor-
gesehene Qualitätssicherung muss dem Stand von Wissenschaft und Technik ent-
sprechen. Die Herstellung, die Errichtung und die Funktion der Barrieren müssen
erfolgreich erprobt sein, soweit ihre Robustheit nicht anderweitig nachgewiesen
werden kann und keine Sicherheitsreserven in einem Umfang bestehen, die den
Verzicht auf eine Erprobung erlauben.*

Der bestmögliche Standort selbst kann mit oder ohne Ausweisung eines ewGs nur dann den sicheren Einschluss gewährleisten, wenn es gelingt, die notwendigen Durchörterungen inner-
halb des Wirtsgesteins bzw. des ewG nach Abschluss der Einlagerung sachgerecht zu ver-
schließen. Wie bereits erwähnt spielt dabei der Erhalt der Integrität der geotechnischen Barri-
ere eine wesentliche Rolle. Anschließend wird die Nachweisführung der Integrität der geotech-
nischen Barrieren nah beschrieben.

2.2 Generelle Bewertungsmethode

Der bestmögliche Standort selbst kann mit oder ohne Ausweisung eines ewGs nur dann den sicheren Einschluss gewährleisten, wenn es gelingt, die notwendigen Durchörterungen inner-
halb des Wirtsgesteins bzw. des ewG nach Abschluss der Einlagerung sachgerecht zu ver-
schließen. Dabei spielt der Erhalt der Integrität der geotechnischen Barriere eine wesentliche
Rolle. In diesem Zusammenhang wurde in Jobmann & Burlaka (2021) Verfüll- und Verschluss-
konzepte für die drei Einlagerungsoptionen überlagernder ewG, multipler ewG und modifizier-
ter KBS-3-Konzept entwickelt. Für die darin spezifizierten Verschlussbauwerke ist zu prüfen
und zu bewerten, ob diese die ihnen zugedachten Sicherheitsfunktionen einhalten und ihre
geplanten Leistungsziele erfüllen. Hierfür wird die in der Abb. 2.1 dargestellte Nachweisstruk-
tur angewendet.

Die Nachweisstruktur für das geotechnische Barrierensystem besteht aus zwei Kernelemen-
ten: der Spezifizierung der notwendigen hydraulischen Widerstände der einzelnen Barrieren
und dem Nachweis zur Bauwerksintegrität, der aus insgesamt sechs Einzelnachweisen be-
steht. Ausgangspunkt ist ein konzeptionelles Barrierendesign, das im Rahmen des Verfüll- und
Verschlusskonzeptes für das Endlager entwickelt wird.

Für alle im Verschlusskonzept vorgesehener Barrieren gilt es dann zu spezifizieren, welchen
hydraulischen Widerstand jeder einzelnen Komponente zugewiesen werden muss, damit ein
Radionuklidtransport durch das Streckensystem innerhalb des ewG ausreichend langsam er-
folgt. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass sich der hydraulische Widerstand so-

wohl aus dem Material der Barrieren selbst als auch der Auflockerungszone bzw. dem Kontaktbereich zwischen beiden zusammensetzt. Ist der notwendige hydraulische Widerstand definiert, müssen Design-Spezifikationen für die einzelnen Abdichtbauwerke hinsichtlich Materialauswahl, dessen notwendigen Eigenschaften und der Implementierung an der Bauwerkslokation vorgegeben werden. Auf dieser Basis sind dann im nachfolgenden Schritt die Einzelnachweise zur Bauwerksintegrität zu führen.

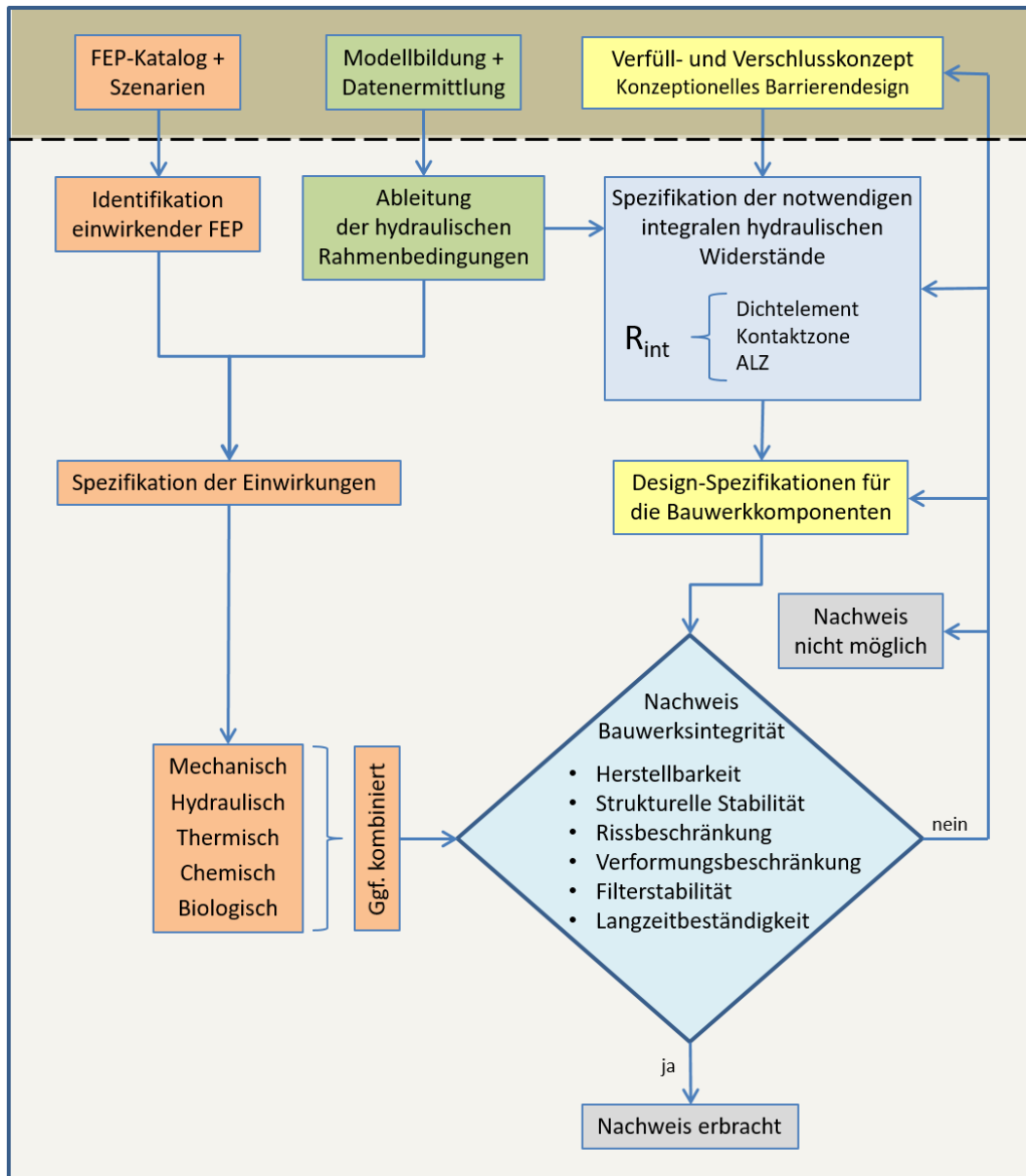


Abb. 2.1: Nachweisstruktur für das geotechnische Barrierensystem entwickelt für CHRISTA-II

Dazu müssen zum einen die hydraulischen Rahmenbedingungen, wie beispielsweise die regionalen Potenzial- und Fließverhältnisse aus dem geologischen Modell, abgeleitet werden und zum anderen müssen die Einwirkungen bzw. die Lasten, die auf die jeweilige Barriere nach deren Errichtung wirken, identifiziert und spezifiziert werden. Dies kann mit Hilfe des standortspezifischen Features, Events, and Processes (FEP) Kataloges ermittelt werden. Aus diesem FEP-Katalog können diejenigen FEPs identifiziert werden, die eine Einwirkung auf die jeweilige Barriere beschreiben. Sind die FEP und damit die einwirkenden Prozesse identifiziert, können die Einwirkungen auf die jeweilige Barriere spezifiziert werden.

Im Rahmen der Entwicklung des Verfüll- und Verschlusskonzeptes für dieses erste Kernelement wurden bei Jobmann & Burlaka (2021) exemplarisch Werte ermittelt und bewertet. Im Folgenden wird das zweite Kernelement, der Nachweis der Bauwerksintegrität, erläutert.

2.3 Bewertung der Bauwerksintegrität

Geotechnische Verschlussbauwerke sind in der Regel durch einen gestaffelten Aufbau gekennzeichnet. Innerhalb des Bauwerks übernehmen die einzelnen Komponenten verschiedene Aufgaben. Typische Komponenten geotechnischer Verschlussbauwerke sind Dichtelemente und Widerlager, hinzu kommen Verfüllsäulen und Filterschichten. Entsprechend der gestellten Anforderungen und Systemeigenschaften können die Teilsysteme divers und redundant angeordnet sein. Durch die Funktionstrennung und die konstruktive Ausführung sind für die Teilsysteme jeweils unterschiedliche funktionsbezogene Einzelnachweise entscheidend. Die konkreten Anforderungen an das Teilelement und der entsprechende Nachweis leiten sich aus den übergeordneten Schutzziele und den gestellten Anforderungen ab.

Für die Durchführung der Auslegung und Nachweisführung wird für alle Barrieren ein einheitliches Konzept verwendet. In Anlehnung an den international anerkannten Stand der Technik soll dies mit der *Methode der Teilsicherheitsbeiwerte* realisiert werden. Dieses semiprobabilistische, zuverlässigkeitsorientierte Sicherheitsnachweiskonzept der Teilsicherheitsbeiwerte beruht auf dem Regelwerk der Eurocodes (DIN EN 1990:2021-10) und ist im Bauwesen für den Nachweis der Tragfähigkeit als Stand der Technik anerkannt. In Eberth & Müller-Hoeppe (2009) wurde dieses Verfahren bereits beispielhaft auf ein Element eines generischen Schachtverschlusses übertragen und im Rahmen der vorläufigen Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben (VSG) für die Auslegung und Nachweisführung des Verschlusskonzeptes für Schächte im Steinsalz angewendet (Müller-Hoeppe et al., 2012a; Müller-Hoeppe et al., 2012b). Ein weiteres Anwendungsbeispiel ist in Kudla et al. (2013) enthalten. Darin wurde die Nachweisführung anhand eines Dicht- und eines Stützelementes im Steinsalz beispielhaft gezeigt.

Diese Übertragung des baupraktischen Ansatzes auf das Nachweiskonzept für geotechnische Barrieren erlaubt die Beschreibung des Bauwerks und seiner Eigenschaften in den jeweiligen Bemessungssituationen durch Gleichgewichtszustände. Der eigentliche Nachweis erfolgt durch eine Grenzwertbetrachtung, bei der die Einwirkungen auf das Bauwerk die Widerstände der Konstruktion gegenübergestellt werden. Entsprechend der auslegungsbestimmenden Einwirkungskombinationen und Systemeigenschaften ergeben sich so Rechenfälle (entspricht den Lastfällen im Eurocode) mit denen die Grenzwertbetrachtung durchgeführt werden kann.

Der Bezug auf einen Grenzzustand ist insofern sinnvoll, da sich sowohl Einwirkungen, als auch Widerstände aus typischen Verteilungsfunktionen ergeben. Durch die sich aus den Verteilungen ergebende Streuung der beiden Größen treten eine ganze Reihe möglicher Zustände auf. Mit dem Grenzzustand wird der Zustand im Bauwerk beschrieben, bei dem die Konstruktion gerade noch die Anforderungen erfüllt und nach dessen Überschreiten eine Einhaltung der Entwurfsanforderungen nicht mehr gegeben ist. Dem entsprechend muss zur Erfüllung der Anforderungsbedingung formal gelten, dass die Widerstände größer oder gleich den Einwirkungen sind. Die Bemessungswerte werden aus den charakteristischen Werten der Einwirkungen und der Eigenschaften der Barriere in Kombination mit den Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt. Dieser Ansatz wurde bei Müller-Hoeppe & Eberth (2009) empfohlen und wird in der

Abb. 2.2 verdeutlicht. Dieses Vorgehen wird für alle Einwirkungen und Widerstände angewendet.

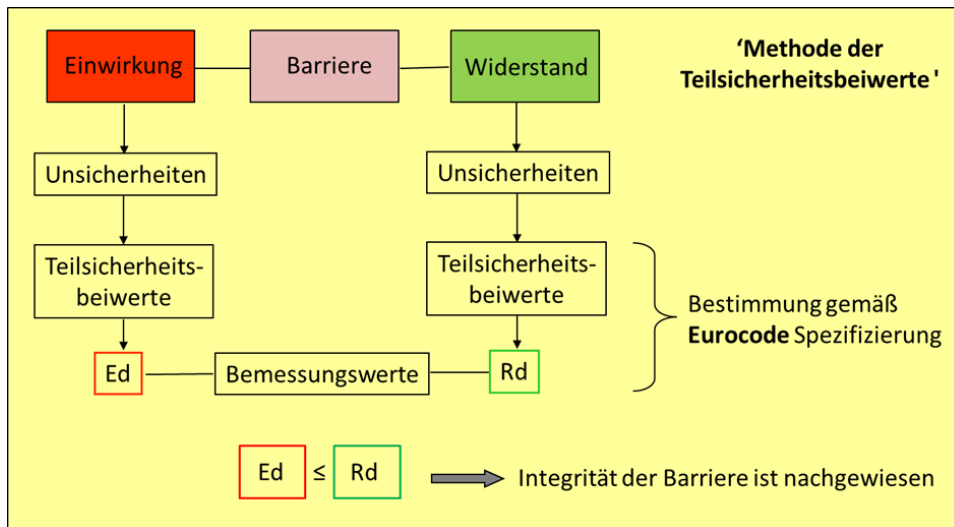


Abb. 2.2: Grundsätzliches Prinzip der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte (Müller-Hoeppel & Eberth, 2009)

Wie bereits in Müller-Hoeppel & Eberth (2009) erläutert, werden bei einer hohen Genauigkeit der Modelle in der Regel keine Modellfaktoren berücksichtigt. Die Ausgangsformelung,

$$E_d \leq R_d \quad (2.1)$$

mit

$$\begin{aligned} E_d &= \text{Bemessungsbeanspruchung bzw. -einwirkung} \\ R_d &= \text{Bemessungswiderstand} \end{aligned}$$

gliedert sich somit in konkrete Berechnungen für beide Terme. Auf der Einwirkungsseite gilt für E_d

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot E(F_{di}; a_{di}; X_{di}) \quad (2.2)$$

mit

$$\begin{aligned} F_{di} &= \text{Bemessungswerte verschiedener Einwirkungen (i)} \\ a_{di} &= \text{Bemessungswerte der jeweiligen geometrischen Größen} \\ X_{di} &= \text{Bemessungswerte der jeweiligen Baustoffeigenschaften} \end{aligned}$$

Die Bemessungswerte der Einwirkung F_d werden durch die Multiplikation des charakteristischen Einzelwertes (F_k) mit dem Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung (γ_f) ermittelt.

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad (2.3)$$

Für die Bemessungswerte der Baustoffeigenschaften X_d gilt, entsprechend den vorherigen Ausführungen

$$X_d = \frac{\eta \cdot X_k}{\gamma_m} \quad (2.4)$$

mit

η	=	<i>Umrechnungsfaktor für Lastdauer, Feuchte, etc.</i>
X_k	=	<i>Charakteristischer Wert der Baustoffeigenschaften</i>
γ_m	=	<i>Teilsicherheitsbeiwert der Baustoffeigenschaft</i>

Anders als bei den bereits genannten Einwirkungen werden geometrische Größen nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert versehen. Der Bemessungswert einer geometrischen Größe (a_d) summiert sich aus dem Nennwert (a_{nom}) und der berücksichtigten Abweichung (Δa) vom Nennwert. Die Berücksichtigung der Abweichung (Δa) ist besonders für sensitiv reagierende geometrische Größen wichtig und wird über die zu erwartenden Änderungen der jeweiligen Größe bestimmt. Als Beispiel soll an dieser Stelle die Knicklänge einer steilstehenden Gebirgsschicht dienen. Die Längenänderungen wirken sich unmittelbar auf das Knickverhalten aus und eine zusätzliche Berücksichtigung einer Abweichung Δa ist notwendig.

$$a_d = a_{nom} + \Delta a \quad (2.5)$$

Auf der Widerstandsseite ergibt sich der Bemessungswiderstand aus

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R(a_{di}; X_{di}) \quad (2.6)$$

mit:

γ_{Rd}	=	<i>Teilsicherheitsbeiwert für die Modellunsicherheit im Widerstandsmodell</i>
---------------	---	---

Die unterschiedlichen Einflussgrößen können sowohl über deterministische, als auch über probabilistische Verfahren ermittelt werden. So resultiert beispielsweise die Geometrie der Konstruktion aus dem Entwurf und dem Beanspruchungsmodell, Einwirkungen lassen sich auf statistischer Basis und Grenzwertabschätzungen ermitteln und Baustoffeigenschaften sind ebenfalls aus einer statistischen Grundlage heraus ermittelbar (Müller-Hoeppel & Krone, 1999). Sofern im geltenden Regelwerk keine geeigneten Teilsicherheitsbeiwerte beschrieben sind, können diese ebenfalls über probabilistische Methoden oder eine Kalibrierung ermittelt werden (Kreienmeyer et al., 2008). Die Abb. 2.3 verdeutlicht schematisch die Methoden zur Ermittlung der Teilsicherheitsbeiwerte.

Für die Einzelnachweise müssen gemäß (DIN 1054:2021-04) vier Bemessungssituationen (BS) berücksichtigt werden:

- BS-P: ständig/permanent
- BS-T: vorübergehend/temporär
- BS-A: außergewöhnlich
- BS-E: Erdbeben

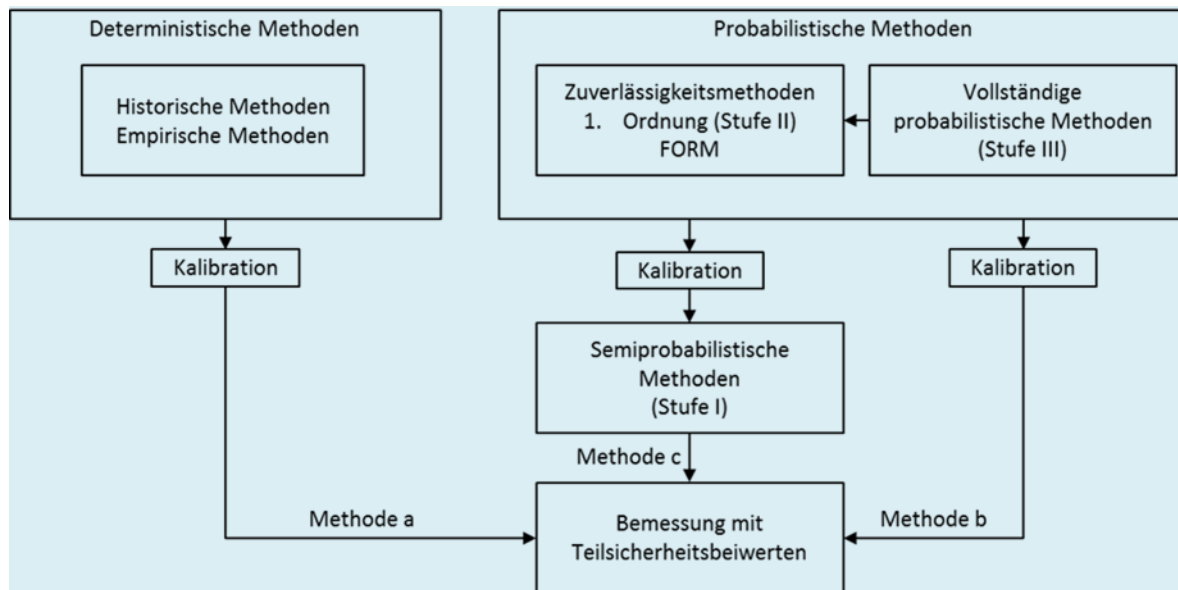


Abb. 2.3: Zuverlässigkeitsmethoden zur Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten (DIN 1054:2021-04)

Die durchzuführenden Einzelnachweise sind bei einer geotechnischen Barriere im Rang eines Tragsicherheitsnachweises auszuführen. Die Anwendung eines entsprechenden Zuverlässigkeitsniveaus ist zur anforderungsgerechten Bemessung notwendig, da andernfalls durch ein Versagen der Dichtwirkung oder Bauwerksintegrität eine "Gefahr für Leib und Leben" entstehen würde. Dies wirkt sich vor allem auf das anzuwendende Konfidenzniveau des Zuverlässigkeitsnachweises aus.

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f ist für einen Tragfähigkeitsnachweis mit 10^{-4} über die vorgesehenen Nutzungs- bzw. Funktionsdauer hinreichend beschrieben (DAfStb 2011). Somit beinhaltet der Funktionsnachweis, dass die Barriere bezogen auf die Lebensdauer mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von $p_f \leq 10^{-4}$ nicht vorzeitig versagt bzw. die Überlebenswahrscheinlichkeit p_s der Barriere $p_s = 1 - p_f$ beträgt (Müller-Hoeppe & Krone 1999).

Technische Regelwerke die zur Nachweisführung herangezogen werden können, sind in erster Linie:

- Eurocode 0, Grundlagen der Tragwerksplanung (DIN EN 1990:2010-12)
- Eurocode 1, Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter (DIN EN 1991-4:2010-12)
- Eurocode 7: Entwurf, Bemessung und Berechnung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln (DIN EN 1997-1:2014-03)
- Empfehlungen des Arbeitskreises 6.1 "Geotechnik der Deponiebauwerke" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) (Witt & Ramke, 2003)
- DAfStb-Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (DAfStb, 2011)

Ausgangspunkt ist ein konzeptionelles Barrierendesign, das im Rahmen des Verfüll- und Verschlusskonzeptes für das Endlager entwickelt wird (Jobmann & Burlaka, 2021). Die einzelnen Kriterien zur strukturellen Integrität sind im Folgenden Abschnitt erläutert.

2.4 Kriterien zur Bauwerksintegrität der Einzelbarrieren

Das generelle Kriterium für den Nachweis der strukturellen Integrität der einzelnen Verschlussbauwerke für einen Endlager im Kristallin ist wie folgt definiert:

„Kriterium zur strukturellen Integrität“

Die zu erwartenden Einwirkungen auf das Bauwerk dürfen im Zuge einer Grenzwertbetrachtung die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion nicht überschreiten.

Dieses Kriterium ist für alle relevanten Rechenfälle für die jeweils zu erbringenden Einzelnachweise anzuwenden. Die Einhaltung des generellen Kriteriums für die strukturelle Integrität muss für jedes einzelne Verschlussbauwerk unabhängig voneinander gezeigt werden. Der Nachweis der strukturellen Integrität nach Herold & Kudla (2020) und Müller-Hoeppe et al. (2012c) besteht aus den folgenden sechs Einzelnachweisen

- Strukturelle Stabilität (*Tragfähigkeit*)
- Rissbeschränkung
- Verformungsbeständigkeit
- Filterstabilität
- Langzeitbeständigkeit (*Dauerhaftigkeit*)
- Herstellbarkeit

Wie bereits in Müller-Hoeppe & Eberth (2009) sowie in Müller-Hoeppe et al. (2012c) erläutert, können für die ingenieurtechnische Vorbemessung die Einwirkungen auf Behälter und Verschlussbauwerke mit Hilfe eines standortspezifischen FEP-Kataloges charakterisiert werden. Dazu sind im ersten Schritt die für die Aufgabe relevanten FEPs zu selektieren. Die Prozesse, die in den relevanten FEPs beschrieben sind, enthalten eine Charakterisierung der wahrscheinlichen Einwirkungen auf die Verschlussbauwerke. Auf Grundlage dieser Charakterisierung können dann Bemessungssituationen für die Bauwerke identifiziert werden. Neben den möglichen Einwirkungen enthalten die FEPs auch relevante Eigenschaften der Verschlusselemente anhand derer die Widerstandsfähigkeit der Verschlusselemente abgeleitet werden kann. Aus den Bemessungssituationen und den wahrscheinlichen Kombinationen der Einwirkungen sind zusammen mit den ermittelten Widerständen der Barrieren die Rechenfälle für die Nachweisführung zu spezifizieren.

2.4.1 Strukturelle Stabilität

Dichtwirkung und *Lastabtrag* bilden die beiden Hauptfunktionen von Verschlussbauwerken. Innerhalb eines Verschlussbauwerkes werden diese Funktionen von verschiedenen Elementen übernommen. Einem Verschlusselement wird in der Regel nur eine der beiden Funktionen zugeordnet. Lastabtrag und damit mechanische Tragfähigkeit sind Funktionen der Widerlager. Diese können als kohäsive oder nicht kohäsive Widerlager ausgeführt werden.

Die Tragfähigkeit nicht kohäsiver Widerlager, wie beispielsweise Schottersäulen bei Schachtverschlüssen, wird im Wesentlichen über die Setzungsstabilität definiert. Ein Material ist als setzungsstabil bezeichnet, wenn ein aufgeschüttetes granulares Material nur sehr geringe Set-

zungen aufweist. Die Stärke der Setzungsarmut ist abhängig von der Korngröße, der Kantigkeit bzw. Rundheit und dem Material selber. Ein Material mit Hartgesteinsschotter beispielsweise ist ein Material mit hoher Setzungsarmut.

Unter kohäsiven Baustoffen werden solche verstanden, die durch Bindemittel eine Adhäsion innerhalb des Baustoffs und zwischen Baustoff und angrenzendem Gebirge entwickeln, wie beispielsweise Betonwiderlager. Bei Widerlagern aus kohäsiven Baustoffen wird der Nachweis der mechanischen Tragfähigkeit durch den Nachweis der Rissbeschränkung abgedeckt. Einer mechanischen Schädigung gehen immer Rissbildungen bei kohäsiven Baustoffen voraus. Kann für diese Baustoffe der Nachweis der Rissbeschränkung erbracht werden, ist somit auch eine mechanische Schädigung ausgeschlossen und der Nachweis der mechanischen Tragfähigkeit erbracht. Gelingt der Nachweis der Rissbeschränkung nicht, muss die mechanische Tragfähigkeit gesondert gezeigt werden.

Treten keine Risse in dem Widerlager auf, ist der Nachweis der Rissbeschränkung geführt. Lassen sich an einem kohäsiven Widerlager im Rahmen der Einwirkungsanalyse keine Schädigungen erblicken, ist der Nachweis der Rissbeschränkung erbracht. Kann keine vollständige Rissfreiheit gezeigt werden, so ist deren Beschränkung im Zuge des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit zu zeigen. Für die Bewertung kann bei Beton das Bruchkriterium nach Ottosen (1977) benutzt werden. Eine detaillierte Übersicht dazu ist in Speck & Curbach (2010) gegeben. Dieses Kriterium beschreibt eine einheitliche Triaxialfestigkeitsgrenze für Beton in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse. Es berücksichtigt dabei alle Schädigungsmechanismen infolge dreidimensionaler Belastung. Entsprechend wird das Kriterium für einen Endlager im Kristallin wie folgt definiert:

„Schädigungs-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass im Funktionszeitraum keine Schädigungen im Rahmen der Einwirkungsanalyse auftreten.

Für den rechnerischen Nachweis des Schädigungs-Kriterium nach dem Bruchkriterium von Ottosen (1977) und Speck & Curbach (2010) ist demnach die Einhaltung folgender Ungleichung (2.7) zu zeigen:

$$A \cdot \frac{J_2}{f_{cd}^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cd}} + B \cdot \frac{I_1}{f_{cd}} \leq 1 \quad (2.7)$$

mit

$$\begin{aligned} A, B &= \text{Konstanten} \\ I_1, J_2 &= \text{Invarianten des Spannungsfeldes} \\ f_{cd} &= \text{einachsige Zylinderdruckfestigkeit} \end{aligned}$$

wobei:

$$\lambda = c_1 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot \arccos(c_2 \cdot \cos 3\theta) \right]$$

und

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{\frac{3}{2}}}$$

Die Parameter J_2 , J_3 und I_1 sind Invarianten des Spannungsfeldes und werden bestimmt über:

$$J_2 = \frac{1}{6} + [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (2.8)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot (\sigma_2 - \sigma_0) \cdot (\sigma_3 - \sigma_0) \quad (2.9)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.10)$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.11)$$

$$\tau_0 = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (2.12)$$

Die Konstanten A und B werden folgendermaßen bestimmt:

$$A = \frac{H \cdot B - \sqrt{2}}{y} \quad (2.13)$$

$$B = \frac{\sqrt{2} - \frac{3 \cdot y}{k \cdot f_{cd}}}{H - \frac{9 \cdot y}{f_{2c} - k}} \quad (2.14)$$

$$k = \frac{f_{ct}}{f_{cd}}; f_{2c} = \frac{f_{c2c}}{f_{cd}}; x = \frac{\sigma_0}{f_{cd}}; y = \frac{\tau_0}{f_{cd}} \quad (2.15)$$

Die Konstanten c_1 und c_2 werden folgendermaßen bestimmt:

$$c_2 = \cos \left(3 \cdot \arctan \left[\frac{\left(2 \cdot \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1 \right)}{\sqrt{3}} \right] \right) \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \quad (2.16)$$

$$c_2 = 1 \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \quad (2.17)$$

$$c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos(c_2) \right]} \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \quad (2.18)$$

$$c_1 = (2 \cdot \cos \theta - 1) \cdot \lambda_t + 4 \cdot (1 - \cos \theta) \cdot \lambda_c \quad \text{für } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \quad (2.19)$$

mit

$$\lambda_c = \lambda(\theta = 60^\circ) = \left(1 - \frac{H}{3 \cdot y}\right) \cdot \sqrt{3} \cdot B + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y}$$

$$\lambda_t = \lambda(\theta = 0^\circ) = \left(2 \cdot \sqrt{3} - \frac{f_{2c} \cdot H}{\sqrt{3} \cdot y}\right) \cdot B + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} \cdot f_{2c}}{\sqrt{3} \cdot y}$$

2.4.2 Rissbeschränkung

Der Nachweis zur Rissbeschränkung ist sowohl für Dichtelemente als auch für kohäsive Widerlager relevant. Rissbildungen werden durch mechanische Überbeanspruchung der einzelnen Teilsysteme oder thermomechanische bzw. chemische Prozesse beim Einbau begünstigt.

Je nach eingesetztem Dichtungsmaterial können Rissbildungen insbesondere durch eine Verletzung des Fluidruck-Kriteriums im Dichtelement und im Kontaktbereich und den entsprechenden Grenzzuständen möglich sein (Müller-Hoepe & Krone, 1999). Eine Überschreitung ist dann gegeben, wenn der Fluidruck die kleinste Hauptspannung überschreitet. Als Beispiel sei hierfür der Großversuch zur Herstellung eines Schachtverschlusses in Salzdetfurth erwähnt. Hier führte eine zu schnelle Druckbelastung eines Bentonit-Dichtelementes zur Schädigung der Dichtung durch Bildung von Fließwegen (Breidung, 2002; Teichmann, 2002).

Das Nachweiskriterium im Zusammenhang mit der Rissbeschränkung ist das Fluidruck-Kriterium für das nach Müller-Hoepe et al. (2012a) gilt:

„Fluidruck-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass die effektive Hauptspannung σ'_3 keine negativen Werte annimmt.

Für den rechnerischen Nachweis des Fluidruck-Kriteriums ist demnach die Einhaltung der Ungleichung (2.20) zu zeigen:

$$\sigma'_3 = \sigma_{3,ges} - p_{Fl} > 0 \quad (2.20)$$

wobei

$$\sigma_{3,ges} = \sigma_{3,E} + p_q + p_{Fl} \quad (2.21)$$

mit

σ'_3	=	kleinste effektive Hauptspannung [MPa]
$\sigma_{3,ges}$	=	kleinste totale Hauptspannung [MPa]
$\sigma_{3,E}$	=	kleinste totale Hauptspannung infolge Einwirkungen [MPa]
p_q	=	wirksamer Quelldruck des Bentonits [MPa]
p_{Fl}	=	Porendruck [MPa]

2.4.3 Verformungsbeständigkeit

Verschlussbauwerke sind in der Regel dadurch gekennzeichnet, dass ein oder mehrere Dichtelemente durch Widerlager in ihrer Position gehalten werden. Dies ist insbesondere bei Dichtelementen aus quellfähigem Material notwendig. Der Quellprozess des Dichtmaterials führt nur dann zu einer Abdichtung, wenn der geplante Quelldruck innerhalb des Dichtelementes auch erreicht wird. Kommt es zu einer unplanmäßig großen Volumenausdehnung des Dichtelementes durch das Quellen, so wird der geplante Quelldruck nicht erreicht. Die Widerlager, speziell bei Streckenverschlüssen, müssen also selbst verformungsstabil sein und außerdem fest im Gebirge verankert werden, um die Lagestabilität zu gewährleisten. Speziell bei Schachtverschlüssen bedarf es zur Gewährleistung der Lagestabilität der Dichtungen eines Nachweises der ausreichend kleinen Setzungen in den Widerlagern und Filterschichten, die als Stütze für die jeweiligen Dichtungen fungieren.

Im Rahmen des vorliegenden Berichtes besteht der Nachweis der Verformungsbeständigkeit darin, zu zeigen, dass das Widerlager selbst lagestabil ist und somit keine Ausdehnung bzw. Verformungen anliegender Dichtelemente zulässt. In diesem Zusammenhang ist es festzustellen, dass eine begrenzte Verschiebung eines Widerlagers, z. B. durch den Quelldruck des Bentonit, toleriert werden kann, ohne dass ein Bentonit-Dichtelement soweit aufgelockert wird, dass es in seiner Dichtwirkung eingeschränkt wird. Das Kriterium lässt sich wie folgt definieren bzw. quantifizieren:

„Verformungsbeständigkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass mögliche Verschiebungen des Widerlagers vom Bentonit-Dichtelement oder Bentonit-Buffer weg kleiner sind als 3% der Länge des anliegenden Bentonit-Dichtelementes bzw. Bentonit-Buffers.

An dieser Stelle bleibt anzumerken, dass die Untersuchungen im Rahmen des vorliegenden Berichtes, die zu den oben genannten 3% als Grenzwert für eine Verschiebung geführt haben, ausschließlich mit Ca-Bentonit als Referenzmaterial durchgeführt wurden. Momentan ist es nicht auszuschließen, dass bei Verwendung einer anderen Bentonitsorte, die beispielsweise Natrium-dominiert ist, sich dieser Grenzwert noch leicht verändert. Dies ist im gegebenen Falle zu prüfen.

2.4.4 Filterstabilität

Für Nachweise gegen Materialtransport erfolgt generell eine Unterscheidung in kohäsive und nicht kohäsive Materialien auf der Grundlage der Klassifikation nach (DIN 18196:2022-02). Als kohäsive Materialien werden mittelpastische fein- und gemischtkörnige Mineralgemische bezeichnet, die eine effektive Kohäsion c' besitzen. Als nicht kohäsive Materialien gelten grobkörnige und leichtplastische und feinkörnige Mineralgemische.

Laut der Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB) aus BAW (2013b) sind kohäsive Materialien gegen jede Form von Materialtransport deutlich weniger empfindlich als nicht kohäsive Materialien. Wegen ihrer inneren Bindungskräfte bestehen kohäsive Materialien aus untereinander fixierten und damit weniger mobilen Partikeln als nicht kohäsive Materialien. Bei entsprechender Strömungsbelastung können größere Materialteile, sogenannte Aggregate, aus dem Verbund herausgelöst werden. Die Gefahr eines Materialtransports sinkt mit zunehmen-

der Kohäsion. Kohäsive Materialien können an spannungsfreien Grenzflächen (z. B. an Rissflächen und Hohlräumen infolge von Herstellungsfehlern oder natürlichen Einflüssen) so viel Wasser aufnehmen, dass sie ihre inneren Bindungskräfte und damit ihre Festigkeit nahezu vollständig verlieren. Nach BAW (2013b) erhöht sich die Gefahr des Materialtransports in Verbindung mit strömendem Wasser.

Tone bzw. Bentonite, aus denen Dichtelemente hergestellt werden, gehören zu den kohäsiven Materialien. In kohäsiven Materialien sind die einzelnen Partikel durch chemische und / oder physikalische Bindungskräfte derart aneinandergebunden, dass einzelne Partikel nicht frei beweglich sind. Allerdings können sich entlang von Schwächezonen im kohäsiven Material bewegliche sogenannte Aggregate (Gruppe von untereinander verbundenen Partikel) bilden. Die Gefährdung eines kohäsiven Materials hinsichtlich Materialtransport ist aufgrund der üblicherweise vorhandenen Aggregatgröße wesentlich geringer als bei nicht kohäsiven Materialien.

Für den Nachweis der Filterstabilität wird grundsätzlich zwischen zwei Arten des Materialtransports unterschieden. Diese werden als Suffosion und Erosion bezeichnet (Abb. 2.4).

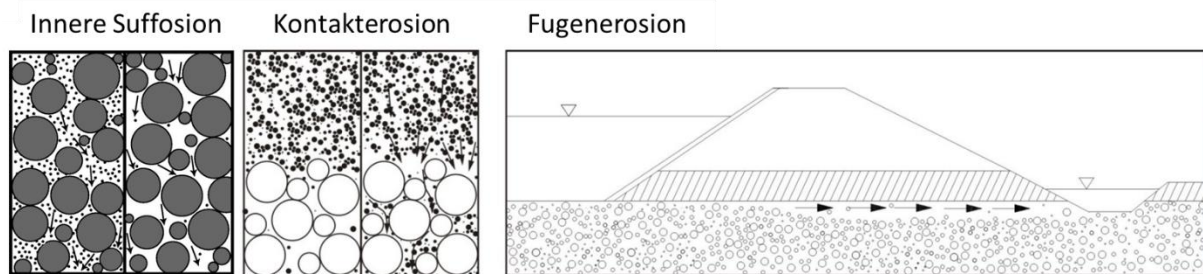


Abb. 2.4: Materialtransport durch innere Suffosion nach Semar (2010) (links) Kontakterosion (mitte) und Fugenerosion (rechts) nach BAW (2013b)

2.4.4.1 Suffosion

Die Umlagerung und der Transport der feinen Fraktionen eines Bodens im Porenraum des Korngerüsts der groben Fraktionen werden als Suffosion bezeichnet (BAW, 2013a). Hierbei bleibt das tragende Korngerüst unverändert, eine Zerstörung der Bodenstruktur findet nicht statt. Als Folge der Suffosion erhöhen sich Porenvolumen und Durchlässigkeit des Bodens, während die Dichte abnimmt. Aufgrund der erhöhten Durchlässigkeit des Bodens vergrößert sich bei gleichbleibendem hydraulischem Gefälle der Grundwasserdurchfluss. Fortschreitende Suffosion kann Erosionsvorgänge begünstigen, wenn die Stabilität des tragenden Korngerüsts durch den Austrag des Feinmaterials vermindert wird.

Der Übergang von Suffosion zur Erosion kann dann fließend sein. Suffosion tritt in der Regel nur in nicht kohäsiven Böden auf. Je nachdem, wo die suffosiven Materialtransportvorgänge stattfinden, wird nach Busch et al. (1993) zwischen die folgenden drei unterschieden:

- *innerer Suffosion*, suffosiver Materialtransport innerhalb einer Bodenschicht
- *äußerer Suffosion*, suffosiver Materialtransport zu einer freien Oberfläche hin
- *Kontaktsuffosion*, suffosiver Materialtransport in einen angrenzenden gröberen Boden

Voraussetzung für alle Arten der Suffosion ist die innere Suffosion. Auf eine Unterscheidung der Suffosionsarten innerhalb von Nachweisen wird daher generell verzichtet und unter Suffosion wird immer die innere Suffosion, wie sie in Abb. 2.4 dargestellt ist, verstanden.

Bei kohäsiven Materialien, wie im Fall von einem Dichtelementen aus Bentonit, kann aufgrund der Fixierung der Partikel durch Bindungskräfte ohne weiteren Nachweis von Suffosionssicherheit ausgegangen werden (BAW, 2013b).

2.4.4.2 Erosion

Als Erosion werden die durch Wasserströmung verursachte Umlagerung und der Transport nahezu aller Kornfraktionen eines Bodens bezeichnet. Dabei kommt es zu einer Veränderung der tragenden Struktur. Erosionsvorgänge können eine akute Gefährdung der Standsicherheit eines Erd- bzw. Massivbauwerkes zur Folge haben. Laut Busch et al. (1993) wird je nachdem wo Erosion stattfindet, zwischen äußerer und innerer Erosion sowie Kontakt- und Fugenerosion an Schicht- bzw. Bauwerksgrenzen unterschieden:

- *Äußere Erosion* erfolgt an der freien Oberfläche eines Bodenkörpers und wird im Allgemeinen durch eine äußere Strömungsbeanspruchung verursacht.
- *Innere Erosion* findet in größeren Hohlräumen im Inneren des Bodenkörpers statt. Das Entstehen der inneren Erosion wird u. a. durch bereits vorhandene Hohlräume (Poren), unterschiedliche Lagerungsdichten, Anisotropie des Bodens und auch durch vorhergehende Suffosion gefördert. Rückschreitend von einer freien Oberfläche des Erdkörpers kann die innere Erosion zu einer Erweiterung und Verlängerung der konzentriert durchströmten Hohlräume führen (rückschreitende Erosion), so dass die Gefahr eines Erosionsbruches (Erosionsgrundbruchs) besteht. Eine rückschreitende Erosion kann vermieden bzw. begrenzt werden, wenn der Austrag von Boden durch die Anordnung von Filterschichten verhindert wird.
- *Kontakterosion* beginnt an der Kontaktfläche zweier hinsichtlich Körnung unterschiedlich zusammengesetzter Böden (Siehe Abb. 2.4, mitte). Dabei erfolgt ein Transport von Bodenteilchen aus dem feinkörnigen Boden in den Porenraum des grobkörnigen Bodens, wo der Prozess als innere Suffosion oder Kolmation seine Fortsetzung finden kann.
- *Fugenerosion* ist eine rückschreitende Erosion an den Grenzflächen zwischen Massivbauwerken und Boden oder zwischen einer kohäsiven und einer unterlagernden nicht kohäsiven Bodenschicht (Siehe Abb. 2.4, rechts). Sie führt zu einer progressiven Hohlraumbildung und kann zum Erosionsbruch (Erosionsgrundbruch) führen.

Auf Grundlage von BAW (2013b) sind die Kontakterosion und die Fugenerosion, für den Nachweis zur Filterstabilität von Abdichtbauwerken, die aus bindigen bzw. kohäsiven Materialien bestehen, relevant. Die innere Erosion ist durch die Suffosionssicherheit abgedeckt und der Nachweis gegen äußere Erosion an der Oberfläche eines Körpers erfolgt durch eine äußere Strömungsbeanspruchung auf Grundlage von hydraulischen Berechnungen im Falle schichtparalleler Strömung. Diese ist bei Abdichtungen untertägiger Strecken und Schächte nicht relevant, da in diesen Fällen eine schichtnormale Strömung zu unterstellen ist.

2.4.4.3 Kontakterosion

Im Falle einer Materialschichtung, wobei das feinere Material als Basiskorn und das gröbere Material als Filterkorn bezeichnet wird, kann es bei der zu betrachtenden schichtnormalen Durchströmung zu einem Materialtransport an der Schichtgrenze kommen. Nimmt der hydraulische Gradient Δp eine kritische Größe ein, so wird auch der Materialtransport kritisch und man spricht von Erosion. Ziems (1967) definiert den kritischen Gradienten Δp_{krit} für die schichtnormale Durchströmung als den Gradienten, bei dem eine erste Kornbewegung in der Kontaktfläche zwischen Filter- und Basiskorn beobachtet werden kann.

In der Literatur findet sich eine große Anzahl von Modellen zur Abschätzung der aufnehmbaren hydraulischen Gradienten für die schichtennormale Durchströmung, wie z.B. Brauns (1985), Ziems (1968), u. a.. Hierbei wird die Festigkeit bzw. der Widerstand des bindigen Materials vorrangig durch die Zugfestigkeit des Basismaterials definiert. Eine Spannungsabhängigkeit des kritischen hydraulischen Gradienten findet sich lediglich in der Arbeit von Zou (2000). Hier wurde jedoch die Verifikation dieses Modells nur für einen bindigen Boden unter zwei verschiedenen Auflasten durchgeführt. Schmitz (2007) konnte im Rahmen seiner Dissertation dieses Modell anhand von Laborversuchen generalisieren und somit den Einfluss der Auflastspannung auf die Größe des zum hydraulischen Durchbruch führenden kritischen Gradienten nachweisen. Je höher die Auflastspannung, desto größer ist auch der kritische hydraulische Gradient. Auch der Einfluss des Filterkorns bzw. des maßgebenden Porendurchmessers des Filtermaterials konnte nachgewiesen werden. Je größer der Porendurchmesser, desto kleiner ist der kritische hydraulische Gradient.

Eine Berücksichtigung einer Auflastspannung für den Nachweis der Filterstabilität wird an dieser Stelle empfohlen, da im Falle von Bohrloch-, Schacht- und Rampenverschlüssen unterschiedliche hohe Auflasten zu erwarten sind. Daher wird vorgeschlagen, dass mathematische Modell zur Abschätzung des aufnehmbaren hydraulischen Gradienten von Schmitz (2007) zu verwenden. Demnach lässt sich der kritische hydraulische Gradient gemäß Gleichung (2.22) für den isotropen triaxialen Spannungszustand berechnen. Für den oedometrischen Spannungszustand wird der zweite Summand im Zähler noch mit dem Erdruchdruckbeiwert multipliziert. Ist der im Nachweis zur Filterstabilität dokumentierte kritische Gradient unterhalb dieses Wertes, so ist der Nachweis zur Vermeidung einer Kontakterosion erbracht. Das Kriterium wird daher wie folgt formuliert:

„Kontakterosions-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass der hydraulische Gradient an einem Dichtelement unterhalb des kritischen hydraulischen Gradienten für eine schichtnormale Anströmung liegt.

Für die Bewertung des Kontakterosions-Kriteriums ist demnach die Einhaltung folgender Ungleichung (2.22) nach Schmitz (2007) zu zeigen:

$$\Delta p < \Delta p_{krit} = \frac{2 \cdot c' - \zeta \cdot p + \frac{\zeta_0}{\zeta_1} \cdot p \cdot \tan \varphi'}{r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{T_1} + \zeta_0 \cdot \tan \varphi' \right)} \quad (2.22)$$

mit

- c' = effektive Kohäsion
- φ' = effektiver Reibungswinkel
- p = Auflastdruck
- γ_w = Wichte des Wassers
- T_1 = Gefügefaktor
- r = Radius des maßgebenden Porendurchmessers des Filtermaterials ($d_{p, \text{maßg}}$)
- ζ = Verhältniswert von maximaler Schubspannung zu Auflast (τ_{\max} / p)
- ζ_0 = Geometriegebender Faktor, dimensionslose Tiefe der max. Schubspannung
- ζ_1 = Dimensionslose Tiefe, ab der die Normalspannung σ_{x0} konstant ist

(für den isotropen triaxialen Spannungszustand gilt $\sigma_{x0} = \sigma_3 = p$)

Für die Bestimmung der einzelnen Parameter sei an dieser Stelle auf die entsprechenden Erläuterungen in Schmitz (2007) und Zou (2000) verwiesen.

2.4.4.4 Fugenerosion (Piping)

Das Phänomen der Fugenerosion ist seit langem aus dem Bereich des Dammbaus bekannt und wird auch allgemein als „Piping“ bezeichnet. Piping findet in der Regel unterhalb des Fundamentes eines Dammbauwerkes an der Kontaktfläche zur darunterliegenden Formation statt. Eine Übersicht über Nachweisverfahren gegen Piping ist beispielweise aus Laursen (2011) und Mansour (2005) zu entnehmen.

Für den Nachweis an Dichtelementen in untertägigen Strecken und Bohrungen bietet sich das Verfahren des sogenannten *kritischen Gradienten* an. Diese Verfahren ist in Aubertin et al. (2002) beschrieben und geht auf die Methode von Tschugajew (1965) zurück. Nach dieser Methode wird ein kritischer Gradient an einem Dammbauwerk berechnet, der nicht überschritten werden darf, wenn ein Piping vermieden werden soll. Das Kriterium wird daher wie folgt formuliert:

„Piping-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass der hydraulische Gradient über der Länge eines Dichtelementes unterhalb des kritischen Gradienten liegt.

Für den rechnerischen Nachweis des Piping-Kriterium ist demnach die Einhaltung folgender Ungleichung (2.23) nach Aubertin et al. (2002) zu zeigen:

$$\frac{Q}{k_f \cdot H} \cdot \alpha \leq i_{cr} \quad (2.23)$$

mit

i_{cr}	=	kritischer Gradient (=0,4)
Q	=	Volumenfluss [$m^3 s^{-1} m^{-1}$]
k_f	=	Hydraulische Leitfähigkeit [$m s^{-1}$]
H	=	Mächtigkeit der Dammschicht [m]
α	=	Sicherheitsfaktor (=1,3 nach S. Perzmaier & R. Haselsteiner (2006))

Für ein untertägiges Dichtelement in einer Strecke wird H gleich dem äquivalenten hydraulischen Durchmesser eines Streckenquerschnittes gesetzt. Bei Schächten oder Bohrungen entspricht H dem jeweiligen Durchmesser. i_{cr} ist aufgrund der Einheitenkonvention ein dimensionsloser und damit gut vergleichbarer Faktor. Tschugajew (1965) gibt Werte für den kritischen Gradienten an, die sich je nach Bodenart unterscheiden. Für dichte Tone liegt laut Tschugajew (1965) der Faktor im Bereich von 0,4 - 0,55 (Aubertin et al., 2002; Mansour, 2005). Aus Gründen der Konservativität ist der untere Wert von 0,4 für den Nachweis anzusetzen. Sebastian Perzmaier & Ronald Haselsteiner (2006) führen an, dass nach neuesten Erkenntnissen auf die Angaben von Tschugajew (1965) noch ein Sicherheitsfaktor von $\alpha = 1,3$ hinzugerechnet werden sollte, dennoch wird dieser Faktor als „Fortschrittsfaktor“ bezeichnet.

2.4.5 Langzeitbeständigkeit

Für das gesamte Verschlussbauwerk ist die Langzeitbeständigkeit zu zeigen, auch als Dauerhaftigkeit bezeichnet. Diese bedeutet, dass die verlangten Gebrauchseigenschaften während einer festgelegten Zeitdauer (Nutzungsdauer, Lebensdauer) unter den planmäßigen Beanspruchungen und unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit (angemessene Herstellungs- und Instandhaltungskosten) erhalten bleiben. In der Praxis wird mit „Dauerhaftigkeit“ ein ausreichender Widerstand des Baustoffs gegenüber Umwelteinwirkungen bezeichnet. Als Kriterium der Langzeitbeständigkeit wird definiert:

„Langzeitbeständigkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass die Eigenschaften der Elemente eines Verschlussbauwerkes über den definierten Funktionszeitraum erhalten bleiben.

2.4.6 Herstellbarkeit

Alle Komponenten eines Verschlussbauwerkes müssen unter den lokalen Bedingungen des geplanten Dichtungsstandortes herstellbar bzw. erreichbar sein. Daraus lässt sich folgendes Kriterium zur Herstellbarkeit ableiten:

„Kriterium zur Herstellbarkeit“

Es ist nachzuweisen, dass die Verschlussbauwerke unter den lokalen Bedingungen des geplanten Dichtungsstandortes so errichtet werden können, dass die ihnen zugewiesenen Leistungsziele erreicht werden.

Grundlegend kann der Nachweis über den Vergleich mit ähnlichen Bauwerken die national oder international errichtet und erfolgreich getestet wurden geführt werden. Sind vergleichbare Bauwerke noch nicht errichtet worden und der Nachweis kann so noch nicht erbracht werden, so sind die in Witt (2007) genannten Faktoren sinngemäß für den Nachweis untertägiger Verschlussbauwerke zu übertragen und detailliert darzulegen:

- Herstellungsvoraussetzungen
- Handhabbarkeit und Fehlerempfindlichkeit des Herstellungsverfahrens
- Empfindlichkeit der Dichtungsmaterialien gegenüber Einbaubeanspruchungen
- Prüfbarkeit
- Nachbesserungsmöglichkeit und Reparierbarkeit

In Ergänzung dazu ist ein Qualitätssicherungsprogramm bereitzustellen, das Prüfpläne beinhaltet, in denen die qualitätssichernden Verfahrensschritte beschrieben werden sowie Qualitätsvereinbarungen, in denen die qualitätssichernden Eigenschaften beschrieben werden. In der (DIN EN 1990:2021-10) wird darauf hingewiesen, dass, falls zutreffend, auch (EN ISO 9001:2015) für die Qualitätsmanagementmaßnahmen angewendet werden kann. Dabei sollte im Fall von Barrieren im Endlager auch ein Abgleich mit den Empfehlungen der IAEA zum

Qualitätsmanagement erfolgen (IAEA, 2015). Erst nach Vorlage eines realisierbaren Qualitätssicherungsprogramms für die funktionsbestimmenden Eigenschaften ist die Funktionsfähigkeit der individuellen Barrierenkomponente nachweisbar.

Schlussendlich kann der Nachweis der Herstellbarkeit auch anhand der Durchführung eines großmaßstäblichen In-situ-Versuches erfolgen, der sowohl die Errichtung als auch den Funktionstest umfasst.

3 Integritätsprüfung der Behälter

3.1 Regulatorische Grundlagen

Bei den jeweiligen Behältern handelt es sich um technische Barrieren. Für die Optionen des multiplen ewG und des überlagernden ewG muss die Integrität der Behälter für den Zeitraum von 500 Jahren gewährleistet werden, um die gefahrlose Bergbarkeit zu garantieren. Im Rahmen der „Verordnung über die sicherheitstechnischen Anforderungen an die Entsorgung hochradioaktiver Abfälle“ (EndISiAnfV, 2020) werden folgende Aussagen hinsichtlich der technischen und geotechnischen Barrieren getroffen:

§6 Integrität und Robustheit der technischen und geotechnischen Barrieren als wesentliche Barrieren

- (1) Im Fall des § 4 Absatz 3 Nummer 2 ist für die zu erwartenden Entwicklungen im Nachweiszeitraum die Integrität des Systems der wesentlichen technischen und geotechnischen Barrieren nachzuweisen und seine Robustheit zu begründen. Es ist nachzuweisen, dass die für den sicheren Einschluss der radioaktiven Abfälle relevanten Eigenschaften der weiteren Barrieren des Endlagersystems und insbesondere des Gebirges im Einlagerungsbereich mindestens über den Zeitraum erhalten bleiben, während dessen diese nach dem Sicherheitskonzept erforderlich sind.*
- (2) Zum Nachweis der Integrität des Systems der wesentlichen technischen und geotechnischen Barrieren ist insbesondere zu prüfen und darzustellen, dass die Sicherheitsfunktionen der wesentlichen technischen und geotechnischen Barrieren durch*
 - 1. die im Einlagerungsbereich möglicherweise ablaufenden chemischen und physikalischen Prozesse, insbesondere Korrosion und Erosion,*
 - 2. im umgebenden Gebirge auftretende Spannungen sowie mögliche Gebirgsbewegungen und*
 - 3. die Temperaturentwicklung**nicht erheblich beeinträchtigt werden. Bei der Nachweisführung sind die geologische und hydrogeologische Umgebung, die Eigenschaften der weiteren Barrieren des Endlagersystems sowie die Eigenschaften der einzulagernden Abfälle zu berücksichtigen.*

Nach Satz (1) muss somit die Integrität, also der Erhalt der einschlusswirksamen Eigenschaften, des für den im modifizierten KBS-3-Konzept nach Jobmann & Burlaka (2021) zu betrachtenden Behälter und des umgebenden Buffers über den Nachweiszeitraum von 1 Million Jahre erhalten bleiben.

Darüber hinaus kommen für die Nachweisführung eines Behälters mehrere gängige Richtlinien und Normen in Frage. Bei dem Einsatz der entsprechenden Norm muss jedoch kritisch geprüft werden, ob dieser besondere Einsatzfall abgedeckt wird. In Anbetracht der Tatsache, dass das Einlagern von Außendruck beaufschlagten Druckbehältern über den Zeitraum von mehreren hundert Jahren kein gängiger Industrieprozess ist, sind die Anforderungen von den Normen nur unzureichend abgedeckt. Ein Beispiel davon sind die AD 2000 Regelwerke, insbesondere das Merkblatt B6 der Arbeitsgemeinschaft Druckbehälter (AD, 2020). Hierbei handelt es sich um die Rechengrundlage für Zylinderschalen unter äußerem Überdruck. Unser betrachteter Behälter (Abb. 3.1) hat einen Durchmesser von 440 mm. Nach den empfohlenen Angaben dieses Merkblatts ist das Durchmesser Verhältnis von $D_a/D_i < 1,2$ mit $D_a/D_i = 1,22$ knapp überschritten.

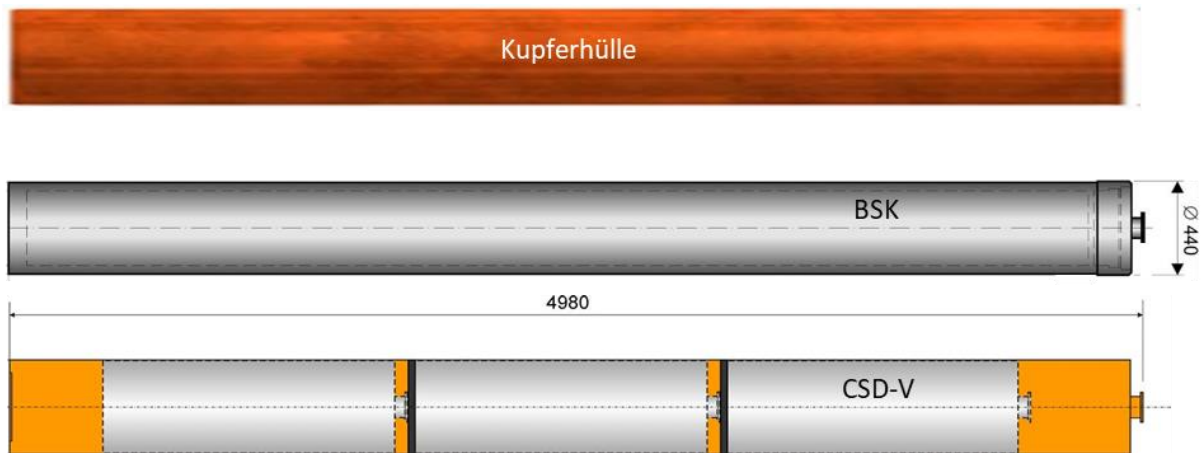


Abb. 3.1: Brennstabkockille für die Einlagerung im Rahmen der Option "multipler ewG" nach Jobmann & Burlaka (2021)

Als die geeignetere Richtlinie für diese Aufgabestellung hat sich die *Richtlinie des Forschungsinstituts für Maschinenbau* von Hänel & FKM (2003) herauskristallisiert. Diese Richtlinie wurde für den allgemeinen Maschinenbau entwickelt und deckt dessen geometrische und anwendungstechnische Vielfalt gut ab. Es werden Maschinenbauteile aus Stahl mit statischer und zyklischer Belastung abgedeckt. Der zulässige Temperaturbereich erstreckt sich bis 500°C. Die Richtlinie ist für alle Bauteile der betrachteten Behälter gültig, welche nicht durch eine spezielle Norm abdeckt sind.

Die Durchführung des in der Richtlinie nach Hänel & FKM (2003) empfohlene Nachweises ist wie folgt:

- 1) Zunächst werden die Belastungen ermittelt, die auf das Bauteil einwirken. Mit Hilfe dieser Belastungen werden, unter Einsatz eines FEM-Programms Z88Aurora® V5¹, die Spannungskomponenten ermittelt.
- 2) Parallel werden mit Hilfe der Materialparameter und spezifischer Geometrieeigenschaften die Festigkeitskennwerte ermittelt. Mit den spezifischen Geometrieeigenschaften sind beispielsweise Kerben oder Querschnittsübergänge gemeint, welche zu lokalen Spannungskonzentrationen führen können.
- 3) Die dritte Komponente des Nachweises sind die Sicherheitsfaktoren, welche Ungenauigkeiten und Unsicherheiten in der Berechnung kompensieren sollen.

Aus den Spannungskomponenten, den Festigkeitskennwerten und den Sicherheitsfaktoren kann schlussendlich der Auslastungsgrad der Konstruktion unter den gegebenen Randbedingungen ermittelt werden. Hierbei ist ein Auslastungsgrad $a \leq 1$ anzustreben. Bei einem Auslastungsgrad von $a=1$ ist das Material bis zur Belastungsgrenze ausgelastet. Davon ausgenommen beinhaltet dieser Auslastungsgrad bereit die notwendigen Sicherheitsbeiwerte. Sollte der Auslastungsgrad größer als 1 sein, wird dann ein Bauteil als unsicher eingestuft, da die Wahrscheinlichkeit eines Versagens deutlich höher ist.

¹ <https://z88.de/z88aurora/> (zuletzt abgerufen am 30.11.2021)

3.2 Kriterien zur Integritätsprüfung

Unter Verwendung eines analogen Nachweissystems wie für die geotechnischen Barrieren gliedert sich der Nachweis auch hier in den Nachweis der strukturellen Integrität und der Dichtigkeit. Der Nachweis der strukturellen Integrität besteht aus den folgenden sechs Einzelnachweisen (Herold & Kudla, 2020; Müller-Hoeppe et al., 2012b):

- Strukturelle Stabilität (auch als ‚Tragfähigkeit‘ bezeichnet)
- Rissbeschränkung
- Verformungsbeständigkeit oder Beulsicherheit
- Filterstabilität (für Behälter nicht relevant)
- Langzeitbeständigkeit (auch als ‚Dauerhaftigkeit‘ bezeichnet)
- Herstellbarkeit

Anders als für das geotechnische Barrierensystem gilt der Nachweis der Dichtigkeit des Behälters als erbracht, wenn die Einzelnachweise zur strukturellen Integrität erfolgreich erbracht sind. Anforderungsgemäß werden die Behälter lösungs- und gasdicht konstruiert. Ist keine Verletzung der strukturellen Integrität zu erwarten, sind auch Undichtigkeiten nicht zu erwarten.

Für die ingenieurtechnische Bemessung können die Einwirkungen auf die Behälter mit Hilfe eines standortspezifischen FEP-Kataloges charakterisiert werden. Dazu sind im ersten Schritt die für die Aufgabe relevanten FEP zu selektieren. Die Prozesse, die in den relevanten FEP beschrieben sind, enthalten eine Charakterisierung der wahrscheinlichen Einwirkungen auf die Behälter. Auf Grundlage dieser Charakterisierung können dann Bemessungssituationen identifiziert werden.

3.2.1 Tragfähigkeit

Der jeweilige Endlagerbehälter muss so ausgelegt sein, dass er der zu erwartenden statischen Beanspruchung während des Nachweiszeitraumes standhalten kann. Bei den Behältern mit Kupferumhüllung wird die Tragfunktion in erster Linie dem Innenbehälter, also der modifizierten BSK-3 (Jobmann & Burlaka, 2021) zugeordnet. Das Kriterium für die Tragfähigkeit wird wie folgt definiert:

„Tragfähigkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass die aus der Summe der auf den Behälter einwirkenden Belastungen entstehenden Spannungen für den gesamten Nachweiszeitraum unterhalb der zulässigen Werte für den Behälterwerkstoff liegen.

Entsprechend gilt für den Nachweis des Tragfähigkeits-Kriterium für einen Endlagerbehälter

$$\sigma_{vorh} < \sigma_{zul} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \quad (3.1)$$

mit:

σ_{vorh}	=	Vorhandene Spannung
σ_{zul}	=	Zulässige Spannung
f_{yk}	=	Streckgrenze
γ_M	=	Teilsicherheitsbeiwert

Folgende Einwirkungen sind auf jeden Fall zu berücksichtigen:

p_e	=	<i>Eigengewicht des Gebindes</i>
p_{hs}	=	<i>lokaler hydrostatischer Druck in der Einlagerungsteufe</i>
p_q	=	<i>maximaler Quelldruck des Bentonit-Buffers</i>
$p_{\text{ül}}$	=	<i>eiszeitlicher oder hochwasserbedingter Überlagerungsdruck</i>

Darüber hinaus ist zu prüfen und darzulegen, ob aus dem zugehörigen FEP-Katalog weitere Einwirkungen abzuleiten sind.

3.2.2 Beulsicherheit

Aufgrund seiner dünnwandigen Struktur kann ein Versagen des Endlagerbehälters infolge Beulen nicht ausgeschlossen werden. Unter Beulversagen versteht man das Ausweichen eines Flächentragwerks infolge von Normal- oder Schubbeanspruchungen aus seiner Ebene heraus. Beulen ist das Pendant zum Ausknicken eines Druckstabes bei Flächentragwerken. Beim Beulen führen die sich infolge der Beanspruchung ergebenden Verformungen zu einer Exzentrizität im Tragwerk. Diese Exzentrizität aktiviert wiederum zusätzliche Biegebeanspruchung, die zu plötzlich auftretenden großen Verformungen rechtwinklig zur Flächenebene führen.

Im Unterschied zum Kriterium Tragfähigkeit, bei dem ein Integritätsverlust durch Materialversagen auftritt, handelt sich hier um eine strukturelle Instabilität. Die Struktur versagt durch den Verlust seiner Formgebung bzw. seiner Gleichgewichtslage. Bei ebenen Flächentragwerken wie Flansche, Gurte und Stege im Stahlbau stellt sich beim Beulen eine doppelt-gekrümmte Fläche durch die Aktivierung der Biegetragwirkung in senkrecht zur Beanspruchungsrichtung ein. Daraus ergibt sich eine höhere Tragfähigkeit des Systems im Nachbeulzustand. Im Gegensatz dazu findet bei zylindrischen Tragwerken infolge der geringen Biegesteifigkeit der Wandung keine Stabilisierung statt. Es tritt unmittelbar nach dem Beulen ein Versagen auf. Dies ist der Fall bei diversen schalenartigen Strukturen des Stahlbaues wie Tank- und Silobauwerke oder Rohrleitungen. Der Endlagerbehälter mit seiner geringen Dicke im Vergleich zu den übrigen Abmessungen fällt in dieser Kategorie. Die Beultragfähigkeit solcher Strukturen wird dabei durch geometrische Imperfektionen (Vorbeulen) und Eigenspannungen vermindert (Petersen, 1982). Der normative Tragsicherheitsnachweis für Beulprobleme ist in (DIN EN 1993-1-6:2017-07) geregelt. Das Kriterium der Beulsicherheit für einen Endlagerbehälter wird wie folgt formuliert:

„Beulsicherheit-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass die aus der Summe der auf den Behälter einwirkenden Belastungen entstehenden Membrannormalspannungen in Meridianrichtung und in Umfangrichtung sowie die relevanten Membranschubspannungen unterhalb der zulässigen Werte für den Behälterwerkstoff liegen.

Entsprechend gilt für den Berechnungsansatz des Beulsicherheit-Kriterium nach (DIN EN 1993-1-6:2017-07):

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\sigma_{x\theta,Ed}}{\sigma_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1 \quad (3.2)$$

mit

$\sigma_{x,Ed} = \chi_x \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	<i>Bemessungswert der Membrannormalspannung in Meridianrichtung</i>
$\sigma_{\theta,Ed} = \chi_\theta \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$	<i>Bemessungswert der Membrannormalspannung in Umfangrichtung</i>
$\sigma_{x\theta,Ed} = \chi_\tau \frac{f_{yk}}{\gamma_M \sqrt{3}}$	<i>Bemessungswert der Membranschubspannung</i>
$\sigma_{x,Rd}$	<i>zulässige Membrannormalspannung in Meridianrichtung</i>
$\sigma_{\theta,Rd}$	<i>zulässige Membrannormalspannung in Umfangrichtung</i>
$\sigma_{x\theta,Rd}$	<i>zulässige Membranschubspannung</i>
f_{yk}	<i>Streckgrenze</i>
γ_M	<i>Teilsicherheitsbeiwert</i>
k_x, k_θ, k_τ	<i>Beulinteraktionsparameter entsprechend (DIN EN 1993-1-6:2017-07)</i>
$\chi_x, \chi_\theta, \chi_\tau$	<i>Beul-Abminderungsfaktoren entsprechend (DIN EN 1993-1-6:2017-07)</i>

Folgende Einwirkungen sind auf jeden Fall zu berücksichtigen:

p_e	<i>=</i>	<i>Eigengewicht des Gebindes</i>
p_{hs}	<i>=</i>	<i>lokaler hydrostatischer Druck in der Einlagerungsteufe</i>
p_q	<i>=</i>	<i>maximaler Quelldruck des Bentonit-Buffers</i>
$p_{ül}$	<i>=</i>	<i>eiszeitlicher oder hochwasserbedingter Überlagerungsdruck</i>

darüber hinaus ist zu prüfen und darzulegen, ob aus dem zugehörigen FEP-Katalog weitere Einwirkungen abzuleiten sind.

3.2.3 Rissbeschränkung

Die Verformungen von Eisen und Stahl unter mechanischer Belastung sind bei gesicherter Tragfähigkeit des Behälters gering nachweislich. Damit ist die Rissbeschränkung für den Behälter zuverlässig gegeben. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist in diesem Fall für den Behälter abdeckend.

3.2.4 Verformungsbeständigkeit

Die Verformungsbeständigkeit bei statischen bzw. kontinuierlichen Lasten ist durch den Nachweis der Tragfähigkeit abgedeckt. Eine Ermüdungsanalyse ist erforderlich, wenn ständig wechselnde bzw. zyklische Lasten in mehr als 5 Zyklen (Belastungsstufe D gemäß ASME Standard) oder 104 Zyklen (Belastungsstufe C gemäß ASME Standard) auftreten (Geiß, 1986). Diese Fälle sind für Referenzszenarien nicht zu erwarten.

Für einmalige bzw. plötzlich auftretende Lasten (z. B. als Folge von Erdbeben) ist der Nachweis der Verformungsbeständigkeit zu führen. Dehnungsgrenzwerte sind u. a. dem ASME Standard (ASME 1987) zu entnehmen und sind u. a. in Geiß (1986) für Komponenten für Kernreaktoren dokumentiert. Beispiele für Grenzdehnungen lassen sich auch in diversen europäischen Normen finden. In der DIN für unbefeuerte Druckbehälter (DIN EN 13445-1:2021-12) werden für Normalbetriebslastfälle 5 % zugelassen, für Prüflastfälle 7 %. In der DIN für industrielle Rohrleitungen, Anhang B, Abschnitt 8, Nachweise (DIN EN 13480 Beiblatt 1:2002-

08) ist die größte zulässige Hauptstrukturdehnung unter Beachtung eines linearelastisch-idealplastischen Werkstoffmodells auf der Basis Finiter Elemente Analysen mit 5% angegeben. In einer Reihe von Versuchen mit verschiedenen Werkstoffen wurden Dehnungen ohne Schadenswirkung im Bereich von 2-4% erreicht. Im Rahmen des europäischen Projektes LISSAC (Krieg et al., 2003) wurden die Dehnungen an Proben unterschiedlichster Geometrien mit in deutschen Kernkraftwerken verwendeten metallischen Werkstoffen quasistatisch unter Beachtung des Spannungszustandes geprüft. Obwohl darauf hingewiesen wird, dass die Versuche nicht als konservativ für alle möglichen Geometrien und Beanspruchungszustände galten, wird von einer allgemein anerkannten Dehnungsgrenze von 5 % gesprochen.

Bei Beanspruchungsfällen in der Stufe D (größte Belastung nach KTA und ASME) dürfen gemäß (ASME 1987) z. B. globale plastische Verformungen bis zu einer Größenordnung von 3 % auftreten. Lokal dürfen auch noch deutlich größere Dehnungen auftreten. Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass die Werkstoffe bei einmaliger Beanspruchung lokal sehr hohe Dehnungen ertragen, wenn keine gravierenden Schwachstellen (Risse) vorhanden sind. Dies wäre bei erfolgreichem Nachweis der Tragfähigkeit und damit der Rissbeschränkung der Fall.

Es sei an dieser Stelle festgehalten, dass das Verformungsverhalten in Abhängigkeit des Spannungszustandes von Werkstoff zu Werkstoff variiert. Jeder Werkstoff muss also prinzipiell gesondert betrachtet werden (Mutz, 2011). Das Kriterium wird wie folgt formuliert:

„Verformungsbeständigkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass auftretende plastische Verformungen des Behälters über den gesamten Nachweiszeitraum unterhalb des Dehnungsgrenzwertes für das Material liegen, dem die Tragfunktion zugeordnet ist.

Entsprechend gilt für den Berechnungsansatz für das Verformungsbeständigkeits-Kriterium nach Mutz (2011):

$$\varepsilon_v \leq \varepsilon_{vzul} \quad (3.3)$$

mit

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \text{Vergleichsdehnung} \\ \varepsilon_{vzul} &= \text{Zulässige materialspezifische Vergleichsdehnung (gen. Richtwert 5\%)} \end{aligned}$$

3.2.5 Langzeitbeständigkeit

Gemäß Jobmann & Burlaka (2021) besteht der Behälter in der Option multipler ewG und im modifizierten KBS-3-Konzept aus der BSK-3 Kokille mit einer Ummantelung aus Kupfer. Sie trägt daher die Bezeichnung BSK-Cu. Die Kokille besteht aus Feinkornbaustahl 15MnNi6.3 (Werkstoff 1.6210), der als ferritischer Stahl einzuordnen ist. Der Stahlbehälter übernimmt die Tragfunktion während die Kupferhülle die langfristige Dichtheit garantieren soll. Die Kupferhülle soll in Verbindung mit dem Stahlbehälter die Rissbeschränkung als Voraussetzung für die Dichtheit gewährleisten, die Kupferhülle allein gewährleistet die Dauerhaftigkeit bzw. Langzeitbeständigkeit des Abfallgebundes und damit die langfristige Dichtheit aufgrund ihres Korrosionswiderstandes.

Gemäß dem vorliegenden Behälterkonzept wird für das multiple ewG Konzept von einem Kupfermantel mit einer Dicke von 5 mm und für das modifizierte KBS-3-Konzept von einem Kupfermantel mit einer Dicke von 50 mm ausgegangen, um einer Korrosion über den jeweiligen Funktionszeitraum von 500 bzw. 1 Million Jahre zu trotzen (Bertrams et al., 2017). Das Kriterium lautet:

„Langzeitbeständigkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass der Korrosionswiderstand ausreichend groß ist, um unter den standortspezifischen Korrosionsbedingungen, sowohl durch elektrochemische als auch mikrobielle Korrosion, ein Durchkorrodieren des Kupfermantels im Funktionszeitraum zu verhindern.

Entsprechend gilt für den Berechnungsansatz für das Langzeitbeständigkeits-Kriterium, nach der Überlegungen (Bertrams et al., 2017) .

$$D_{Cu} > \frac{t \cdot Kor_{Cu}}{S} \quad (3.4)$$

mit

$$\begin{aligned} D_{Cu} &= \text{Dicke der Kupferhülle} \\ Kor_{Cu} &= \text{Korrosionsrate von Kupfer} \\ S &= \text{Sicherheitsfaktor} = 0,95 \end{aligned}$$

wobei

$$\begin{aligned} t &= 500 \text{ Jahre, für Behälter im multiplen ewG Konzept} \\ t &= 1 \text{ Million Jahre, für Behälter im modifizierten KBS-3-Konzept} \end{aligned}$$

3.2.6 Herstellbarkeit

Die Herstellbarkeit eines zylindrischen Behälters aus Stahl wie der BSK-3 kann als Stand der Technik angesehen werden. Die Dichtheit und Langzeitbeständigkeit des Behälters ist nur gegeben, wenn sich die Kupferhülle der BSK-Cu anforderungsgerecht herstellen lässt. Gemäß (Bertrams et al., 2017) wird die Brennstabkockille mit geschmiedetem Kupfer ummantelt. Durch Schmieden kann ein nahtloses Rohr hergestellt werden, auf das der Boden und der Deckel aufgeschweißt werden. Trotz hochwertiger Schweißverfahrens stellt die Schweißnaht erfahrungsgemäß eine potenzielle Schwachstelle in Bezug auf die Behälterintegrität dar (SKB, 2010b). Genau an dieser Stelle ist deshalb die Behälterintegrität im Rahmen der Qualitätssicherung zu prüfen.

Um die Güte einer ausgeführten Schweißnaht zu prüfen, müssen zerstörungsfreie Methoden angewendet werden. Eberth & Müller-Hoeppe (2009) empfehlen für diesen Zweck fünf unterschiedliche zerstörungsfreie Prüfverfahren:

Gasleckageraten: Die Dichtigkeit von Behältern kann über Gasleckageraten (DIN EN 1779:1999-10) nachgewiesen werden. Für dieses Verfahren ist es notwendig, den Behälter unter Druck zu setzen oder ihn zu evakuieren. Beides scheidet für den befüllten Endlagerbehälter aus, da keine Information über die Schweißnahtdicke erhalten wird.

Eindringmittel: Mit Eindringmitteln (DIN 4863:2018-12) können Risse und Öffnungen in der Gefügeoberfläche detektiert und unter speziellem Licht sichtbar gemacht werden. Dieses Verfahren eignet sich vornehmlich nur für kleine Bauteile und dient dazu, z. B. Spannungsrisse auf Gefügeebene zu lokalisieren.

Ultraschallwellensender: Mit diesen Sendern werden in den zu prüfenden Bauteilbereich Ultraschallwellen eingestrahlt und deren Reflexion wird aufgezeichnet. Ein gestörtes Gefüge mit Fehlstellen, Lunkern oder Rissen zeigt andere Schallwellenreflexionen als ein ungestörtes, intaktes Gefüge. Die Ultraschallprüfung (DIN EN 10160:1999-09; DIN EN 12680-2:2003-06) von Schweißnähten ist ein Verfahren, mit dem auch ein befüllter Einlagerungsbehälter auf Dichtheit geprüft werden kann.

Wirbelstromprüfung: Mit Hilfe dieser Technik (DIN EN 1971-1:2020-02) können Inhomogenitäten im Prüfgut, seine Dicke und die Dicken von Beschichtungen, metallurgische und mechanische Eigenschaften von Rohren, Profilen, Schmiede- und Gussstücken während des Betriebes geprüft und bestimmt werden. Das Prinzip beruht auf der Induktion von elektrischem Strom in einem leitenden Material. Die Messgrößen werden beeinflusst von der Leitfähigkeit des Materials, der Permeabilität sowie durch Größe und Geometrie des Prüfkörpers.

Durchstrahlung: Die Prüfung von Schweißnähten erfolgt mittels Durchstrahlung (DIN EN ISO 10675-1:2022-03) mit Gamma- oder Röntgenstrahlen und die Aufzeichnung der durchdrungenen Strahlung auf einen Film, wodurch der Gefügebautbau bzw. Fehler im Gefüge sichtbar gemacht werden. *Bem.: Dieses Verfahren wird allerdings auf Grund der bereits vorhandenen Strahlung des Behälters als nicht erfolgshöflich angesehen.*

Anhand der Genauigkeit eines Prüfverfahrens allein, Fehlstellen der ausgeführten Schweißnähte zu entdecken, kann noch keine Aussage über die Wahrscheinlichkeit getroffen werden, mit der ein nicht den Anforderungen genügendes Abfallgebinde die Einkapselungsanlage verlässt und endgelagert wird (Eberth & Müller-Hoeppe, 2009). Dazu ist festzulegen, welche Größe der Fehlstellen maximal zulässig ist, so dass die Kupferhülle ihre Funktionsanforderungen noch erfüllt, d. h. die qualitätszusichernde Eigenschaft der Schweißnaht ist festzulegen. Auf dieser Grundlage kann die Wahrscheinlichkeit von funktionsbeeinträchtigenden Fehlstellen ermittelt werden. Die Wahrscheinlichkeit überhaupt einen defekten Behälter einzulagern, setzt sich somit aus der Wahrscheinlichkeit, dass ein Schweißnahtdefekt auftritt, und der Wahrscheinlichkeit, den Defekt in der Schweißnaht nicht zu erkennen, zusammen.

Die Anwendung der Eurocodes (DIN EN 1990:2021-10) im Bauwesen stellt jedoch eine Versagenswahrscheinlichkeit von kleiner als 10^{-4} bezogen auf die Lebensdauer eines Bauwerks sicher. Schweißverbindungen gehören im Bauwesen zu den tragfähigkeits- und dichtheitsrelevanten Verbindungen, durch deren Prüfung die normgerechte Ausführung sichergestellt werden muss. Um mit geschweißten Konstruktionen im Bauwesen eine Versagenswahrscheinlichkeit $p_f \leq 10^{-4}$ bezogen auf die Lebensdauer zu erreichen, müssen die Prüfmethoden für Schweißnähte und deren normgerechte Anwendung diese Wahrscheinlichkeit von $p_f \leq 10^{-4}$ für vorzeitiges Versagen garantieren. Diese Aussage ist nicht direkt in den veröffentlichten Normtexten zu Schweißnähten und ihren Prüfverfahren abzulesen. Dort wird ausschließlich die Anwendung und Methodik der Prüfverfahren beschrieben. Durch die Beschränkung der Wahrscheinlichkeit für vorzeitiges Versagen auf $p_f \leq 10^{-4}$ durch die Anwendung der Eurocodes des Bauwesens müssen die Prüfmethoden jedoch Fehler auflösen, die das Zuverlässigkeitsniveau gefährden (Eberth & Müller-Hoeppe, 2009). Die Abb. 3.2 zeigt die Wahrscheinlichkeit der De-

fekterkennung bei Anwendung geeigneter zerstörungsfreier Prüfmethoden (grüne Linie) in Abhängigkeit der Defektgröße sowie die Eintrittswahrscheinlichkeit, trotz geeigneter Schweißtechnik einen Schweißnahtfehler zu produzieren (rote Linie).

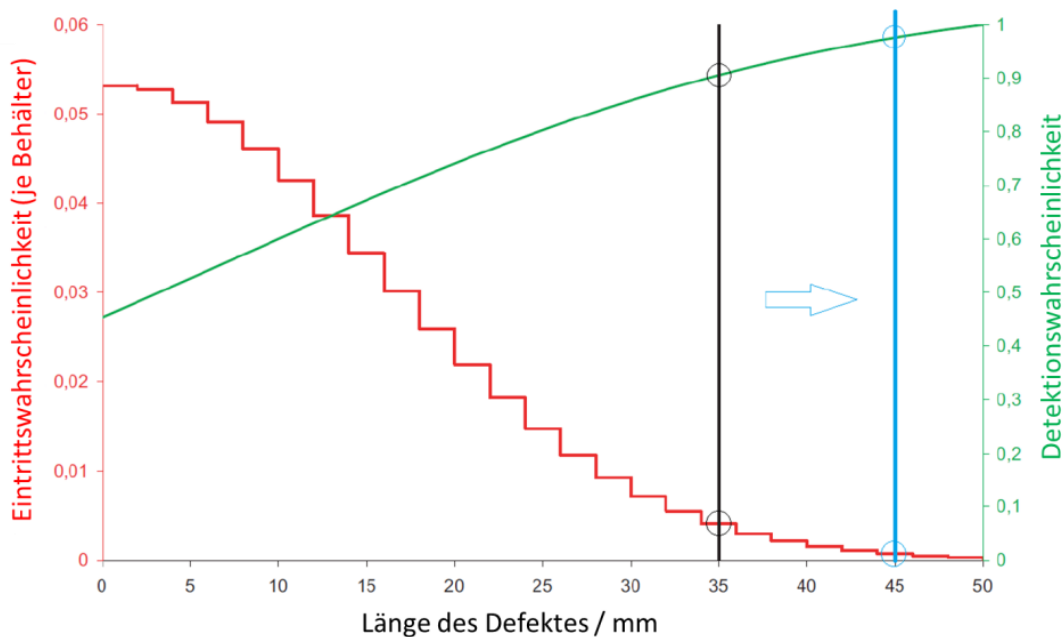


Abb. 3.2: Wahrscheinlichkeitsfunktionen von Produktionsfehlern (linke Ordinate) und des Erkennens dieser (rechte Ordinate) in Abhängigkeit von der Fehlerlänge bei Kupferbehältern (Abszisse) (Hedin, 2003)

In SKB (2010a) werden Korrosionsraten von maximal 5 mm innerhalb von 10^6 Jahren abgeschätzt. Ein Behälter mit einer Kupferschale von 50 mm Dicke kann demnach im Nachweiszeitraum von 10^6 Jahren mit einem Fehler von 45 mm Länge einschlusswirksam bleiben. Da ein größerer Fehler sowohl seltener auftritt, als auch häufiger erkannt wird, ist die Wahrscheinlichkeit eines unerkannten Behälterdefekts von 45 mm Länge deutlich geringer als die Wahrscheinlichkeit eines solchen Defekts von 35 mm Länge. Unter Verwendung von Methoden der zerstörungsfreien Schweißnahtprüfung kann davon ausgegangen werden, dass mit einer Wahrscheinlichkeit von 90 % alle Defekte dieser Größe erkannt werden, d. h. die Gefahr des Nichtentdeckens beträgt maximal 10 %. Werden die beiden Eintrittswahrscheinlichkeiten multipliziert, so würde eine Wahrscheinlichkeit von $p_f = 0,001 \cdot 0,1 = 1 \cdot 10^{-4}$ errechnet, mit der ein Behälter trotz Prüfung defekt endgelagert wird. Als Kriterium wird formuliert:

„Herstellbarkeits-Kriterium“

Es ist nachzuweisen, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens und Nichterkennens von (Schweißnaht-) Defekten kleiner ist als die Versagenswahrscheinlichkeit für die Funktionsfähigkeit eines Bauwerkes gemäß Eurocode.

Für den Berechnungsansatz des Herstellbarkeits-Kriterium heißt das:

$$p_f \leq 10^{-4} \quad (3.5)$$

4 Abschätzungen zur Langzeitbeständigkeit (geo-)technischer Elemente

4.1 Allgemeines

Gemäß dem Verschlusskonzept für die Option „multipler ewG“ besteht das (geo-)technische Barriersystem im Prinzip aus vier verschiedenen Elementen (Abb. 4.1). Die erste Komponente wird durch den Behälter dargestellt. Die zweite Komponente stellen die Bohrlochverschlüsse dar, die aus einem Bentonit-Dichtelement und einem Widerlager bestehen. Die dann folgende Barriere wird durch den Streckenversatz dargestellt, der aus einer Mischung aus aufbereitetem Ausbruchsmaterial und quellfähigem Bentonit konzeptioniert ist. Am Rand der einzelnen ewG-Zellen sind abschließend noch Streckenverschlüsse vorgesehen, welche aus zwei sich hinsichtlich der verwendeten Materialien unterscheidenden Dichtelementen bestehen. Bei den Materialien handelt es sich um Bentonit und Asphalt, die entweder einzeln oder in Kombination als Dichtelemente konfiguriert sind. Ein wesentlicher Endlager-induzierter Prozess, der Einfluss auf die Langzeitbeständigkeit von Materialien hat, ist die Erhöhung der Temperatur durch die wärmeentwickelnden Abfälle. Die thermisch bedingten Einwirkungen werden getrennt für die technischen Nahfeldbarrieren und die geotechnischen Barrieren diskutiert. Bei der Nahfeldbarriere sind die Glasmatrix der Wiederaufarbeitungsabfälle, die Behälter und die Liner mit dazwischenliegender Sandverfüllung zu betrachten. Bei den geotechnischen Barrieren sind es die Bohrlochverschlüsse, der Streckenversatz und die Streckenverschlüsse.

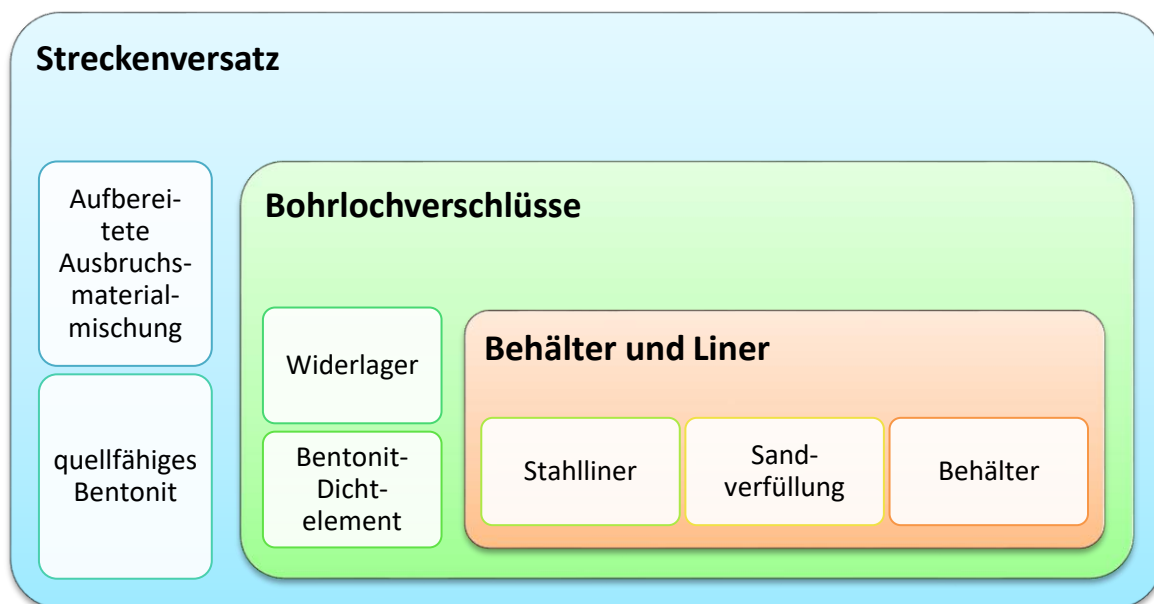


Abb. 4.1: Schema des Verschlusskonzepts für die Option „multipler ewG“ nach Herold et al. (2020) und Jobmann & Burlaka (2021)

4.2 Glasmatrix der Wiederaufarbeitungsabfälle

Wichtiges Merkmal der Glasmatrix ist seiner Temperaturbeständigkeit. Nach Mazurin & Gankin (2008), Coenen et al. (1985) und Couchman & Karasz (1978) gibt es vier Temperaturpunkte die charakteristisch sind für das Materialverhalten. Das sind die maximale Arbeitstemperatur (T_a), der Glasübergangspunkt (T_g), der Transformationspunkt (T_g) und der Erweichungspunkt (T_d). Die maximale Arbeitstemperatur ist die höchste zulässige Gebrauchstemperatur bis zu dem das Glas unter Beibehaltung seiner Eigenschaften verwendet werden sollte. Beim Überschreiten der Glasübergangstemperatur ist die Umwandlung eines festen

Glases in eine gummiartige bis zähflüssige Schmelze zu beobachten. Im Gegensatz zur Viskosität ändert sich die Wärmeausdehnung bei einigen Gläsern in einem vergleichsweise engen Temperaturbereich abrupt, den man als Transformationspunkt bezeichnet. Oberhalb dieser Temperatur ist die Wärmeausdehnung wesentlich höher als darunter. Auch die Wärmekapazität steigt am Transformationspunkt sprunghaft an, was meist zur Messung des Transformationspunktes herangezogen wird. Oberhalb des (dilatometrischen) Erweichungspunktes beginnt das Glas merklich zu fließen und sich dadurch unter dem Einfluss des Eigengewichtes signifikant zu verformen. In Abb. 4.2 ist dieses Ausdehnungsverhalten von Glas als Funktion der Temperatur dargestellt.

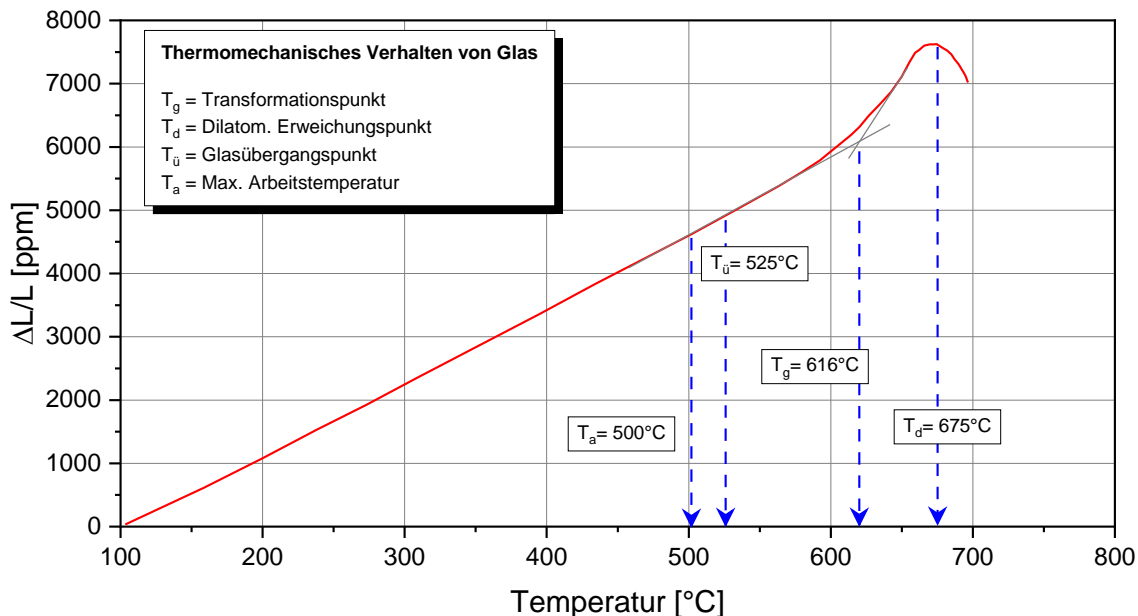


Abb. 4.2: Thermisches Ausdehnungsverhalten von Glas nach Mazurin & Gankin (2008)

Mit der Begründung, dass im Zuge der Einlagerung keinen Temperaturanstieg über 500 °C zu erwarten ist, kann man aus Sicht der thermischen Belastung eine Veränderung der Glasmatrix ausschließen. Dennoch wird eine maximale Temperatur von 400 °C für die amerikanischen Behälter erlaubt (Bates et al., 1994; Berusch et al., 1993). In ONDRAF/NIRAS (2001) wird für die belgischen Behälter eine maximale Temperatur für die Glasmatrix von 350 °C festgesetzt. Bei Unterstellung eines Versagensfalles wird diese auf 200 °C festgesetzt.

4.3 Behälter und Liner

Gemäß dem aktuellen Endlagerkonzept für die vertikale Bohrlochlagerung in Salz- und Tongesteinen (Herold et al., 2018) wurde im Rahmen vom Projekt KOREKT (Herold et al., 2020) erarbeitet, dass als Endlagerbehälter für die vertikale Bohrlochlagerung im kristallinen Wirtsgestein eine rückholbare Kokille (RK) verwendet werden kann. Für den Einsatz im Konzept des multiplen ewG wird diese Kokille mit geschmiedetem Kupfer mit einer Stärke von 5 mm ummantelt (Bertrams et al., 2017; Herold et al., 2020)

Die physikalischen Eigenschaften von Stählen ändern sich nur geringfügig mit Erhöhung der Temperatur (Richter, 2010). In dem relevanten Temperaturbereich von 20 °C bis 300 °C ist aus thermischer Sicht keine Grenzbedingung gegeben. Die sich ergebende thermo-mechanische Belastung wird im Zuge der Auslegung der Behälter und des Liners berücksichtigt.

Die elektrochemische Korrosion von Stählen ist in geringem Maße abhängig von den Temperaturverhältnissen. Derartig steigt beispielsweise die Korrosionsrate von Edelstahl 304 von 1,8 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ bei 15 °C auf 8,6 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ bei 170 °C. Sind aggressiven Salzlösungen bestanden, können die Werte auch deutlich höher liegen, z. B. bei 4,0 und 40 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ bei 90 °C und 170 °C oder bei 240 und 70 $\mu\text{m}/\text{Jahr}$ bei 90 °C und 170 °C.

Mikrobiell beeinflusste Korrosion stellt einen Prozess dar, deren Relevanz für ein Endlager für wärmeentwickelnde radioaktive Abfälle seit geraumer Zeit bekannt ist und der durch Sulfat-reduzierende Mikroben verursacht wird (El Hajj et al., 2010; Kursten, 2004; Kursten et al., 1997). Deren Aktivität kann die Korrosion von eisenhaltigen Materialien bis zu einer Rate von 600 μm pro Jahr erhöhen (s. Abb. 4.3) sowie eine gleichmäßige Korrosion in einen Lochfraß überführen. Die in den Sicherheitsanforderungen spezifizierte Forderung der Bergbarkeit über einen Zeitraum von 500 Jahren nach Verschluss des Endlagers erfordert eine entsprechende Standzeit der Behälter ohne dass deren Dichtheit durch Lochfraß zerstört wird. Im Gegensatz zu Stahl ist Kupfer aufgrund seiner antibakteriellen Eigenschaften zwar nicht so anfällig für mikrobielle Korrosion, aber gänzlich unangetastet bleibt er auch nicht. Dies gilt insbesondere für Korrosion durch Lochfraß. Javed & Wade (2016) geben einen Überblick über verschiedene Mechanismen der mikrobiellen Korrosion an Kupfer und beleuchten auch die Toxizität von Kupfer-Ionen gegenüber lebenden Mikroorganismen.

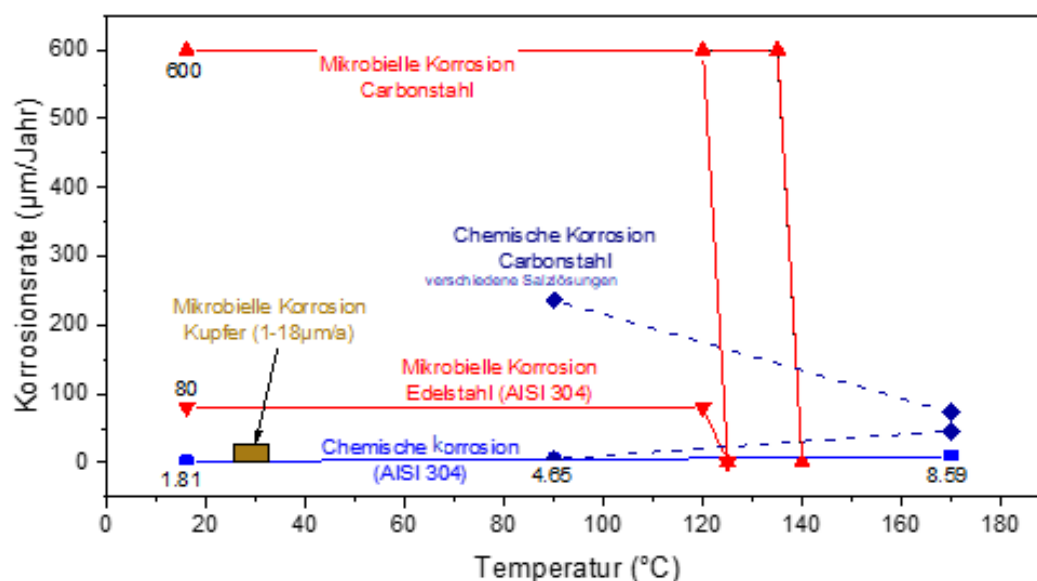


Abb. 4.3: Raten der chemischen und mikrobiellen Korrosion in Abhängigkeit von der Temperatur. Daten gemäß Kursten et al. (1997), Kursten (2004) und El Hajj et al. (2010)

Dou et al. (2018) zeigen, dass sich die anaerobe mikrobiell beeinflusste Korrosion von Metallen in zwei charakteristische Typen unterteilen lässt. Die Typ-1-Korrosion, bei der Elektronen aus dem Metall zu Mikroben transportiert werden, ist z. B. für unlegierten Stahl charakteristisch. Dieser Korrosionstyp setzt voraus, dass sich Mikroben oder deren Biofilme direkt oder sehr nah an der Metalloberfläche befinden. Die Typ-2-Korrosion, bei der Metall durch die korrosiven Produkte des mikrobiellen Metabolismus wie z. B. H_2S oxidiert wird, ist für Kupfer charakteristisch. Demnach erhöht sich der Kupfer-Korrosionsgrad mit der steigenden Konzentration von HS^- . Während die Korrosion eines unlegierten Stahls durch Sulfat-reduzierende Bakterien zu einem ausgeprägten Lochfraß führt, findet für Kupfer bei einem fehlenden Biofilm-Metall-Kontakt eine gleichmäßige Korrosion statt (Dou et al. 2018). Die Rate der gleichmäßigen Korrosion betrug in den 10-tägigen anaeroben Versuchen der letzten Studie zwischen

0,35 und 1,62 mm/a bei Lösungskonzentrationen von jeweils 0,2 und 3,6 mM des mikrobiell produzierten HS^- . Bei einem Biofilm-Kupfer-Kontakt wurde auch ein Lochfraß mit einer Rate von bis zu 1,44 mm/a beobachtet (Dou et al. 2018). Diese Studie schlussfolgerte, dass eine Nährstoffverfügbarkeit für Sulfat-reduzierende Bakterien im Fall von Kupfer zu einer erheblich stärkeren Korrosion als im Fall von unlegiertem Stahl führen kann.

In einem dreimonatigen aeroben Versuch mit Sulfat-reduzierenden Bakterien (Huttunen-Saarivirta et al., 2017a) wurden innerhalb von etwa zwei Wochen ähnlich hohe Kupfer-Korrosionsraten von bis zu 0,35 mm/a gemessen, wobei in der restlichen Zeit die Korrosionsrate 0,01 bis zu 0,02 mm/a betrug. In vier- bis zehnmonatigen aeroben Versuchen beobachteten Huttunen-Saarivirta et al. (2017b) eine maximale Korrosionsrate von 0,013 mm/a und eine mittlere Korrosionsrate von 0,0011 bis 0,0065 mm/a. Allerdings ist es nicht auszuschließen, dass in diesen beiden Studien der in der Lösung verfügbare Sauerstoff die Aktivität von anaeroben Sulfat-reduzierenden Bakterien oder die Konzentration von HS^- erniedrigte. Da Huttunen-Saarivirta et al. (2017a) keine Angaben zur Konzentration von HS^- machen, lässt sich die tatsächliche Ursache für den Unterschied in den von ihnen und von Dou et al. (2018) beobachteten Raten der mikrobiell beeinflussten Kupfer-Korrosion nicht beurteilen. In weiteren Untersuchungen wurden von Carpén et al. (2017) mikrobielle Kupferkorrosionen von 1 bis 18 $\mu\text{m/a}$ gemessen.

Die Anforderungen der Rückholbarkeit und Bergung von wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen gehen auch mit spezifischen Merkmalen beim Endlagerkonzept einher (Herold et al., 2018), wie z. B. die Verwendung der Sandverfüllung zwischen Behälter und Liner. Außerdem wird die Verwendung von Linern einen zusätzlichen Porenraum an den Grenzflächen zwischen dem Liner und dem Gebirge schaffen, so dass dort Lebensraum für Mikroben vorhanden ist. Temperaturen in der Behälterumgebung von mehr als 122 °C führen zu Inaktivität und zum Absterben von Mikroben. Einige Mikroben sind dann noch in der Lage sogenannte Endosporen zu bilden (Nicholson et al., 2000), die noch kurzzeitig Temperaturen bis 140 °C aushalten können. Darüber hinaus gehende Temperaturen führen nach heutigem Wissen definitiv zu einem Absterben und damit zu einer Sterilisierung des Bereiches um die Behälter. Da nach jetzigem Konzept Temperaturen über 100 °C nicht angestrebt werden, ist eine mikrobielle Korrosion gesondert zu bewerten.

4.4 Sandfüllung zwischen Behälter und Liner

Gemäß des in Herold et al. (2020) und Jobmann & Burlaka (2021) dargestellten Einlagerungskonzepts wird der verbleibende Hohlraum zwischen den Rückholbaren Kokillen und dem Liner mit Quarzsand ausgefüllt. Quarz besteht chemisch aus Siliziumdioxid (SiO_2) und ist der Hauptbestandteil der meisten Sande. Quarz ist SiO_2 in der bei Temperaturen unter 573 °C thermodynamisch stabilsten kristallinen Modifikation. *Thermodynamisch stabil* bedeutet, dass sich theoretisch alle anderen Modifikationen des SiO_2 , z. B. amorphes SiO_2 (in Form von fester Kieselsäure, Quarzglas oder Mikrosilica) oder Cristobalit, freiwillig, d. h. auch ohne Zufuhr von Energie, in Quarz umwandeln könnten, nicht aber umgekehrt.

Vom Quarz selbst gibt es zwei unterschiedliche kristalline Modifikationen, nämlich den Alpha-Quarz (Tiefquarz) und den Beta-Quarz (Hochquarz). Die Modifikation Tiefquarz liegt bei Temperaturen unter 573 °C vor (Abb. 4.4). Tiefquarz hat eine Dichte von 2.650 kg/m³. Tiefquarz wandelt sich oberhalb von 573 °C in die Hochquarz-Modifikation um und wird bei Abkühlung wieder zu Tiefquarz. Den Übergang nennt man *Quarzsprung*, weil die Umwandlung von Tiefquarz zu Hochquarz auch mit einer sprunghaften Vergrößerung des spezifischen Volumens

um 0,8 % verbunden ist und bei Abkühlung, d. h. bei der Umwandlung zu Tiefquarz, nicht erhalten bleibt. Hochquarz hat einen Schmelzpunkt von 1.550 °C (schnelles Aufheizen, erhöhter Druck). Lässt man den Aufheizvorgang nur sehr langsam erfolgen (Tempern), so findet bei 870 °C eine Umwandlung in Tridymit und bei 1.470 °C eine Umwandlung in Cristobalit statt.

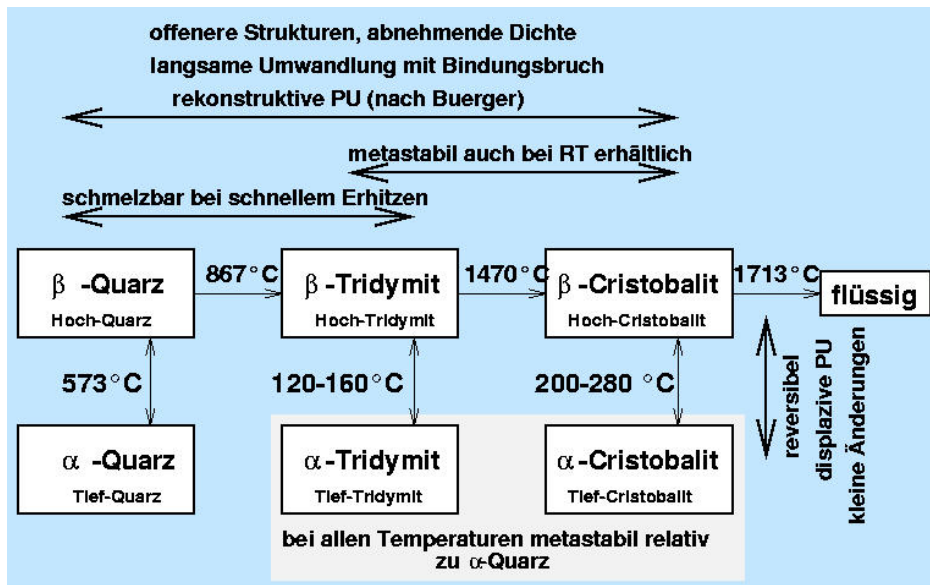


Abb. 4.4: Phasendiagramm und Umwandlungspunkte von Quarz²

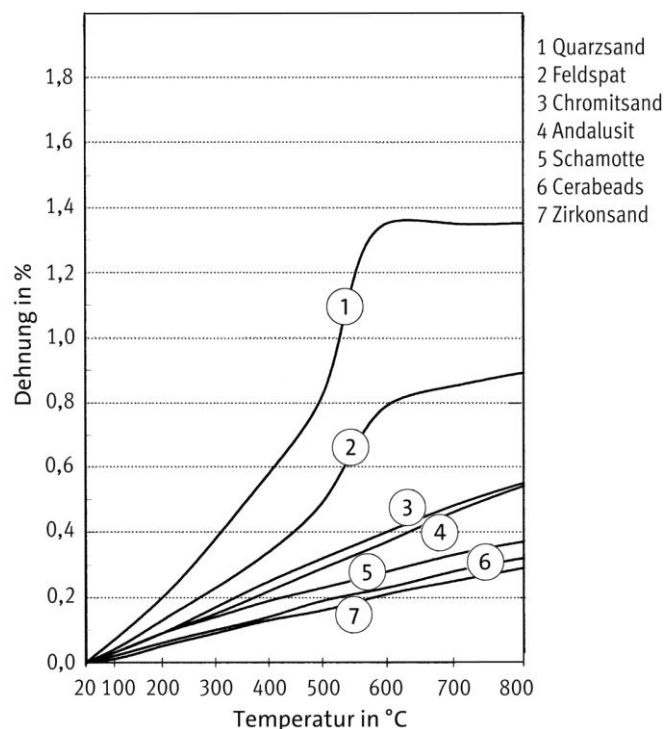


Abb. 4.5: Thermisches Ausdehnungsverhalten verschiedener Sande (Franke, 2022)

Einen großen Einfluss auf die entstehenden Modifikationen hat neben der Temperatur auch der Umgebungsdruck. Cristobalit hat seinen Schmelzpunkt bei 1.723 °C. Der Schmelzpunkt

² <http://ruby.chemie.uni-freiburg.de/index.html> (zuletzt abgerufen am 31.11.2021)

und insbesondere der Punkt des beginnenden Sinterns (= beginnendes Schmelzen, so dass die Quarzkörner zusammenbacken) sind stark von der Reinheit (SiO_2 -Gehalt) des Quarzes abhängig. Quarz hat einen linearen thermischen Ausdehnungskoeffizienten von $14 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ im Temperaturintervall von 20 – 300 °C (Abb. 4.5) zeigt die thermische Ausdehnung von Quarz- und anderen Sanden im Vergleich. Aus Sicht der thermischen Belastung kann festgehalten werden, dass, wenn im Zuge der Einlagerung die Temperatur im Sand nicht über 573 °C ansteigt, keine relevanten Veränderungen des Quarzsandes zu erwarten sind.

4.5 Bentonit-Dichtelemente

Gemäß Verschlusskonzept nach Jobmann et al. (2021) wird jedes Einlagerungsbohrloch mit einem Dichtelement aus hochkompaktiertem Bentonit und einem Widerlager versiegelt. Der Abstand zwischen dem Dichtelement und dem Behälter beträgt etwa 2,5 m. Durch diesen Abstand und der größtenteils geringen Wärmeleitfähigkeit des dazwischenliegenden Materials wird die Einwirkung der Temperatur auf das Dichtelement signifikant reduziert. In jedem Fall wird es aber eine Temperaturerhöhung am Dichtelement geben, so dass im Folgenden temperaturinduzierte Effekte diskutiert werden. Die Diskussion erfolgt in einer Kategorisierung nach thermo-hydro-mechanischen Aspekten und chemisch-biologisch-mineralogischen Aspekten.

4.5.1 Thermo-hydro-mechanische (THM) Effekte

4.5.1.1 Veränderung des Quelldruckes

Laborversuche mit Wyoming-Montmorillonit zeigen, dass in einem geschlossenen System Montmorillonit-Zwischenschichten mit drei Wasserlagen (Schichtabstand 1,8 - 1,9 nm, Wassergehalt von ca. 30 Gew.-%) nur zu einem Anteil von 20% in ein Montmorillonit mit zwei Wasserlagen (Schichtabstand ca. 1,54 nm, Wassergehalt ca. 20 Gew.-%) bei einem Temperaturanstieg auf 163 °C und einem durch den teilweisen Zwischenschichtwasserverlust einhergehenden Druckanstieg auf 0,6 MPa umgewandelt werden (W.-L. Huang et al., 1994). Ein weiterer Temperaturanstieg auf 313 °C führte zwar zu einem Druckanstieg auf ca. 110 MPa jedoch nur zu einem geringfügigen weiteren Zwischenschichtwasserverlust. Der Zustand mit zwei Wasserlagen wurde erst bei einer Temperatur von über 330 °C und einem Druck von etwa 180 MPa erreicht.

Ein ungesättigter Wyoming-Montmorillonit mit zwei Wasserlagen in 80 % der Zwischenschichten und einer Wasserlage (Schichtabstand 1,24 bis 1,26 nm, Wassergehalt ca. 10 Gew.-%) in den restlichen Zwischenschichten wurde in ein Montmorillonit mit einer Wasserlage bei einer Temperatur von 88°C umgewandelt. In diesem geschlossenen System führte der Zwischenschichtwasserverlust zu einem Anstieg des Porenwasserdruckes auf 0,16 MPa (W. L. Huang et al., 1994). Dieser Zustand blieb bis zu einer Temperatur von 215°C und einem Druck von 2,07 MPa größtenteils erhalten. Der Schichtabstand erniedrigte sich geringfügig auf 1,21 nm. Prinzipiell führt die Reduzierung einer Wasserlage zu einer Verringerung des Quelldruckes und zu einer leichten Erhöhung des Porendruckes. Die entsprechende Verringerung des Quelldruckes wird als reversibel betrachtet, solange Montmorillonite nicht über 500 bis 600 °C erhitzt werden (Derkowski et al., 2012; W. L. Huang et al., 1994).

Akesson (2012) hat für erhitzten Bentonit nach der Aufsättigung Quelldrücke gemessen, die um bis zu etwa 40% geringer waren, als für die nicht erhitzten Bentonite (4,9 bis 7,6 MPa). Im Temperature Buffer Test (TBT) im Äspo URL ermittelten Quelldruckabnahmen waren bei 140 bis 150°C sehr ähnlich denen bei 90 bis 100°C, so dass sich anhand derzeitiger Datenlage

prinzipiell keine zusätzliche Verminderung des Quelldruckes infolge erhöhter Temperatur feststellen lässt. Im Long Term Test of Buffer Material (LOT) im Äspo URL wurden keine signifikanten Unterschiede bezüglich des Quelldruckes für die bis auf 125 °C erhitzte und nicht erhitzte Bentonite festgestellt (Karnland et al., 2009).

Diese Ergebnisse zeigen kein konsistentes Bild der Quelldruckabhängigkeit von der Temperatur auf. Dies kann mit unterschiedlicher mineralogischer Zusammensetzung der untersuchten Tonmaterialien und daraus resultierender Auswirkung einer Temperaturerhöhung zu tun haben. Es wurde aus Versuchen mit unterschiedlichen Bentoniten von Herbert et al. (2011) schlussgefolgert, dass Quelldruck nicht nur vom Smektitgehalt eines Tons sondern auch von einer temperaturbedingten Bildung von Fe- und Si-Präzipitaten innerhalb der Smektitaggregate, die zu einer Reduktion des Quelldruckes führt, abhängt. Auswirkungen des Wasserdampfes auf die Quelfähigkeit eines Bentonits im Bereich des Dichteletes sind aufgrund der geringen Temperaturen als vernachlässigbar gering einzuschätzen.

4.5.1.2 Verdampfen von Wasser

Nach Auffahrung der Einlagerungsbohrlöcher kommt es bedingt durch die Bewetterung vor dem Einbringen der Behälter und des Verschlussmaterials zu einer leichten Austrocknung am Rand des Bohrloches (Herold et al., 2020; Herold et al., 2018). Dieser ungesättigte Bereich besteht fast ausschließlich aus der Auflockerungszone. Nach Verschließen des Bohrloches kommt es zu einer Wiederaufsättigung des ungesättigten Bereiches. Anschließend beginnt das Wasser langsam in das Bentonit-Dichteletes einzudringen, vornehmlich getrieben von der kapillaren Saugkraft im Bentonit und dem sich wiederEinstellenden ursprünglichen Druckniveaus im angrenzenden Wirtsgestein. Behindert wird das Eindringen von Wasser durch die erzeugte Wärme in den Behältern und die damit verbundene Temperaturerhöhung im Bentonit-Dichteletes, die zu Verdunstungseffekten führt.

Der Siedepunkt von Wasser verschiebt sich ausgehend von 100 °C unter Normalbedingungen bis hin zu etwa 270 °C nach Wiederherstellung des hydrostatischen Drucks im Einlagerungsniveau, wobei der stärkste Anstieg bereits im unteren Druckniveau erfolgt (Haynes et al., 2016). Das heißt, dass bereits ein kleiner Druckanstieg zu einer deutlichen Erhöhung der Siedetemperatur führt. Es wurde bereits im Rahmen vom Projekt ANSICHT (Jobmann et al., 2016) erläutert, dass im Porenraum vorhandenes bzw. dorthin vordringendes Wasser durch die Expansion der Gasphase den Porendruck erhöhen würde. Mit dieser Druckerhöhung geht auch eine Erhöhung der Siedetemperatur einher, und der Verdampfungsprozess kommt zum Erliegen, wenn der mit der vorliegenden Temperatur korrespondierende Dampfdruck erreicht ist. Abb. 4.6 zeigt die Dampfdruckkurve von Wasser.

Eine Erhöhung der Permeabilität aufgrund dieses Prozesses kann nicht stattfinden, wenn Wasser erst dann in den Porenraum vordringt, wenn Endlagergebinde und technische Barrieren nach Verschluss des Endlagers im Wirtsgestein eingespannt und dem Überlagerungsdruck bzw. dem hydrostatischen Druck ausgesetzt sind, denn die möglichen Dampfdrücke in relevanten Temperaturbereichen sind geringer, z. B. beträgt bei 200 °C der Sättigungsdampfdruck ca. 1,5 MPa (siehe Abb. 4.6) gegenüber ca. 18 MPa Überlagerungsdruck und ca. 6 MPa hydrostatischem Druck in 600 m Teufe. Der Prozess des Verdampfens von Wasser ist zeitlich deutlich limitiert. Eine Einwirkung auf die Langzeitbeständigkeit von Bentonit-Dichteletes ist nicht zu erwarten.

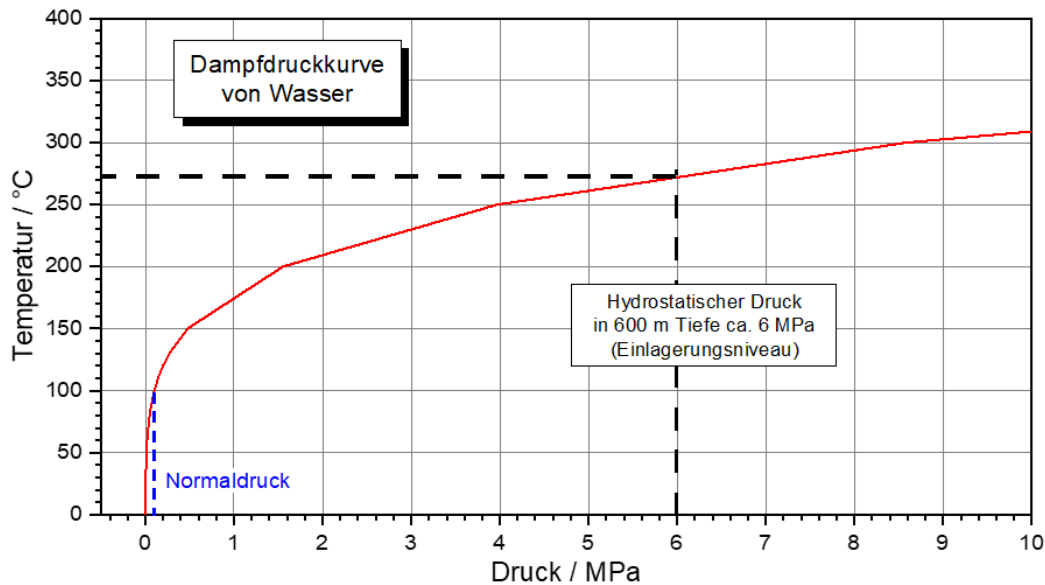


Abb. 4.6: Dampfdruckkurve von Wasser in Abhängigkeit der Temperatur nach Jobmann et al. (2016)

4.5.1.3 Mechanische Eigenschaften

Beim bereits genannten TBT Versuch wurden für den bei Temperaturen von bis zu etwa 140 °C erhitzten Bentonit im Vergleich zum nicht erhitzten Bentonit eine erhöhte Bruchfestigkeit und Steifigkeit festgestellt (Åkesson, 2012). Die selbe Beobachtung wurde auch für die auf 125 °C erhitzte Bentonite beim LOT Versuch gemacht (Karnland et al., 2009). Die Verformungsversuche unter einaxialer Spannung an radial ungespannten Proben aus dem TBT Versuch zeigten dem gegenüber, dass Bentonite, die auf etwa 150 °C erhitzt und nach dem Versuch wieder gesättigt wurden, eine geringere Bruchfestigkeit als nicht erhitzte Bentonite aufweisen (Åkesson, 2012). Hier führte offensichtlich die Aufsättigung unter nicht eingespannten Verhältnissen zu einer ungehinderten Volumenvergrößerung und damit zu einer Verringerung der Festigkeit. Das heißt, hierbei ist nicht die Temperatur der ausschlaggebende Faktor für das veränderte Verhalten. Ist der Nachweis der Verformungsbeständigkeit über das Widerlager geführt, ist nicht von einer mechanischen Schwächung des Dichtelementes auszugehen.

4.5.1.4 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit von Materialien ist in der Regel temperaturabhängig. In Buntebarth (2004) wurde die Wärmeleitfähigkeit von Na-Bentonit bei Temperaturen von 35 °C bis 200 °C gemessen. Die drei untersuchten Proben mit unterschiedlichen Wassergehalte hatten unterschiedliche Wassergehalte (Siehe Abb. 4.7). Eine Probe hatte einen Wassergehalt von 10 %, die zweite einen Wassergehalt von 17 % und die dritte einen Wassergehalt von 0%. Diese trockene Probe wurden für mehrere Stunden bei einer Temperatur von 98 °C getrocknet unter einem Einspanndruck von 1 MPa. Die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 4.7 dargestellt.

Es ist festzustellen, dass die Wärmeleitfähigkeit des untersuchten Na-Bentonits bis etwa 120 °C für die nicht getrockneten Proben (blau und orange) abnimmt, während sie für die getrocknete Probe (grün) konstant bleibt. Die Abnahme der Wärmeleitfähigkeit ist bedingt durch die Freisetzung von Porenwasser. Oberhalb von etwa 120 °C steigt die Wärmeleitfähigkeit bis zur untersuchten Endtemperatur von 200 °C an. Der Anstieg ist bedingt durch den verbesserten Kontakt der Mineralmatrix. Die Veränderung der thermischen Eigenschaften des Bentonit ist sehr gering und wird nach Abschluss der transienten Phase nahezu konstant bleiben.

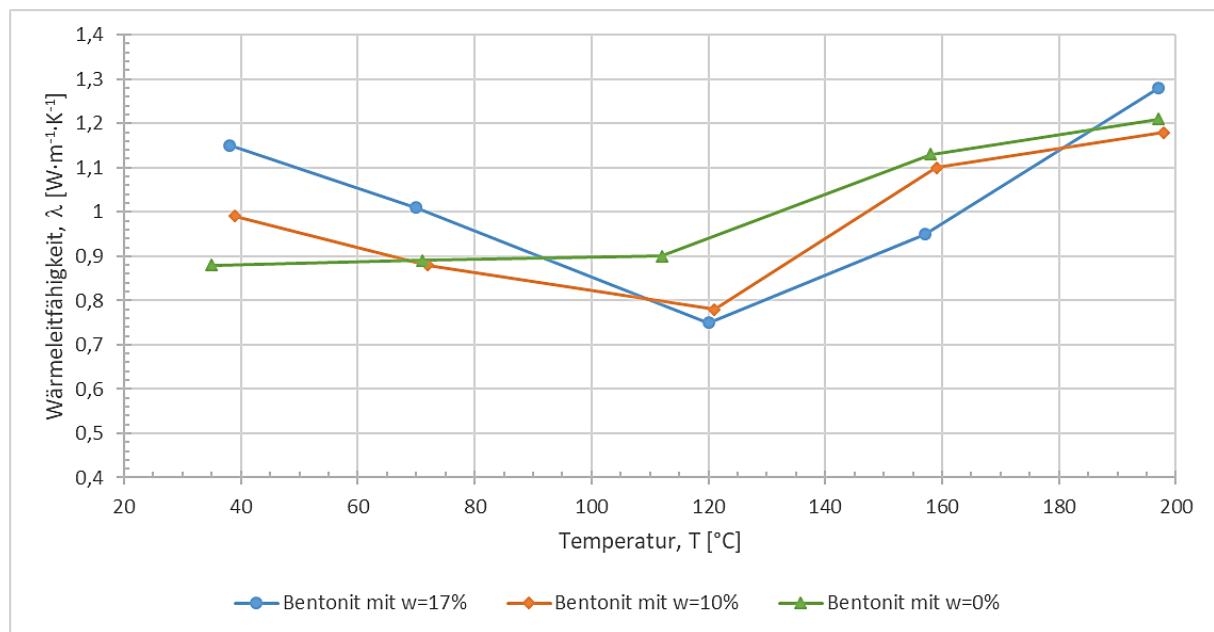


Abb. 4.7: Wärmeleitfähigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur für verschiedene Wassergehalte nach Buntebarth (2004) und Yildizdag et al. (2008)

4.5.1.5 Permeabilität

Die Durchlässigkeit für Wasser eines über mehrere Jahre auf bis zu 150 °C erhitzten Na-Bentonits im TBT In-situ-Versuch im Äspö URL unterschied sich nicht signifikant von der hydraulischen Durchlässigkeit nicht erhitzter Bentonite und betrug $3\text{--}6 \cdot 10^{-13}$ m/s bei einer Trockendichte von etwa 1.600 kg/m³ (Akeson, 2012). Im LOT In-situ-Versuch im Äspö URL wurden keine signifikanten Unterschiede in der Wasserpermeabilität für die bis auf 125 °C erhitzten und nicht erhitzten Bentonite festgestellt (Karnland et al., 2009).

In Laborversuchen mit einem auf Trockendichten von 1.400 bis 1.800 kg/m³ kompaktierten Ca-Bentonit wurden bei einer Temperatur von 150 °C hydraulische Durchlässigkeiten von jeweils $6 \cdot 10^{-13}$ bis $7 \cdot 10^{-12}$ m/s gemessen, die etwa um den Faktor 1,6 höher waren als bei 100 °C (Cho et al., 2000). Die Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit mit steigender Temperatur lässt sich mit den temperaturbedingten Viskositätsänderungen des Testfluides erklären.

4.5.1.6 Kapillardruck

Untersuchungen zeigen (Birle, 2011; Grant & Salehzadeh, 1996; Jacinto et al., 2009; Sivakumar et al., 2006), dass Kapillardruck-Sättigungsbeziehungen einer leichten Temperaturabhängigkeit unterliegen. Dies führt zu einer geringfügigen aber als vernachlässigbar anzusehenden Änderung der Geschwindigkeit der Aufsättigung und das auch nur während der transienten Phase. Die Saugspannung eines Bentonits im gespannten Zustand bei einer Dichte von 1.600 kg/m³ wurde durch einen Temperaturanstieg von 25 °C auf 120 °C um 20 bis 40% (je nach Wassergehalt) vermindert und ein Wert von 20 MPa (Wassergehalt von 14,9%) bis 160 MPa (Wassergehalt von 4,4 %) erreicht (Jacinto et al., 2009). Die Temperaturabhängigkeit des Kapillardruckes in einem porösen Medium wird in erster Linie bestimmt durch die Oberflächenspannung an der Wasser-Gas Grenze und dem dortigen Kontaktwinkel (Bear, 1972). Eingehende diesbezügliche Untersuchungen wurden von Grant & Salehzadeh (1996)

und She & Sleep (1998) durchgeführt, die neben eigenen Experimenten auch eine Literaturstudie durchgeführt haben. Im Ergebnis halten sie fest, dass der Kontaktwinkel deutlich weniger sensitiv auf Temperaturänderungen ist als die Oberflächenspannung.

Eine Änderung der Sättigung ist der dominierende Faktor für Änderungen des Kapillardruckes (Fredlund & Rahardjo, 1993; Schmidt, 2001). Bei einer Änderung der Temperatur ändern sich sowohl die Viskosität als auch die Dichte des Fluides. Besonders signifikant ist die Änderung der Viskosität, womit sie die dominierende Größe in Bezug auf die Mobilität des Fluides ist (Busch et al., 1993). Bei einer Temperaturerhöhung verringert sich die Viskosität und die Migrationsfähigkeit des Fluides wird erhöht. Durch die Volumenausdehnung des Fluides erhöht sich die Sättigung des Porenraumes, die zu einem verringerten Kapillardruck führt, wodurch sich wiederum die Migrationsgeschwindigkeit reduziert.

4.5.2 Chemische, Biologische und Mineralogische (CBM) Effekte

4.5.2.1 Mineralumwandlung

Eine intensive und lang andauernde Erhitzung kann quellfähige smektitische Tonminerale in nicht-quellfähige Illite umwandeln. Pytte & Reynolds (1989) haben die Auswirkungen eines thermischen Ereignisses auf einen Smektit der Fraktion $< 0,5 \mu\text{m}$ aus Upper Pierre Shale (Colorado) untersucht. Obwohl die Autoren keine Angaben zur Korngrößenverteilung der Schichtsilikate geben, kann man davon ausgehen, dass in der Fraktion $< 0,5 \mu\text{m}$ die Hauptmenge der Smektite enthalten ist.

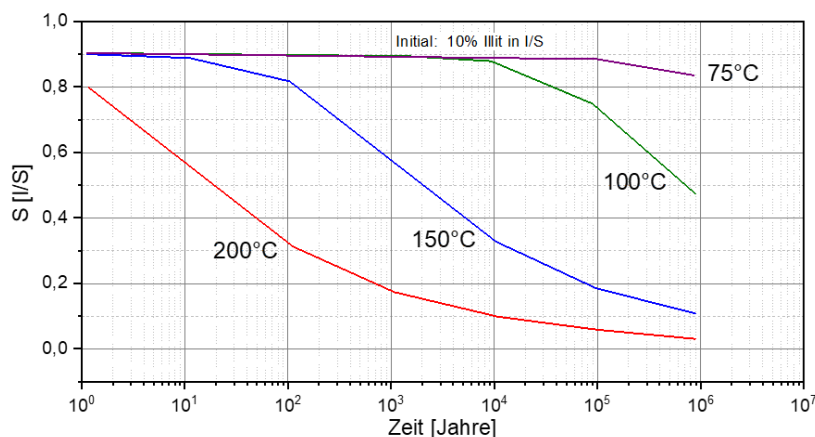


Abb. 4.8: Zeitliche Abhängigkeit der Gebirgstemperatur und Smektit in I/S-Wechselagerungen, in einer durch externen Wärmeeintrag beeinflussten Tonsteinformation nach Pytte & Reynolds (1989)

In Abhängigkeit von der Entfernung zum Kontakt einer Basaltintrusion und damit zur Temperaturquelle nehmen die Illit-Gehalte von 90 % Illit in Illit/Smektit Wechselagerungen (I in I/S) bei 5 m Abstand und ca. 300 °C auf 25 % I in I/S bei 15 m Abstand und ca. 120 °C ab (Pytte & Reynolds 1989, deren Abb. 4.8). Dieser Ansatz ist in diesem Zusammenhang insofern von besonderer Bedeutung, als auch die Dauer der Temperaturerhöhung durch thermometamorphe Überprägung bekannt ist. Die Zeitspanne der Temperaturerhöhung um 20°C gegenüber der Gebirgstemperatur umfasst ca. 3.500 Jahre (Abb. 4.8). Die ursprüngliche Gebirgstemperatur von ca. 30 °C hatte sich also 10.000 Jahre nach dem thermometamorphen Ereignis wieder eingestellt.

Die zeitliche Auswertung der thermischen Überprägung als Funktion der jeweiligen Temperatur führte Pytte & Reynolds (1989) zu der Formulierung (4.1).

$$S^4 = \frac{S_0^4}{1 + 4 \cdot 74,2 \cdot t \cdot S_0^4 \cdot A \cdot e^{\left(-\frac{2490}{T} - \frac{E_a}{R \cdot T}\right)}} \quad (4.1)$$

wobei:

A	=	$5,2 \cdot 10^7 \text{ s}^{-1}$,
E_a	=	Aktivierungsenergie, 33 kcal/mol
S_0	=	Ausgangswert im Smektit,
S	=	erreichter S-Anteil in I/S
t	=	Zeit (s)
T	=	Temperatur (K)
R	=	Allgemeine Gaskonstante [J/(mol K)]

Unter der Annahme von initial 90 % Smektit in I/S wurden mittels Gleichung (4.1) die bei Temperaturen von 200, 150, 100 und 75 °C erreichten Smektit-Gehalte als Funktion der Zeit berechnet und die Ergebnisse in Abb. 4.8 dargestellt. Die Kurven lassen den Schluss zu, dass bei Temperaturen von 200 °C nach 20 Jahren die Hälfte des Smektit zu Illit umgesetzt wird und bei 150 °C dafür ca. 3.500 Jahre erforderlich sind. Nach den Auslegungbedingungen werden Temperaturen von mehr als 75 °C innerhalb des Bentonitelementes kaum erreicht, so kann man davon ausgehen, dass keine nennenswerten Illitisierungen innerhalb des Bentonitelementes zu erwarten sind. Laboruntersuchungen von

Diese Aussage wird durch Laboruntersuchungen von Huang et al. (1994) bestätigt, die den Kalium-Umsatz bei steigender Temperatur über die Zeit experimentell bestimmt und auf diese Weise ein Maß für die Reaktionskinetik der Illitisierungsreaktion erhalten haben. Die Berechnungen ergaben, dass bei Kalium-Gehalten in der Lösung von 200 ppm eine nahezu vollständige Illitisierung erst nach 10.000 Jahren, also dem Ende des vom Endlager induzierten Temperaturimpulses, eintritt. Bei 50°C reichen selbst bei 1.000 ppm Kalium in der Porenlösung eine Million Jahre nicht aus, den Prozess nennenswert in Gang zu setzen.

Es ist nah zu legen, dass die Kalium-Verfügbarkeit für die Illitisierung von entscheidender Bedeutung ist. Nach Srodón (1999) wird die Illitisierung von Bentoniten, die arm an Kalium sind, durch die Kinetik der Kaliumzufuhr aus dem umliegenden Gebirge kontrolliert. Zufolge kann die Illitisierung in einem an Kalium armen Bentonitmaterial erst nach der Wiederaufsättigung der anstehenden Auflockerungszone einsetzen. Jedoch kann nach Whitney (1990) auch im Fall einer anschließenden ausreichenden Kaliumzufuhr aus dem Wirtsgestein bis zur abgeschlossenen Aufsättigung des Bentonits nur eine stark verlangsamte Illitisierung erwartet werden, da die Kinetik und Ausmaß dieser Reaktion bei einer unvollständigen Porensättigung stark behindert ist. In Bezug darauf berichtet Whitney (1990) weiter, dass innerhalb von 60 Tagen bei einem Druck von 100 MPa, einer Temperatur von 250 °C und einem Ton/Wasser-Masseverhältnis von 1:1 43 % des Smektit in Illit umgewandelt wurde und während diese Umwandlung bei einem Ton/Wasser-Masseverhältnis von 20:1 nur 18 % betrug.

4.5.2.2 Abiotische Hydrogensulfid Produktion

Die Arbeiten von Cross et al. (2004), Truche et al. (2009) und Truche et al. (2013) heben hervor, dass eine Hydrogensulfid Produktion in einem tonhaltigen Material unter reduzierenden Bedingungen nach heutigem Kenntnisstand durch thermochemische Sulfatreduktion und H_2 -induzierte Pyritreduktion zustande kommen. Thermochemische Sulfatreduktion ist über geologische Zeiträume für Temperaturen ab 80°C nachgewiesen. Truche et al. (2009) formulieren, dass die thermochemische Sulfatreduktion die Präsenz vom Sulfat in gelöster Form weiterhin voraus setzt. Insofern wäre im ungesättigten Bentonitelement die Grundlage für ihren Ablauf teilweise bis vollständig entzogen. Mit der Sättigung des Bentonits mit Sulfat-reichen Lösungen aus dem Wirtsgestein werden im Bentonit die Voraussetzungen für den Ablauf der thermochemischen Sulfatreduktion während des Zeitraums erhöhter Temperaturen, bedingt durch die eingelagerten Abfälle, dann vorliegen, wenn innerhalb des Dichtelementes 80 °C überschritten werden. Letzteres ist nicht der Fall.

4.5.2.3 Mikrobielle Aktivität

Gemäß dem Einlagerungskonzept wird durch die Einbringung des Liners, der Behälter, der Sandfüllung und des Bentonit-Dichtelementes und eine gewisse Zeit vergehen, bis die Wiederherstellung des Primärzustandes erreicht ist. Diese Aktivitäten werden Mikroumgebungen hinterlassen, z. B. Grenzflächen zwischen dem Liner und dem Wirtsgestein sowie zwischen einzelnen Ringsteinen des Bentonit-Dichtelementes, die die Aktivität von Mikroorganismen fördern können. Nach Meleshyn (2011) sind Mikroorganismen in den einzubringenden Tonen heimisch und können auch mit weiteren Materialien, durch Menschen und die Bewetterung ins Grubengebäude eingeschleppt und bei günstigen Bedingungen aktiv werden. Weiterhin ist mit den Untersuchungen von Puigdomenech et al. (2001) zu belegen, dass einige wenige Wochen nach Verschluss des Endlagers der Sauerstoff im Grubengebäude durch mikrobielle Prozesse verbraucht wird. Daraufhin werden, mangels relevanter Nitrat- und Manganquellen im Grubengebäude, vor allem Eisen(III)-reduzierende, Sulfat-reduzierende, Methan-produzierende und fermentative Mikroben die Entwicklung der mikrobiellen Aktivität im Grubengebäude bestimmen (Meleshyn, 2011). Die Untersuchungen von Meleshyn (2011) belegen, dass Fe(III)-reduzierende Mikroben einen bedeutenden Beitrag zur Fe(III)-Reduktion in Untergrundsedimenten kontrollieren bzw. leisten und mehrere endlagerrelevante günstige Eigenschaften der Tonminerale infolge deren Umwandlung negativ beeinflussen können. Sie wurden nach Hurst & Pickering (1997) z. B. für die Umwandlung von Smektiten und Illiten des Oberkreide- bis Eozän-Tongesteins in die weltgrößte Lagerstätte des hochreinen Kaolins in den USA verantwortlich gemacht. Mengen an Sulfat-reduzierenden Mikroben und Sulfidkonzentrationen von bis zu 5,6 mmol/L wurden im Porenwasser zwischen dem Zementausbau des HADES URL und dem angrenzenden Boom Clay beobachtet (Meleshyn, 2011). Raiswell & Canfield (1996) legen nahe, dass solche millimolaren Sulfidkonzentrationen durch Fe(III)-Reduktion eine Umwandlung von quellfähigen Tonmineralen in nicht-quellfähige Minerale innerhalb von einigen Jahrhunderttausenden bis Jahrmillionen bewirken können. Bei dem geplanten Bentonit-Dichtelement sollen hochkompaktierte zylindrische Bentonitformsteine ohne Sandzusatz Verwendung finden. Der Lebensraum von Mikroben wird dadurch auf ein absolutes Minimum beschränkt. Im Bewertungszeitraum ist daher nicht von einer signifikanten Mineralumbildung auszugehen.

Mit Blick auf die oben genannten Prozesse und die vorgenommenen Bewertungen ist davon auszugehen, dass die Langzeitstabilität von Bentonitelementen gewährleistet ist.

5 Integritätsanalysen für technische und geotechnische Barrieren

5.1 Behälterbewertung beim Konzept „multipler ewG“

Bei dem Konzept „multipler ewG“ ist die Endlagerung der Behälter in 24 m Tiefe und 0,9 m Durchmesser Bohrlöcher vorgesehen, wie bereits im Jobmann et al. (2021) beschrieben ist. Dieses Konzept ist in der Abb. 5.1 dargestellt. Um den Widerlagerbereich zu schaffen wird nach der Erstellung des Bohrlochs dessen Kopfbereich prismatisch durch Fräsen oder Sprengen ausgearbeitet. Anschließend wird der Stahl liner in das Bohrloch eingebaut. Zunächst wird das Stahl liner mit Quarzsand ausgefüllt und darauf die erste Brennstabkokille platziert. Der Hohlraum um die Kokille wird genauso mit Quarzsand verfüllt und ein weiterer Puffer oberhalb eingebracht. Der Einlagerungsprozess wird für die verbleibenden zwei Brennstabkokillen wiederholt. Der verfüllte Stahl liner wird mit einem Deckel verschlossen.

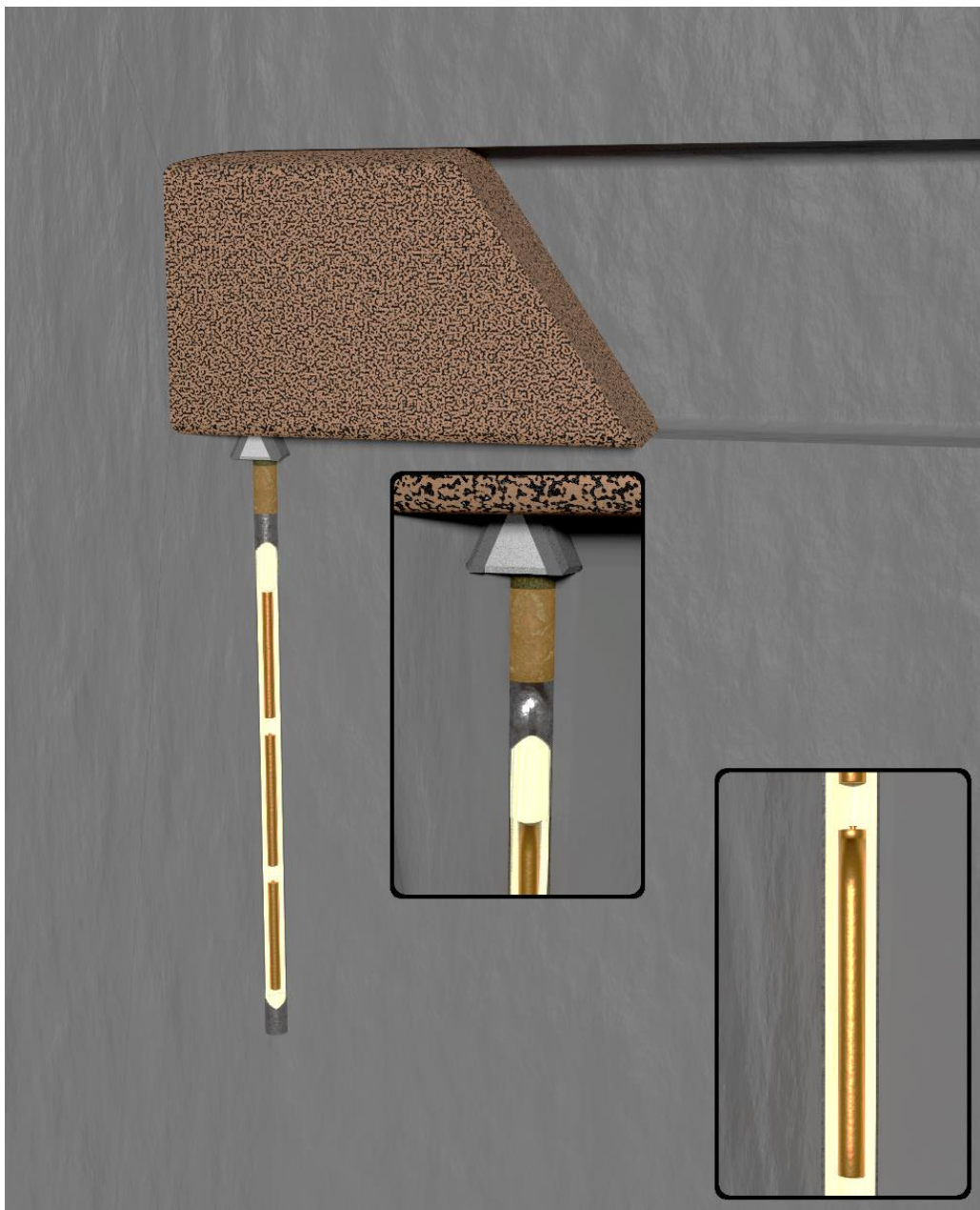


Abb. 5.1: Darstellung eines gefüllten und verschlossenen Einlagerungsbohrloches im mewG Konzeptes, mit detaillierter Ansicht des Widerlagersbereichs und der Behälterlage

Nach der Verfüllung des Liners wird der Bereich zwischen Deckel und Widerlager mit Bentonitblöcken und einer Filterschicht verfüllt, um den Einlagerungsbereich gegen Eindringendes Wasser zu schützen. Anschließend wird das Widerlager eingebaut. Dieses besteht aus mehreren prismatisch zugeschnittenen Granitblöcken, wie im Abschnitt 5.2 von Jobmann & Burlaka (2021) abgebildet ist. Das Widerlager wird ohne Zement oder andere Bindemittel eingebaut und nimmt, bedingt durch die Formgebung, den potentiellen Innendruck des Bohrlochs auf. Im letzten Schritt wird die Strecke mit einer Mischung aus arteigenem/autochthonem aufbereitetem Ausbruchmaterial und Bentonit verfüllt. Um die Robustheit und Langzeitsicherheit der beschriebenen geotechnischen Barrieren zu gewährleisten, werden die Methoden und Kriterien zur Integritätsprüfung, die in den Abschnitten 2 und 3 beschrieben wurden, anschließend exemplarisch für das multiplen ewGs Konzept durchgeführt.

5.1.1 Stabilität der Behälter unter geostatischem Druck

Für die Nachweisführung müssen zunächst die lokalen Spannungen, die auf den Behälter wirken, berechnet werden. Mittels Finite Elemente Methoden wird ein Modell des generischen Behälters erstellt (s. Abb. 5.2). Aufgrund der generischen Natur des Behälters wurde hierfür eine Annahme der Form der Deckel getroffen. Da die Kupferschicht um den Behälter keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Behälters hat, wird von der Analyse vernachlässigt. Jedoch muss bei der Anwendung des Beschichtungsverfahrens darauf geachtet werden, dass es zu keiner Veränderung des Gefüges im Kokillengrundmaterial kommt.

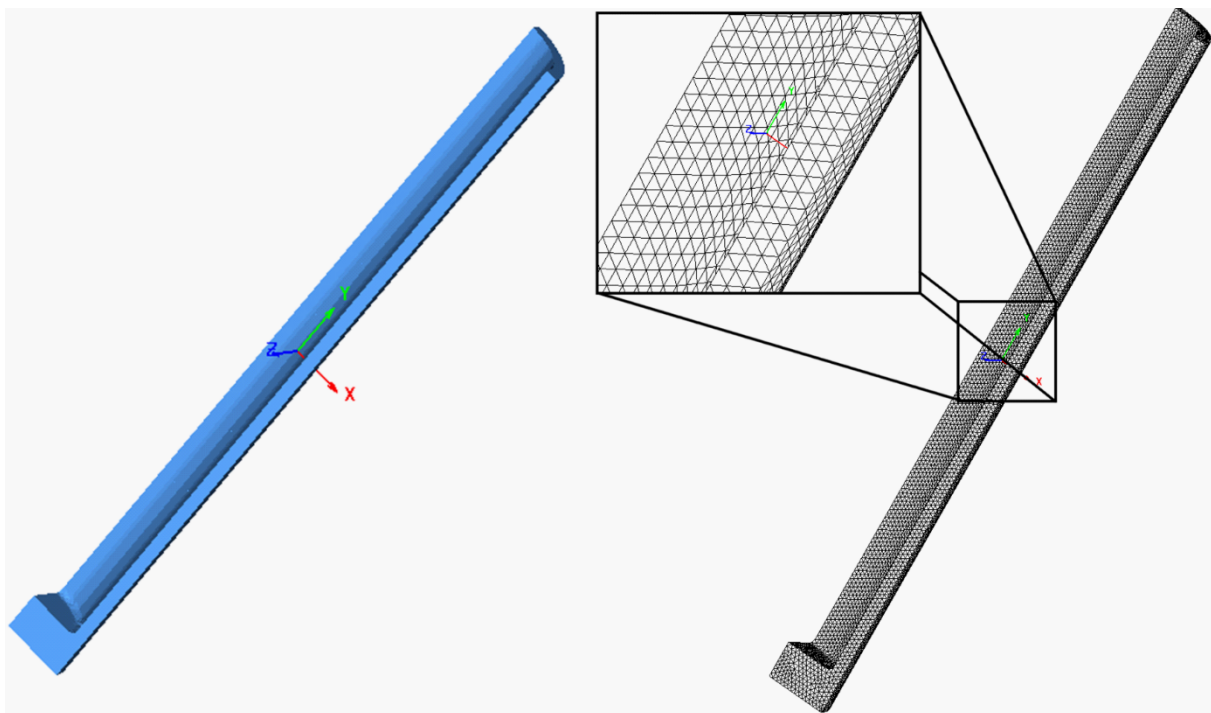


Abb. 5.2: Für die Berechnung verwendetes Viertel-Modell des Behälters (links) und dessen Diskretisierung (rechts)

Bei dem angewendeten Modell für die Bewertung handelt es sich um ein Teilmodell, in welchem nur der Bodenbereich und der Übergang zum zylindrischen Bereich abgebildet ist. Sowohl an diesem Querschnittsübergang, als auch in der Mitte des nicht unterstützten Hohlzylinders werden vergleichbar hohe Spannungskonzentrationen erwartet. Aufgrund der Symmetrie

des Modells wurde für die Berechnungen ein Viertelmodell verwendet. Durch die Schnittebenen entstehen Flächen an denen die Verschiebung, analytisch betrachtet, in X-, Y- und Z-Achse jeweils null ist. Diese Verschiebung kann im Berechnungsprogramm als Randbedingung aufgebracht werden, um den Körper im Koordinatensystem zu fixieren und eine Festkörperbewegung zu unterbinden. Da die aufgebrachte Randbedingung mit der analytischen Lösung übereinstimmt, haben diese auch nur vernachlässigbar geringe Auswirkungen auf das Ergebnis. Dadurch ist es möglich, nahezu alle Elemente des Modells auszuwerten und ein Sicherheitsabstand zu den Randbedingungen ist nicht nötig.

Das Model wird automatisch vernetzt. Elementtyp und Elementgröße werden manuell gewählt. Das Netz sollte nicht zu fein sein, da sonst die Rechenzeit stark ansteigt. Auf der anderen Seite sollte es nicht zu grob gewählt werden, da der Spannungsgradient über die Elemente zu hoch wird und die Genauigkeit sinkt. Die Erfahrung zeigt, dass sich Druckgefäße mit vier Elementen über die Dicke gut simulieren lassen. Kleine Bereiche und Radien sollte so fein vernetzt sein, dass der Bereich in zirka fünf Elemente unterteilt wird. Dies ist ein iterativer Prozess welcher nach Kontrolle der Ergebnisdatei stattfindet und endet sobald sich die Spannungen im Bauteil nicht mehr verändern.

Im nächsten Schritt werden die Randbedingungen auf die Knoten und Elemente aufgebracht. Für die linear-elastische Simulation wird lediglich der E-Modul $E = 210.000 \text{ MPa}$ des Feinkornbaustahls (KTA 1988) benötigt. Dieser wird als Materialeigenschaft auf die Elemente aufgebracht. Die Randbedingungen werden auf die Flächen aufgebracht, wie in der Abb. 5.3 dargestellt ist. Der hydrostatische Druck ergibt sich aus der potentiellen Endlagertiefe und der Dichte des Gebirges. Dieser kann für diese exemplarische Bewertung anhand Gleichung (2.21) ermittelt werden.

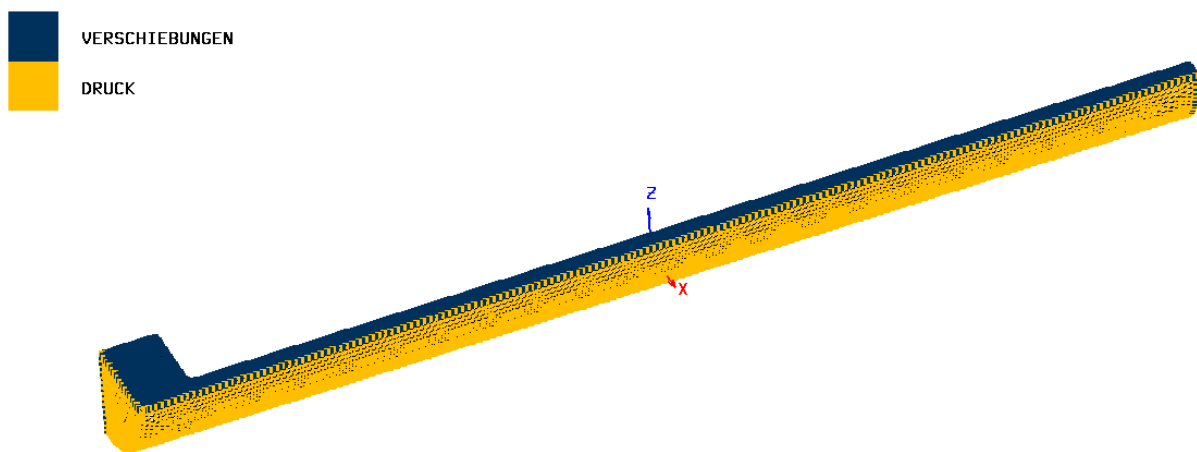


Abb. 5.3: Darstellung der Randbedingungen durch eingefärbte Elementknoten

$$\begin{aligned}
 p_{\text{hydrostatisch}} &= \rho_{\text{Gebirge}} \cdot h \cdot a = 2650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 700\text{m} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 18197550 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \\
 &= 18,2 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

Des Weiteren kann durch den langen Betrachtungszeitraum von einen Million Jahre nicht ausgeschlossen werden, dass eine Eiszeit in diesem Zeitraum auftritt. Im weiteren Berechnungsverlauf, wird eine potenzielle Eismächtigkeit in Deutschland mit 450 - 500 m angenommen. Dies würde in einer zusätzlichen hydrostatischen Belastung von:

$$p_{hydrostatisch} = \rho_{Gebirge} \cdot h \cdot a = 1000 \frac{kg}{m^3} \cdot 500m \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} = 4905000 \frac{N}{m^2} \quad (5.2)$$

$$= 4,9 MPa$$

entsprechen. Die beiden hydrostatischen Drücke werden addiert und als Randbedingung in der Simulation verwendet. Es sollte immer geprüft werden, ob die Ergebnisse eine Simulation glaubhaft sind. Dies geschieht indem die Vergleichsspannung über den Rohrquerschnitt mittels Kesselformel analytisch ermittelt wird:

$$\sigma_t = -p_a \cdot \frac{r_a^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 + \frac{r_i^2}{r_x^2}\right) \quad (5.3)$$

$$\sigma_r = -p_a \cdot \frac{r_a^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 - \frac{r_i^2}{r_x^2}\right) \quad (5.4)$$

$$\sigma_a = \frac{(p_i \cdot r_i^2 - p_a \cdot r_a^2)}{(r_a^2 - r_i^2)} \quad (5.5)$$

$$\sigma_v = \sqrt{(\sigma_r^2 + \sigma_t^2 + \sigma_a^2 - \sigma_r \cdot \sigma_t - \sigma_t \cdot \sigma_a - \sigma_r \cdot \sigma_a)} \quad (5.6)$$

mit

σ_v	=	Vergleichsspannung
σ_t	=	Tangentialspannung
σ_r	=	Radialspannung
σ_a	=	Axialspannung
r_a	=	Außenradius des Rohres
r_i	=	Innenradius des Rohres
r_x	=	Radius an beliebiger Stelle
p_a	=	Außendruck

Zur Überprüfung des Nachweises wird nun gemäß Kesselformel die Vergleichsspannung auf vier Knoten im Querschnitt der Behälterdurchmesser verglichen. Dazu wird die prozentuale Abweichung der numerischen von der analytischen Lösung ermittelt und in der Abb. 5.4 dargestellt.

Eine Abweichung der Werte im einstelligen Prozentbereich ist erkennbar. An der Behälterinnenwand ist die Abweichung besonders gering. Die höhere Abweichung an der Außenwand ist vermutlich dadurch begründet, dass die Berechnung linear durchgeführt wurde. Dadurch verändert sich der Angriffspunkt der Kraft relativ zum Knoten nicht und es kann, selbst bei geringen Verformungen zu Abweichungen im Berechnungsergebnis kommen. Diese Abweichung wird als Vernachlässigbar betrachtet, da sie an einer gering belasteten Stelle auftritt. Wohingegen bei einer nichtlinearen Berechnung sich der Kraftangriffspunkt relativ zu Knoten verschieben kann, wenn dieser sich durch Verformung stark verschiebt.

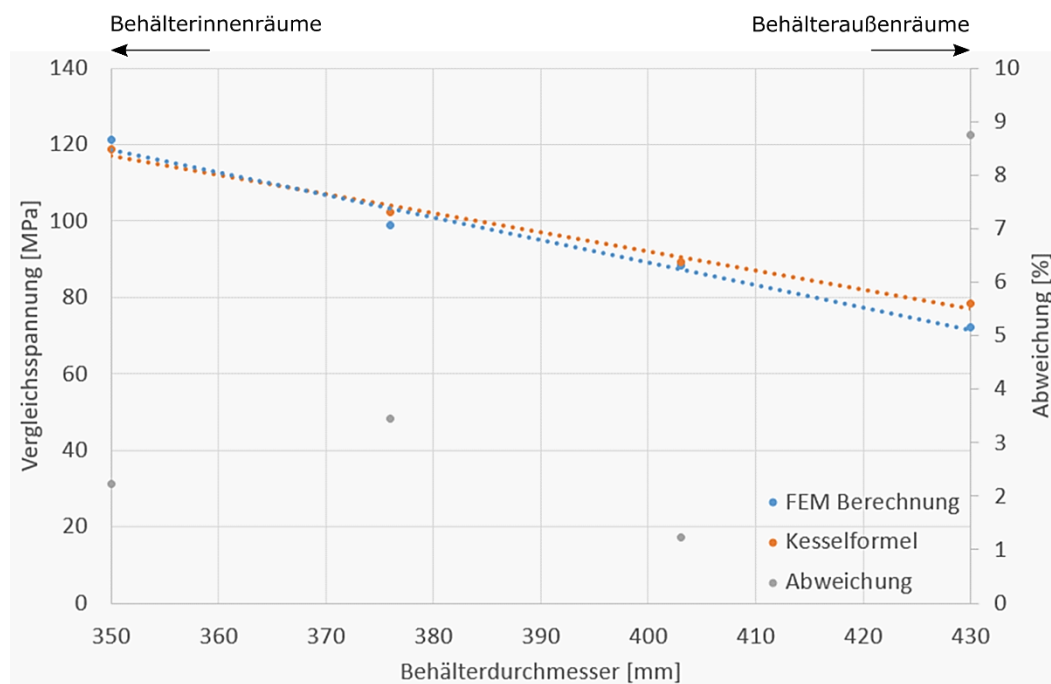


Abb. 5.4: Vergleich der Spannungen von analytischer und numerischer Berechnung mit prozentualer Abweichung

Zunächst werden die Materialeigenschaften nach (KTA, 1988) für eine Umgebungstemperatur von 100°C bestimmt. Es wird der Feinkornbaustahl 1.6210 ausgewählt. Die Materialkennwerte gemäß der Kerntechnische Ausschuss (KTA) werden bei 145°C ermittelt (Tab. 5.1). Der Einfluss der Wandstärke und des Fertigungsverfahrens sind bereits in den Materialeigenschaften berücksichtigt. Somit entfällt dieser Berechnungsschritt.

Tab. 5.1: Mechanische Eigenschaften von Feinkornbaustahl 1.6210 nach KTA (1988)

Eigenschaft	Symbol	Wert	Einheiten
E-modul	E	210	GPa
Streckgrenze	R_p	280	MPa
Zugfestigkeit	R_m	410	MPa
Bruchdehnung	A	22	%

Der nächste Schritt ist die Durchführung der Festigkeitsnachweise nach der FKM-Richtlinie (Hänel & FKM, 2003). Hierbei sind zur Berechnung der plastischen Stützzahl $n_{pl,\sigma}$ das Dehnungskriterium und die Traglast notwendig (Gleichung (5.7)). Ausgelegt wird dann gegen den kleineren der beiden ermittelte Werte.

$$n_{pl,\sigma} = \min \left(\sqrt{\frac{E \cdot \varepsilon_{ertr}}{R_p}}; K_{p,\sigma} \right) \quad (5.7)$$

wobei:

- E = E-Modul
- ε_{ertr} = vom Werkstoff ertragbare Dehnung
- R_p = Streckgrenze
- $K_{p,\sigma}$ = plastische Formzahl, Gleichung (5.8)

$$K_{p,\sigma} = \frac{\text{plastische Grenzlast}}{\text{elastische Grenzlast}} = \frac{75 \text{ MPa}}{40 \text{ MPa}} = 1,88 \quad (5.8)$$

Der plastische Kerbfaktor wird mit Hilfe einer nichtlinearen Finiten Elemente Simulation ermittelt. Als Materialmodell wird ein ideal-plastisches Materialverhalten gewählt. Hierbei ist die Dehnung ab der Streckgrenze unendlich. Der Hintergrund ist, dass lokale Spannungsspitzen geglättet werden und sich die Spannung über den Querschnitt verteilt. Da die Belastung statisch ist, wird das Material nur in eine Richtung verformt. Durch die Verformung steigert sich die Festigkeit lokal geringfügig.

$$n_{pl,\sigma} = \min \left(\sqrt{\frac{210.000 \text{ MPa} \cdot 0,22}{280 \text{ MPa}}} = 12,85; 1,88 \right) \quad (5.9)$$

Somit wird mit der plastischen Stützzahl von $n_{pl,\sigma} = 1,88$ weiter gerechnet. Damit ergibt sich die maximal zulässige Spannung welche auf die Komponente wirken darf:

$$\sigma_{sk} = R_p \cdot n_{pl,\sigma} = 280 \text{ MPa} \cdot 1,88 = 526 \text{ MPa} \quad (5.10)$$

Die wirkenden Spannungen werden um die Sicherheitsbeiwerte erhöht. Die charakteristischen Spannungswerte können, je nach Endlagerteufe, mit einer hohen Wahrscheinlichkeit auftreten. In der Richtlinie wird an dieser Stelle ermittelt, welcher Sicherheitsbeiwert für die Berechnung angewendet wird. Dieser Sicherheitsbeiwert ist davon abhängig, mit welcher Wahrscheinlichkeit das Lastereignis eintritt. Handelt es sich bei der Last um eine Auflast die immer präsent ist, so wird dies als hohe Wahrscheinlichkeit gewertet. Des Weiteren wäre ein Versagen des Behälters kritisch und muss vermieden werden. Die FKM-Richtlinie (Hänel & FKM, 2003) sieht dafür folgende Werte $j_m = 2$ und $j_p = 1,5$ für Stahllarten vor. Der Wert j_m bezieht sich hierbei auf die Zugfestigkeit und der Wert j_p auf die Streckgrenze.

Da sich der Behälter in einer korrosiven Umgebung befindet und der Korrosionswiderstand des Materials durch die Kupferschicht als hoch eingestuft wird, sieht Hänel & FKM (2003) einen Sicherheitsfaktor von $j_e = 1,0$ vor. Es wird unterschieden, wie stark die eingesetzten Materialien bei der Verwendung korrodieren können und ein großzügigen Sicherheitsfaktor vorgesehen. Dieser Faktor kann als Unsicherheitsfaktor bei den Korrosionsraten betrachtet werden. Allerdings wird hierbei nur der Stahlmantel betrachtet. Die Datenlage zu den Korrosionsraten in verschiedenen chemischen Milieus muss in einer weiteren Betrachtung abgeschätzt werden und damit die Mindestdicke des Kupfermantels bestimmt werden.

Sollten keine temperaturabhängigen Materialeigenschaften vorliegen, wird der $K_{T,m}$ Faktor ermittelt. Dieser Faktor dient dazu, die Abschwächung der Festigkeit bei Temperatureinwirkung darzustellen. Daraus ergibt sich der Gesamtsicherheitsfaktor:

$$j_{ges} = \frac{j_m \cdot j_e \cdot R_p}{K_{T,m} \cdot R_m} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 280 \text{ MPa}}{1 \cdot 410 \text{ MPa}} = 1,37 \quad (5.11)$$

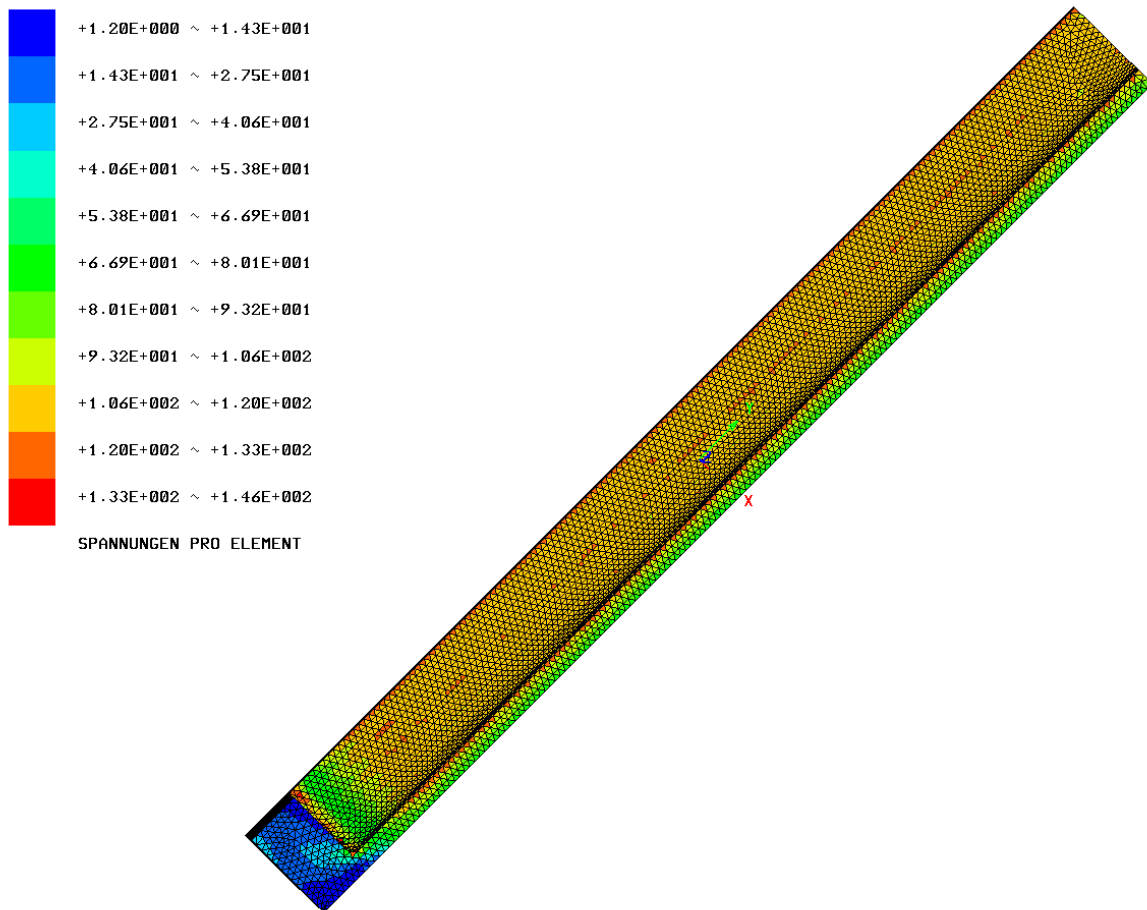


Abb. 5.5: Vergleichsspannung dargestellt bei einem Umgebungsdruck von 18,2 MPa

Mit diesem Gesamtsicherheitsfaktor kann letztendlich der Auslastungsgrad ausgerechnet werden. Ist der Auslastungsgrad $a_{sk} \leq 1$ kann das Bauteil, unter den gegebenen Randbedingungen, mit hoher Wahrscheinlichkeit als sicher eingestuft werden.

$$a_{sk} = \frac{\sigma_v \cdot j_{ges}}{\sigma_{sk}} = \frac{147 \text{ MPa} \cdot 1.37}{526 \text{ MPa}} = 0,36 \quad (5.12)$$

Setz man nun die Vergleichsspannung σ_v von Abb. 5.4 ein, erhält man einen maximalen Auslastungsgrad von $a_{sk} = 0,36$. Dieser Wert gilt für die Geometrie, welche nicht durch Korrosion geschädigt wurde. Eine Schädigung muss durch einen technischen Korrosionsschutz, wie einen Kupfermantel in jedem Umstand ausgeschlossen werden. Der niedrige Auslastungsgrad zeigt, dass das Bauteil auch inkl. der Sicherheitsbeiwerte eine hohe Reserve für unvorhergesehene Lasten besitzt. Ein Ausfall des Behälters ist somit auch bei kleineren Fertigungsdefekten, mit extrem hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen. Diese Wahrscheinlichkeit kann durch eine zielgerichtete Qualitätssicherung noch weiter erhöht werden. Ebenfalls kann geprüft werden, ob es sinnvoll ist, die Wandstärke um die Kupferschichtdicke zu reduzieren. Dies hätte den Vorteil, dass die Behälter bezüglich der Außengeometrien in den verschiedenen Endlagerkonzepten identisch sind und die Einlagerungs- und Transporttechnik nicht mehrfach konzeptioniert werden muss.

5.1.2 Bewertung zur Stabilität während der Rückholung

Tritt der Fall ein, dass die modifizierte Brennstabkokille rückgeholt oder geborgen werden muss, geschieht dies in umgekehrter Reihenfolge zur Einlagerung. Nachdem das Bohrloch geöffnet wurde und der Kokillenkopf freigelegt, ist angedacht, die Kokille mit einem Greifer zu erfassen und aus dem Bohrloch zu heben. Das Bohrloch ist mit feinem Quarzsand mit festgelegter Korngrößenabstufung gefüllt. Die Abstufung wird so gewählt, dass der Sand nicht verdichtet werden kann. Da die Rückholung bzw. die Bergung erst nach bis zu 500 Jahren erfolgen kann, wird angenommen, dass sich der umgebende Quarzsand kontaktiert hat. Die Untersuchung erfolgt im Weiteren mit Rückholkräften nach (Herold et al., 2020) von bis zu $F_R=325$ kN.

Außerdem wird angenommen, nach der Erkenntnisse von Herold et al. (2020) und Jobmann & Burlaka (2021), dass der Rückholzzapfen vollständig aus reinem Kupfer gefertigt ist, wobei Kupfer deutlich schlechtere Materialeigenschaften, hinsichtlich der Festigkeit, im Vergleich der Feinkornbaustahl besitzt und deswegen ist diese Annahme als worst-case betrachtet. Im Gegensatz der Zugfestigkeit von 410 MPa des Feinkornbaustahles, verfügt die kalt geschmiedete Kupferlegierung lediglich über 220 MPa Zugfestigkeit. Da die handelsüblichen Erzeugnisabmessungen für hochreines Kupfer deutlich kleiner als die geforderten Abmessungen sind, wird die niedrigste Schmiedegüte R220 als Referenz herangezogen nach dem Datenblatt CuSn4 von Aurubis (2020). Die mechanischen Eigenschaften für die Berechnung sind in Tab. 5.2 aufgeführt.

Tab. 5.2: Mechanische Eigenschaften von Kupfer CW-008A in der Güte R220 (Aurubis, 2020)

Eigenschaft	Symbol	Wert	Einheiten
E-Modul	E	127	GPa
Streckgrenze	R_p	140	MPa
Zugfestigkeit	R_m	220	MPa
Bruchdehnung	A	33	%

Mithilfe des Berechnungsablaufs aus Abschnitt 5.1.1 kann man die Zuverlässigkeit des Zapfens ebenfalls berechnen. Zunächst muss ein entsprechendes Model abgeleitet und vernetzt werden. Als höchst belastete Stelle bei der Rückholung wurde der Zapfen identifiziert. Der Zapfen hat den niedrigsten Querschnitt und die höchsten Querschnittssprünge. Die Untersuchung wird deswegen nur am Zapfen betrachtet. Nach der Berechnung der plastischen Grenzlast (Gleichung (5.13)) wird die plastische Stützzahl (Gleichung (5.14)) errechnet.

Die vollplastische Traglast wurde mit 195.000 N und die elastische Grenzlast mit 32.175 N ermittelt. Damit ergibt sich eine plastische Formzahl von:

$$K_{p,\sigma} = \frac{\text{plastische Grenzlast}}{\text{elastische Grenzlast}} = \frac{195.000N}{32.175N} = 6.06 \quad (5.13)$$

$$n_{pl,\sigma} = \min \left(\sqrt{\frac{127.000 \text{ MPa} \cdot 0,33}{220 \text{ MPa}}} = 13,80; 6.06 \right) \quad (5.14)$$

Der Gesamtsicherheitsfaktor und die maximal zulässige Spannung betragen:

$$j_{ges} = \frac{j_m \cdot j_E \cdot R_p}{K_{T,m} \cdot R_m} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 140 \text{ MPa}}{1 \cdot 220 \text{ MPa}} = 1,27 \quad (5.15)$$

$$\sigma_{sk} = R_p \cdot n_{pl,\sigma} = 140 \text{ MPa} \cdot 6.06 = 848 \text{ MPa} \quad (5.16)$$

Mit Hilfe dieser beiden Faktoren wird wieder der Auslastungsgrad in Abhängigkeit von den FEM Ergebnissen berechnet. Der Auslastungsgrad beträgt, unter den gegebenen Randbedingungen $a_{sk} = 1$.

$$a_{sk} = \frac{\sigma_v \cdot j_{ges}}{\sigma_{sk}} = \frac{667 \text{ MPa} \cdot 1.27}{848 \text{ MPa}} = 1 \quad (5.17)$$

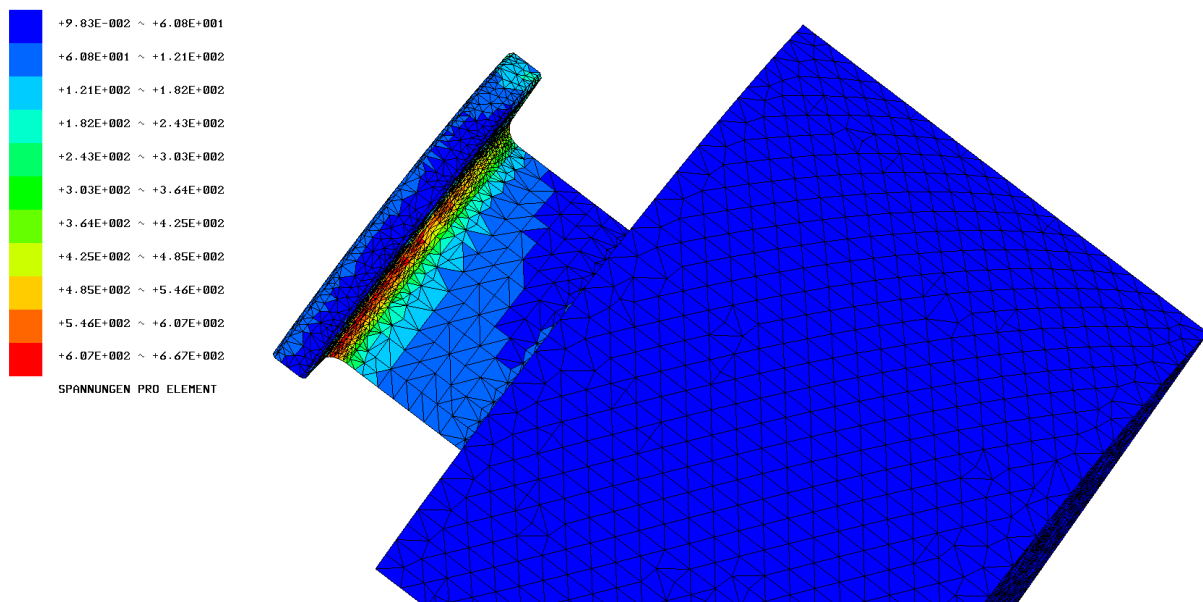


Abb. 5.6: Darstellung der Spannungswerte auf der Unterseite des Tragzapfens. Spannungswerte ab 140 MPa überschreiten den Bereich der elastischen Verformung

Damit ist der Tragzapfen beim Bergen der Kokille bis zur Versagensgrenze belastet. Dieser Wert beinhaltet bereits Sicherheitsbeiwerte, jedoch sollte eine zusätzliche Sicherheit eingebaut werden. Dies ist einerseits nötig, da die notwendigen Kräfte zurzeit nur abgeschätzt werden können. Zum anderen ist Kupfer ein sehr duktiler Werkstoff mit einer guten Kaltverfestigung. Dadurch kommt es zwar nicht zum Versagen durch einen Bruch, jedoch kann eine große Verformung die Zuverlässigkeit der Greiferfunktion beeinflussen.

Da der Zapfen relativ schnell über den gesamten Querschnitt plastifiziert, sollte eine Änderung der Konstruktion für einen Kupferzapfen in Erwägung gezogen werden. Eine Steigerung der Zapfendicke um mindestens 50 % sollte der Plastifizierung sehr gut entgegenwirken. Dies begründet sich durch das geringe E-Modul vom Kupfer und das damit einhergehende geringe Widerstandsmoment. Eine andere Möglichkeit wäre es, das Kupfer stärker auszuschmieden auf eine höhere Festigkeitsklasse. Hier müssen jedoch weitere Untersuchungen und Versuche folgen. Zum einen müsste geprüft werden, ob es bei dieser Geometrie überhaupt möglich ist

höhere Festigkeiten beim Schmieden zu erreichen. Zum anderen müssten Versuche durchgeführt werden, die die Temperatureinwirkung über die Lagerungszeit auf die Materialeigenschaften betrachtet.

5.1.3 Analyse zur Kupfermantelkorrosion des Behälters

Sowohl bei der Einlagerungsoption des multiplen ewG als auch bei der Option des modifizierten KBS-3-Konzeptes wird der Abfallbehälter von einem Kupfermantel umgeben. Speziell im modifizierten KBS-3 Konzept ist der Abfallbehälter die entscheidende Barriere. Zur Bewertung der Langzeitsicherheit muss plausibel gemacht werden, dass dieser Kupfermantel im Bewertungszeitraum nicht vollständig korrodiert, um den inneren Stahlbehälter gemäß seiner Sicherheitsfunktion (Jobmann & Burlaka, 2021) ausreichend zu schützen. Eine Möglichkeit dies zu plausibilisieren bzw. zu bewerten wäre die Analyse der Prozesse und der Umgebungsbedingungen zur Kupferkorrosion. Beispielhaft wird im Folgenden eine Bewertung für das modifizierte KBS-3-Konzept durchgeführt.

5.1.3.1 Korrosionseffekte

Die wesentlichen Effekte, die zu einer Korrosion von Kupfer führen, sind die Strahlung bzw. Radiolyse sowie das Vorhandensein vom Sauerstoff und von Sulfiden (SKB, 2010a). Nach der Angaben von SKB (2010a), kann sich feuchte Luft an der Kontaktzone zwischen Behälter und Buffer während der Aufsättigungsphase des Endlagers vorhanden sein. Gammabestrahlung kann im Bereich von feuchter Luft zur Bildung von Salpetersäure führen, die sich im Porenwasser des Buffers auflösen könnte und sich in dünnen Feuchtigkeitsfilmen auf der Behälteroberfläche ansammeln könnte. Dies würde dann zu einer Korrosion führen. Nachdem das Buffermaterial mit Lösung gesättigt ist, ist eine Radiolyse des Bentonit-Porenwasser in der Nähe des Behälters möglich. Dies führt zur Bildung von Wasserstoff und oxidierenden Radiolyseprodukten.

Sauerstoff

Während der Handhabung, der Einlagerung und vor der Schließung des Endlagers ist der Behälter für eine kurze Zeit atmosphärischen Bedingungen ausgesetzt, die zur Bildung von kupferoxydischen Korrosionsprodukten führt. Zudem kann im frühen Stadium nach dem Verschluss der Bohrlochüberfahrungsstrecken der Sauerstoff, der in den Poren des Buffers und des Versatzes eingeschlossen ist, eine Oxidantenquelle sein.

Sulfide

In Gegenwart von Sulfid - und einigen anderen schwefelhaltigen Stoffen - korrodiert Kupfer unter Bildung von Wasserstoff (King et al., 2010; Macdonald & Sharifi-Asl, 2011). Bei der Bewertung sollen die folgenden drei separaten Sulfidquellen berücksichtigt werden:

- Aus Gründen der Konservativität wird angenommen, dass sich Pyrit sowohl im Buffer als auch im Versatz im eindringenden Grundwasser als Sulfid löst nachdem das Buffermaterial gesättigt ist.
- Sulfat-reduzierende Bakterien (SRB) können das Sulfat im Buffer und im Versatz reduzieren. Dadurch bilden sich Sulfide, die dann zu den Behältern an deren Oberfläche transportiert werden können und so die Korrosion fördern.
- Das Grundwasser im Bereich der Einlagerungssohle enthält Sulfide, die durch Diffusion und/oder Advektion zu den Behältern transportiert werden.

Die genannten Effekte haben einen unterschiedlichen Einfluss auf die Stärke der Abtragsrate und damit der Eindringtiefe der Korrosion. Die meisten Effekte sind zeitlich limitiert, mit Ausnahme des Antransports von Sulfiden durch das Grundwasser entweder durch Diffusion oder Advektion. Für das schwedische Konzept wurden die Korrosionstiefen bedingt durch die genannten Effekte bestimmt. Die Abb. 5.7 veranschaulicht die Eindringtiefe der Korrosion durch die verschiedenen Prozesse über einen Zeitraum von einer Million Jahren.

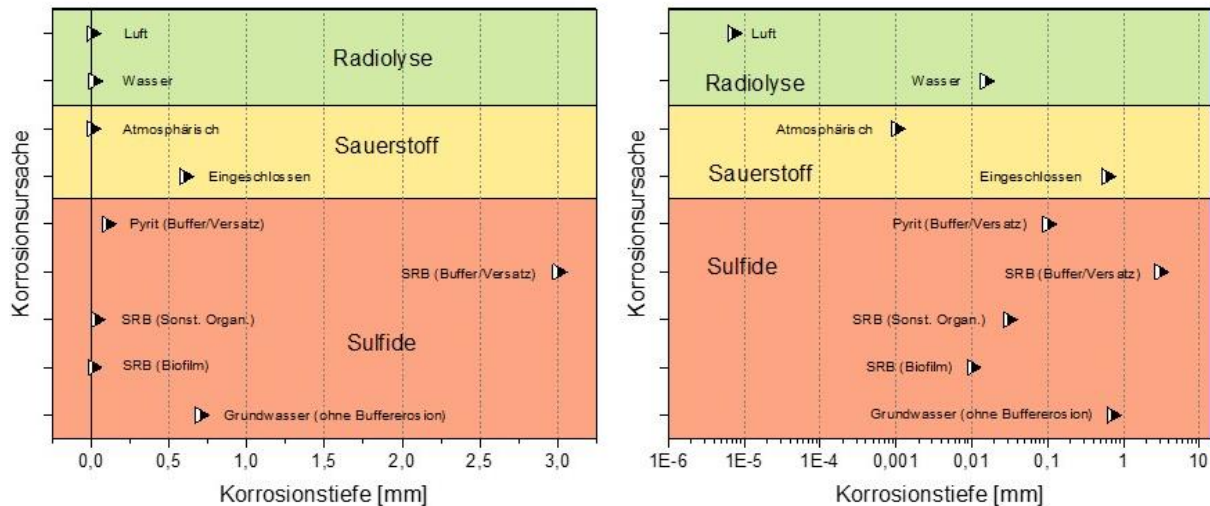


Abb. 5.7: Ermittelte Korrosionstiefen für verschiedene Korrosionsprozesse für einen Zeitraum von 1 Million Jahren, links in linearer Darstellung und rechts in logarithmischer Darstellung. Zahlenwerte aus SKB (2010a, S. 45)

Die in der Abb. 5.7 dargestellten drei Bereiche orientieren sich an den oben genannten drei wesentlichen Korrosionseffekten der Radiolyse (grün), des Vorhandenseins von Sauerstoff (gelb) und des Vorhandenseins von Sulfiden (orange). Während bei der Radiolyse und des Sauerstoffes zwei Prozesse eine Rolle spielen, sind es bei den Sulfiden fünf Prozesse, die Beachtung verdienen. In der linearen Darstellung (linke Seite) wird sehr augenfällig, dass das Vorhandensein von Sulfiden, die die Kupferoberfläche erreichen, die wesentliche Ursache der Korrosion darstellen. In der logarithmischen Darstellung (rechte Seite) werden die Unterschiede der weniger relevanten bzw. gering eindringenden Korrosionsprozesse der Übersicht halber höher aufgelöst. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass die Sulfide eine wesentliche Rolle bei der Kupferkorrosion spielen.

5.1.3.2 Bewertung der Langzeitbeständigkeit

Gemäß dem Langzeitbeständigkeitskriterium (s. Abschnitt 3.2.5) gilt der Berechnungsansatz nach Gleichung (3.4). Es ist also zu prüfen, ob die Dicke der Kupferschicht gemäß dem Behälterdesign ausreichend groß ist, um dem Korrosionsangriff im Bewertungszeitraum zu widerstehen. Für das Beispiel der Sulfide, die den mit Abstand stärksten Einfluss auf die Korrosion haben, kann die Bewertung in zwei Schritten erfolgen. Im ersten Schritt werden die zeitlich limitierten Effekte und im zweiten Schritt die zeitlich nicht limitierten Effekte betrachtet.

$$D_{Cu} > \frac{t \cdot Kor_{Cu}}{S} \quad (5.18)$$

wobei

$$\begin{aligned} D_{Cu} &= \text{Dicke der Kupferhülle} \\ Kor_{Cu} &= \text{Korrosionsrate von Kupfer} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \text{Sicherheitsfaktor} = 0,95 \\ t &= 1 \text{ Million Jahre} \end{aligned}$$

Zeitlich limitierte Prozesse

Es wird zum einen angenommen, dass das im Buffer und Versatz vorhandene Pyrit sich komplett im eindringenden Grundwasser als Sulfid löst. Zum anderen wird angenommen, dass Sulfat-reduzierende Bakterien (SRB) aus dem vorhandenen Sulfat und organischen Bestandteilen im Buffer und im Versatz Sulfide bilden. Darüber hinaus wird angenommen, dass aus Gründen der Konservativität, alle gebildeten Sulfide innerhalb einer Bohrlochüberfahungsstrecke sich an einem Einlagerungsbohrloch (Abb. 5.8). Das bedeutet, dass die Sulfidmenge an diesem Bohrloch bzw. an dem darin befindlichen Kupferbehälter den größtmöglichen Wert annimmt. Diese Annahme ist allerdings sehr konservativ, da die dafür notwendigen Orientierungen der Migrationsbewegungen sehr unwahrscheinlich sind.

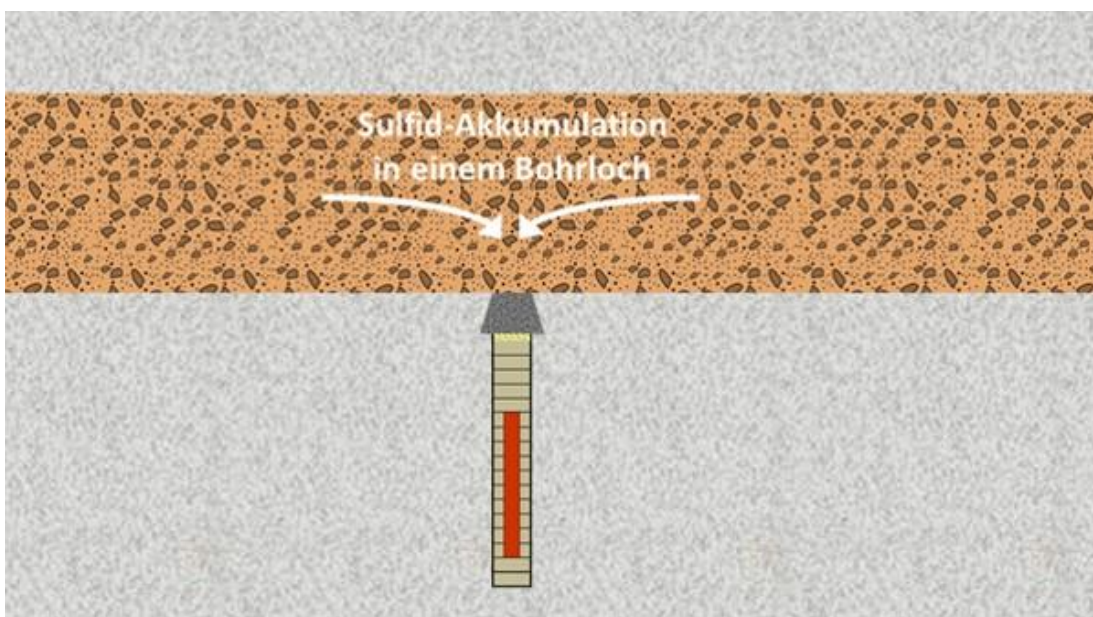
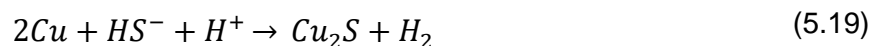


Abb. 5.8: Skizze bzgl. einer angenommenen Akkumulation aller in einer Bohrlochüberfahungsstrecke gebildeten Sulfide in einem Einlagerungsbohrloch

Die Korrosionsreaktion auf Basis der Sulfide findet gemäß der Reaktionsgleichung



statt wobei HS^- Hydrosulfid entspricht. Der stöchiometrische Faktor für diese Reaktion ergibt sich aus der oxidierten Menge Kupfer bei einem Mol des Oxidantens, also zu

$$v_{\text{HS}} = \frac{N_{\text{Cu}}}{N_{\text{HS}}} = 2 \quad (5.20)$$

Mit beiden Angaben lässt sich die zu erwartende Tiefe der Korrosion $D_{\text{Cu}}^{\text{Korr}}$ bestimmen anhand der Gleichung

$$D_{\text{Cu}}^{\text{Korr}} = \frac{N_{\text{HS}} \cdot v_{\text{HS}} \cdot M_{\text{Cu}}}{A_{\text{corr}} \cdot \rho_{\text{Cu}}} \quad (5.21)$$

wobei

N_{HS}	=	Menge der Sulfide
M_{Cu}	=	Molare Masse von Kupfer
A_{corr}	=	Größe des Teils der Oberfläche, die der Korrosion ausgesetzt ist
ρ_{Cu}	=	Dichte von Kupfer

Gemäß Gleichung (5.18) kann festgestellt werden, dass $D_{Cu}^{Korr} < D_{Cu}$. So ist die gewählte Kupferdicke gemäß dem Behälterkonzept hierfür ausreichend.

Zeitlich nicht limitierte Prozesse

Nach den Angaben von Briggs et al. (2017) und Wersin et al. (2017) ist der Transport von Sulfiden aus dem Grundwasser in Richtung Behälter zeitlich nicht begrenzt. Dies kann auf zwei Arten geschehen. Ist der Kontakt des Grundwassers aus den Klüften dergestalt, dass der Buffer erhalten bleibt und nicht erodiert wird, so geschieht der Transport zum Behälter sehr langsam. Ist der Kontakt so intensiv, dass der Buffer erodiert und damit abtransportiert wird, kann nach Freilegung der Behälteroberfläche der Transport schneller gehen und somit eine erhöhte Korrosionsrate entstehen (Abb. 5.9)

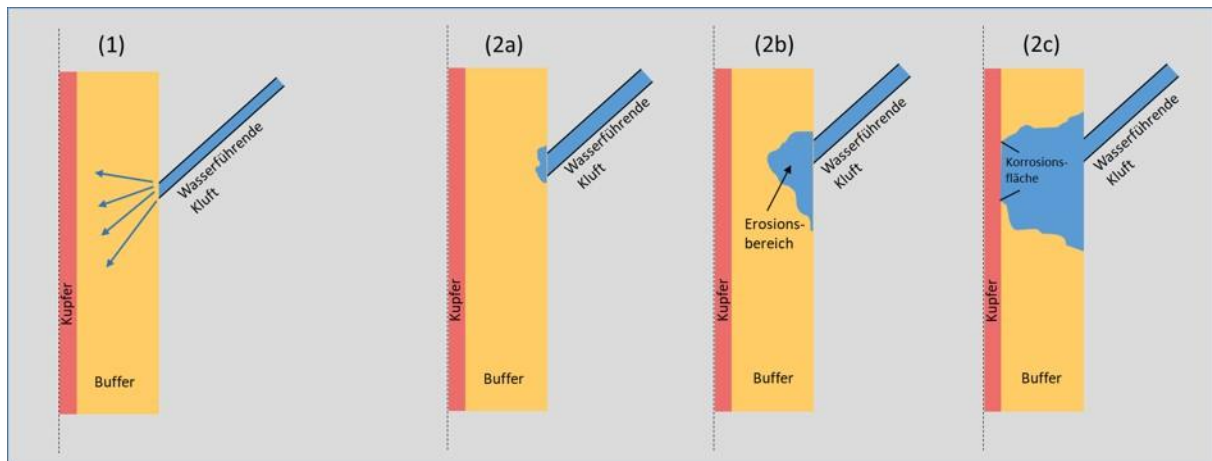


Abb. 5.9: Transport von Sulfiden aus dem Grundwasser zur Kupferoberfläche durch Diffusion bei nicht erodiertem Buffer (1) und durch Advektion bei erodiertem Buffer (2a - 2c)

Für beide Fälle gilt es nun zu prüfen, ob die sich jeweils ergebenden Korrosionsraten gering genug sind. In dem Fall (1), bei dem der Transport diffusiv erfolgt, besteht die Möglichkeit, eine sogenannte äquivalente Fließrate zu ermitteln, mit deren Hilfe die Menge an transportierten Sulfiden bestimmt werden kann. Eine Methode dafür wurde von Neretnieks et al. (2010) entwickelt, worauf an dieser Stelle verwiesen wird. Demnach ergibt sich die Menge der Sulfide zu

$$N_{HS} = Q_{eq} \cdot [HS^-] \cdot t \quad (5.22)$$

wobei

Q_{eq}	=	Äquivalente Fließrate
$[HS^-]$	=	Konzentration der Sulfide im Grundwasser
t	=	Bewertungszeitraum

Bei der Gleichung (5.22) wird angenommen, dass die Sulfide die gesamte Oberfläche des zylindrischen Kupfermantels angreifen. Die Menge der Sulfide wird anhand von dieser Gleichung

chung in die entsprechende Tiefe der Korrosion umgerechnet. Es ist allerdings davon auszugehen, dass die Sulfide aufgrund der vertikalen Erstreckung des Behälter-Buffer-Systems nicht an jeder Stelle des Kupfermantels gleichzeitig angreifen. Die höchste Korrosionsrate ist in dem Bereich anzutreffen, bei der die Verbindung zwischen wasserführender Kluft und Kupferoberfläche am geringsten ist. In Liu (2006) wurde ein sogenannter Konzentrationsfaktor F_K bestimmt, der dieser Tatsache Rechnung trägt. Damit ist eine analytische Bestimmung der Korrosionstiefe gemäß folgender Gleichung möglich.

$$Kor_{Cu} = F_K \cdot Q_{eq} \cdot [HS^-] \cdot \frac{v_{HS} \cdot M_{Cu}}{2\pi \cdot r_{Beh} \cdot h_{Beh} \cdot \rho_{Cu}} \quad (5.23)$$

mit

$$\begin{aligned} r_{Beh} &= \text{Radius des Behälters bzw. Kupfermantels} \\ h_{Beh} &= \text{Höhe des Behälters} \\ F_K &= \text{Konzentrationsfaktor; hier = 7, nach Liu (2006)} \end{aligned}$$

Im Gegensatz zu Gleichung (5.22) wird hier nur die halbe Zylinderoberfläche angesetzt, da der Buffer nur von einer Richtung aus der Kluft angeströmt wird. Der Konzentrationsfaktor wird nach Neretnieks (2006) mit $F'_K = 2$ angesetzt. Zur Ermittlung der äquivalenten Fließrate wird für diesen Fall auf SKB (2010a) verwiesen.

Die so ermittelten Korrosionsraten werden anschließend in Gleichung (5.18) eingesetzt, um die notwendige Dicke der Kupferschicht zu bestimmen und mit dem Behälterdesign zu vergleichen und das Ergebnis zu bewerten. Für das schwedische Konzept und die dortigen Grundwasser- und Sulfidverhältnisse wurden die Korrosionstiefen ermittelt, die in Abb. 5.7 beispielhaft dargestellt sind.

5.1.4 Herstellbarkeit

Die Herstellbarkeit des Stahlbehälters, wird als unproblematisch angesehen. Dieser Behälter kann sowohl gegossen, geschmiedet, zerspant als auch aus Blechen geschweißt werden. Von daher wird die Herstellbarkeit eines einfachen zylindrischen Behälters als machbar angesehen, die da die in Frage kommenden Fertigungsverfahren seit Jahrhunderten in Deutschland Anwendung finden. Jedoch muss in weiteren näheren Untersuchungen die wirtschaftlichste Methode herausgearbeitet werden einen solchen Behälter zuverlässig, sicher und mit konstanten Materialeigenschaften herzustellen.

Als technisch unerprobt bei der Herstellung der Behälter kann der Kupfermantel angesehen werden. Es werden sehr hohe Anforderungen an die Güte des Mantels gestellt. Dieser darf nur minimalste Imperfektionen aufweisen, so dass die Mindestschichtdicke an allen Punkten gewährleistet ist. Eine punktuelle Korrosion würde zu einem raschen Versagen des Behälters führen.

Es gibt zurzeit drei erfolgversprechende Herstellverfahren um eine Kupferhülle um den Stahlbehälter zu erzeugen (Keech et al., 2014), und diese werden Anschließend erläutert.

5.1.4.1 Kaltgasspritze Kupferbeschichtung

Nach den Angaben von Stoltenhoff et al. (2001), Keech et al. (2014) und Vo et al. (2015) wird beim Kaltgasspritzen Verfahren (im Englisch *Cold Spray*) ein Gas mit Überschallgeschwindigkeit durch eine Düse gedrückt. Im Gasstrom wird Kupferpulver mitgerissen und beschleunigt.

Die Temperatur des Gasstromes bleibt unter der Schmelztemperatur des Kupfers. Da die Kupferpartikel mit Überschallgeschwindigkeit auf die Bauteiloberfläche geschossen werden, verformen diese sich plastisch beim Auftreffen. Dadurch gehen die Partikel eine feste Verbindung mit der Oberfläche ein. Außerdem weist diese Kupfer-Schicht durch die hohe Auftreffgeschwindigkeit ein, im Gegensatz zu Sinterwerkstoffen, sehr geringes Porenvolumen auf. Dafür muss jedoch gewährleistet werden, dass möglichst viel kinetische Energie beim Auftreffen absorbiert wird. Dies ist nicht der Fall, falls der Auftreffwinkel zu flach sein sollte. Als gängige Praxis wird hier ein minimaler Auftreffwinkel von 45 ° angesehen. Jedoch weisen Stoltenhoff et al. (2001) zu, dass die Schichtgüte bereits unter diesen Winkeln leiden kann und ggf. steilere Winkel zum Erreichen der geforderten Schichteigenschaften notwendig sein können. Von daher ist eine Konstruktionsänderung des Zapfenbereiches notwendig. Die Zapfenunterseite kann durch den Beschichtungsprozess nicht hinreichend abgedeckt werden. Es wird empfohlen den Zapfen zu dehnen und die untere Fläche im 30 Grad statt im rechten Winkel auszuführen. Dies hat jedoch zur Folge, dass die Gesamtlänge der BSK steigt und eventuelle Konstruktionsänderungen an Greifer und TLB notwendig werden.

In Stoltenhoff et al. (2001) werden Versuche mit einem Materialdurchsatz von 3 kg/h gefahren. Für eine 5 mm dicke Kupferschicht ergibt sich ein Volumen von ca. 0,0361 m³. Weiterhin besitzt Kupfer eine Dichte von 8.960 kg/m³ und daraus ergibt sich ein Gewicht von 323,5 kg. Aus dem Mantelgewicht und dem Materialdurchsatz an der Düse, resultiert eine Beschichtungszeit von 108 Stunden pro Brennstabkockille. Dies macht deutlich, dass bei diesem Verfahren mehrere Beschichtungszelle, für das Auftragen der Kupfer-Beschichtung erforderlich werden, um bereits befüllte BSK-Kokillen zu beschichten. Geht man von einer Behältereinlagerung pro Tag aus, sind mindestens fünf Beschichtungszellen notwendig. Da die Verfügbarkeit der Zellen über die Dauer von mindestens 30 Jahren derzeit nicht vollumfänglich gewährleistet werden kann, ist es anzunehmen, dass weitere Zellen bereitstehen müssen, um Wartungs- und Reparaturausfälle zu kompensieren.

5.1.4.2 Galvanische Abscheidung von Kupfer

Die galvanische Abscheidung von Kupfer auf eine befüllte BSK wird nach (Keech et al., 2014) als technisch machbar angesehen. Zum jetzigen Zeitpunkt sind allerdings keine großtechnischen Anwendungen bekannt, wo eine Beschichtung in diesen Schichtdicken durchgeführt wird. Dabei wird das Werkstück als Kathode geschaltet und in eine „Kupfer(II)-sulfat“ Lösung, welche als Elektrolyt dient, getaucht. Das Anodenmaterial wird dann auf der Kathode abgeschieden und eine Kupferschicht bildet sich. Dies ist ein langwieriger Prozess, da die Abscheidung langsam stattfindet. Die Abscheiderate kann durch die Stromstärke beeinflusst werden, jedoch kann die Stromstärke nicht beliebig hoch gewählt werden, da es sonst zu einer übermäßigen Wasserstoffbildung im Elektrolyt kommt. Die Beschichtungsdauer kann überschlägig wie folgt berechnet werden:

$$Zeit = \frac{Fläche \cdot 100 \cdot \frac{Schichtdicke}{1000} \cdot Dichte}{Abscheidungsequivalent \cdot Stromstärke \cdot \frac{Wirkungsgrad}{100}} \cdot 60 \quad (5.24)$$

wobei:

<i>Fläche</i>	=	721 dm ²
<i>Schichtdicke</i>	=	3.000 µm
<i>Stromstärke</i>	=	1.071 A
<i>Wirkungsgrad</i>	=	70%

<i>Abscheidungsäquivalent</i>	=	1,185 g/Ah
<i>Dichte</i>	=	8.960 kg/m ³

Als ein erster Näherungswert wird eine Stromstärke von 1,5 A/dm² angenommen. Setzt man nun diese Werte ein, erhält man eine Beschichtungsdauer von 13.351 min. Dies entspricht 9,3 Tage. Somit sind bei diesem Verfahren mindestens 10 Zellen nötig, um eine Einlagerung pro Tag durchführen zu können. Diese Werte decken sich mit den kanadischen Beschichtungsversuchen, welche eine Beschichtungsdauer von 10 Tagen ergeben haben.

Dieser Prozess hat ebenfalls einige Punkte bei denen auf größtmögliche Sorgfalt geachtet werden muss. Zum einen muss der Anschlagpunkt der BSK an die Kathode so ausgeführt werden, dass die gesamte BSK beschichtet wird. Jede kleine Unvollkommenheit, welche in einer nicht geschlossenen Kupferschicht resultiert, hätte ein Versagen innerhalb von wenigen Jahren zur Folge.

Des Weiteren muss darauf geachtet werden, dass sich kein explosives Gasgemisch aus Wasserstoff und Sauerstoff in der heißen Zelle, worin der Prozess stattfindet, sammelt. Insofern ist eine ausreichende Belüftung sicherzustellen. Hinsichtlich der Schichtgüte ist anzunehmen, dass diese Schicht bei Einhaltung aller Prozessparameter eine sehr hohe Qualität haben wird. Ecken müssen mindestens mit einer Fase, die der Schichtstärke entspricht, gebrochen werden. Ansonsten kommt es durch die Konzentration des Stromflusses an den Stellen zu einer Wulstbildung.

5.1.4.3 Mehrteilige geschweißte Konstruktion

Die Ummantelung der Stahlkokille kann auch durch eine geschweißte Konstruktion erfolgen. Hier kann der Deckel inkl. Zapfen aus Kupfer gefertigt werden. Dieser Deckel wird dann mit der Stahlkokille verschraubt. Hierbei ist nicht mit Kontaktkorrosion zu rechnen, da keine wässrige Lösung zum Gewinde vordringen kann. Anschließend wird diese Kokille in eine Kupferhülle hineingehoben. Diese Hülle kann aus geschweißten Blechen bestehen oder aus einem Stück gegossen oder tiefgezogen werden. Die Hülle überlappt ein Stück mit dem Kupferdeckel. Der Stoß zwischen Hülle und Deckel kann anschließend verschweißt werden. Hierfür bieten sich mehrere Schweißverfahren an. Am weitesten verbreitet ist die des Orbitalschweißverfahren. Hierbei wird ein Kupferdraht mit Hilfe eines Lichtbogens aufgeschmolzen. Dieser Prozess findet in einer Schutzgasatmosphäre statt. Jedoch kann nicht vollständig ausgeschlossen werden, dass sich Lunker oder sonstige Verunreinigungen in der Schweißnaht bilden.

Eine weitere Möglichkeit wäre es, die Toleranzen so eng zu wählen, dass Hülle und Deckel spaltfrei gefügt werden. Anschließend kann die Trennstelle mittels Laser- oder Elektronenstrahlschweißverfahrens gefügt werden. Hierbei wird kein Schweißzusatzstoff verwendet und der Hitzeeintrag ist lokal sehr begrenzt. Eine sehr kleine Wärmeeinflusszone bildet sich aus und die Materialeigenschaften bleiben weitestgehend unverändert.

Bei der geringen Materialstärke von bis zu 5 mm kann durchaus auch ein Reibschweißprozess in Erwägung gezogen werden. Da es sich hierbei um einen Schmiedeprozess handelt, ist der Wärmeeintrag gering. Es werden auch keine zusätzlichen Stoffe benötigt und die Naht besteht weiterhin aus reinem Kupfer.

Alle obengenannten Prozesse haben gemeinsam, dass diese innerhalb weniger Stunden durchgeführt werden können. Die Kontrolle der Naht kann durch optische-, Ultraschall- oder durch Röntgenverfahren erfolgen. Das automatisierte Erstellen von qualitativ hochwertigen

und reproduzierbaren Schweißnähten kann als Stand der Technik angesehen werden. Jedoch sind im Vorfeld aufwendige Versuche notwendig, um die Sicherheit der Schweißnaht zu gewährleisten.

5.2 Behälterbewertung für das modifizierte KBS-3-Konzept

Wie bereits im Abschnitt 3.2.5 und in Jobmann et al. (2021) erläutert, wird im Kontrast zum Konzept der multipler ewG, im modifizierten KBS-3-Konzept die Kupferbeschichtung der Kockille gegen einen massiven Kupfermantel mit 50 mm Wandstärke ersetzt. Auf Abb. 5.10 erkennt man den Aufbau des Modells. Links ist der Kupfermantel zu sehen. In diesen wird der Stahlbehälter (Mitte) hineingestellt. Im Rahmen der Simulation werden beide Körper eingefügt (rechts) und mit einem Kontakt zusammengeführt.

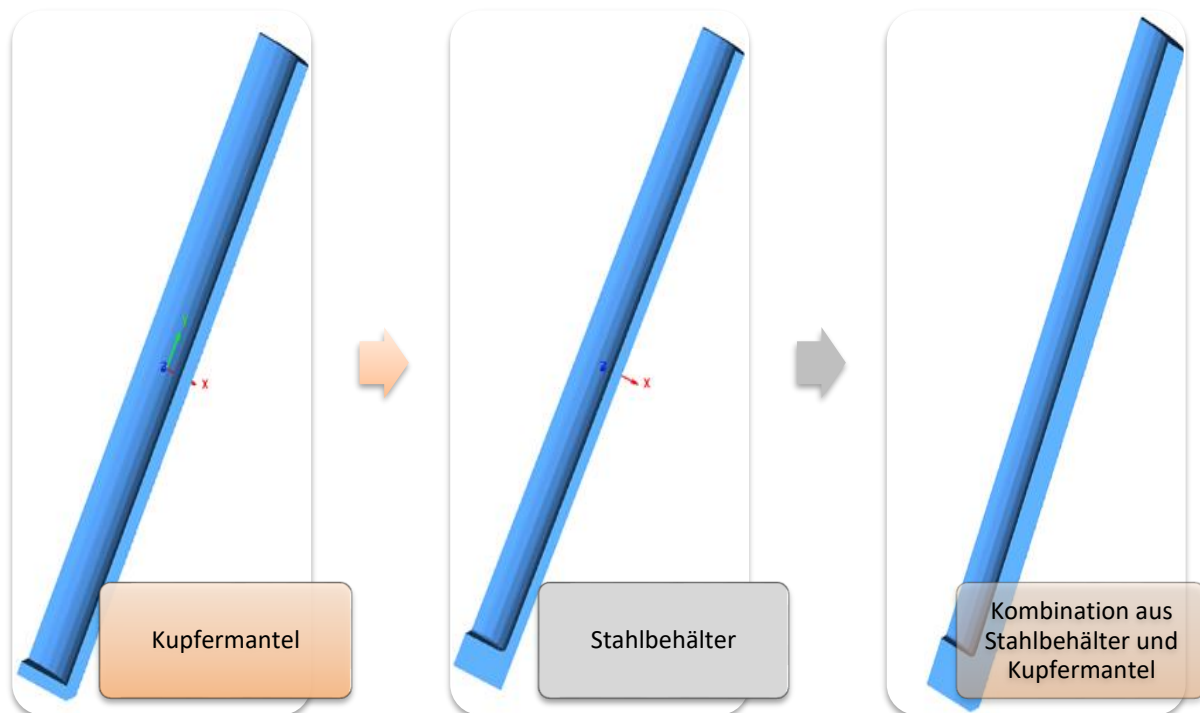


Abb. 5.10: Aufbau des Behälters im modifizierten KBS-3-Konzept

Das verwendete FEM System Aurora Z88³, entwickelt in der Universität Bayreuth, lässt in diesem nur Kontakte zu, die die Körper reibungsfrei verbinden. Da die Belastung allerdings recht gleichmäßig und orthogonal zur Oberfläche ist, ist nur eine geringe Abweichung zum reibungsbehafteten Kontakt zu erwarten. Für eine Grobauslegung des Behälters sollte das Ergebnis hinreichend genau sein und stets etwas konservativer ausfallen.

Der innere Stahlmantel wird gemäß Abschnitt 5.1.1 berechnet. Da sich die Geometrie des Stahlmantels nicht unterscheidet, im Vergleich zum mewG Konzept, wird davon ausgegangen, dass sowohl Mindestmaterialeigenschaften und plastische Stützzahl identisch sind. In der Abb. 5.11 sind die Vergleichsspannungen an den Knoten abgebildet.

³ Finite-Elemente-Analyse-Programm Z88 (<https://z88.de/z88aurora/>); zuletzt besucht am 30.11.2021

Anhand der Berechnungsergebnisse lässt es sich die höchst belastete Stelle mit einem Auslastungsgrad von $a_{\text{ges}} = 0.23$ identifizieren. Das ist dadurch bedingt, dass der vermeintlich weiche Kupfermantel durch dessen sehr hohe Wandstärke bereits einen beträchtlichen Teil der Lasten aufnimmt. Hier muss jedoch geprüft werden, ob der Kupfermantel bei der Spannung über die Zeit fließt und die Last auf den Stahlbehälter übergeht. Macherauch & Zoch (2019) werteten aus, dass eine signifikante Kriechdehnung vom Kupfer erst ab 40 % der Schmelztemperatur stattfindet, welche bei Kupfer einer Temperatur $T_{s-0.4} = 270 \text{ °C}$ entspricht. Da momentan von einer maximalen Behältertemperatur von 100 °C ausgegangen wird, ist dieser Prozess nicht zu erwarten.

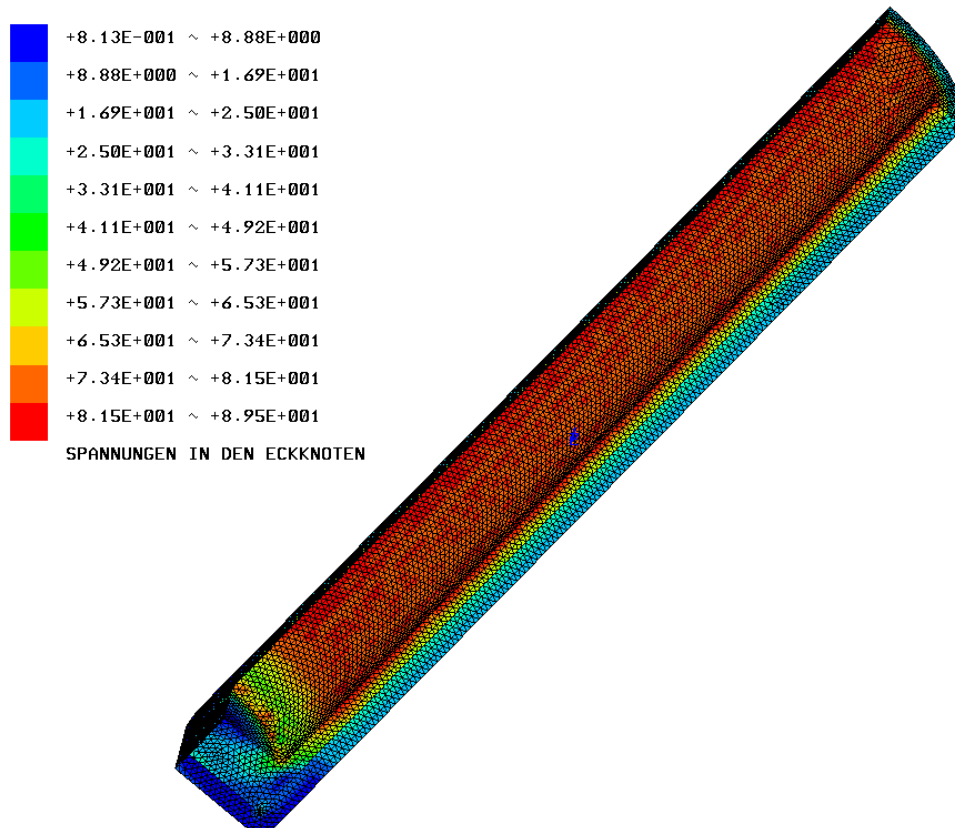


Abb. 5.11: Vergleichsspannungen an den Knoten abgebildet auf dem Berechnungsmodell des modifizierten KBS-3-Konzeptes

Die Bewertung der mechanischen Stabilität des Kupfermantels wird mit den Formeln 5.1 bis 5.12 durchgeführt. Für diese Bewertung wird eine Stützzahl von 1 angenommen. Für das E-Modul des Kupfers wird der Wert $E_{\text{Cu}} = 127 \text{ GPa}$ verwendet. Die mechanischen Eigenschaften der Schmiedegüte Cu-OF R220 (Aurubis, 2020) werden für die Berechnung herangezogen. Hierbei muss allerdings beachtet werden, dass die FKM-Richtlinie keine Kupferlegierungen abdeckt. Sollte der Kupferlegierung eine tragende Eigenschaft zugeschrieben werden, ist es nötig, die Berechnung durch Laborversuche zu bestätigen. Die Berechnung ergibt einen maximalen Auslastungsgrad von $a_{\text{ges-Cu}} = 0,18$. Von daher wird angenommen, dass der Kupfermantel den gegebenen Lasten standhält und nicht durch die statische Außenlast versagt. Jedoch muss beachtet werden, dass kein Spalt zwischen Kupfer und Stahl angenommen wurde. Sollte es technisch bedingt nicht umsetzbar sein das Konstrukt spaltfrei auszuführen, ist hierüber ein Nachweis zu führen. Es wird erwartet, dass mit steigender Spaltbreite die Spannungen im Kupfer auch steigen.

Des Weiteren sind Versuche und Simulationen durchzuführen, wie sich das Kriechverhalten des Kupfers auf den Behälter auswirkt. Im SKB Report (Andersson-Östling & Sandström 2009) wird angenommen, dass die plastische Deformation durch Kriechen an dem Behälter bis zu 12% über 10 Jahre beträgt. Da die Ergebnisse hinsichtlich Temperatur, Vergleichsspannung und Geometrie nur bedingt vergleichbar sind, kann nur wenig Rückschluss auf das Verhalten des Materials in diesem analysierten Fall gezogen werden. Jedoch ist zu erwarten, dass sich potenzielle Spalten und Lücken mit der Zeit schließen und Spannungsspitzen abgebaut werden. Die finale Außengeometrie sollte über zeitabhängige Finite Elemente Simulationen ermittelt werden. Mit dieser Methode sollte die Verformung der Außenschale hinreichend genau abgeschätzt werden können. Damit kann anschließend der Nachweis über die Mindestwandstärke des Kupfers für 1 Million Jahre geführt werden.

5.3 Integritätsanalyse des Bohrlochliners in der Option „multipler ewG“

Die Einlagerung der Behälter erfolgt in vertikalen Bohrlöchern mit einer gesamte Tiefe von ca. 24 m, wie in Jobmann et al. (2021) beschrieben. Jedes Einlagerungsbohrloch nimmt drei Behälter auf. Gemäß der in EndlSiAnfV (2020) geforderten Rückhol- und Bergbarkeit werden die Behälter innerhalb eines Stahl liners eingebracht und der verbleibende Hohlraum innerhalb des Liners wird mit Quarzsand ausgefüllt. Der Liner besteht aus Feinkornbaustahl und hat als Aufgabe das Bohrloch über den Zeitraum zu stabilisieren, indem eine Bergung in Betracht gezogen werden muss. Der Stahl liner muss so ausgelegt werden, dass er den Gebirgsdruck tragen kann und die Kokillen im Inneren nicht verklemmen. Eine Deformation des Liners und eine starke Verdichtung des Sandes müssen vermieden werden. Ebenfalls ist ein Lösungszutritt von außen, sofern möglich, zu verhindern. Sollte dennoch Lösung von außen zutreten, wird dies nicht als Ausfall betrachtet. Jedoch kann die Bergung dadurch erschwert werden.

Des Weiteren wird angenommen, dass das Gebirge innerhalb der 500 Jahre auf den Liner auf kriecht. Dieser Fall wird im Kristallin zwar als unrealistisch angesehen, jedoch nicht gänzlich ausgeschlossen. Von daher wird ein auf dem Liner wirkender Gebirgsdruck von 18,2 MPa angenommen. Der Innendurchmesser des Liners wird auf 0,9 m festgelegt. Für die Wandstärke werden 60 mm angenommen. Der Liner besteht aus einzelnen Segmenten welche miteinander verbunden werden sowie einem Deckel für Kopf und Boden.

5.3.1 Verbindung der Liner-Segmente

Die Verbindung der Liner-Segmente kann auf verschiedenste Art und Weise erfolgen. Ein Schweißprozess wird vorerst ausgeschlossen. Zwar wird die Zuverlässigkeit einer guten Schweißnaht als hoch angesetzt, jedoch sind die Gerätschaften dafür komplex und der Prozess in-situ stellt hohe Anforderungen. Bei der Verbindung von Linern in der Bohrtechnik werden hauptsächlich konische Gewinde eingesetzt. Diese Gewinde sind aufwendig zu fertigen und zu prüfen. Jedoch ist die Montage einfacher, da diese selbstzentrierend und mit wenigen Umdrehungen angezogen sind. Die perfekte Gewindeform, welche das Optimum in Fertigbarkeit und Handhabbarkeit abbildet, muss in möglichst realitätsnahen Versuchen ermittelt werden.

Für die grobe Auslegung des Gewindes wird ein ACME 38 - 2 2G Gewinde angenommen. Aufgrund seine Weitverbreitung kann auf herkömmlichen Drehmaschinen gefertigt werden. Wie in der Abb. 5.12 zu erkennen ist, passt das Gewinde gut in den Linerquerschnitt hinein. Für die Grobauslegung ist angedacht, dass nur die Außenschultern aufeinandergepresst werden. Sollte sich in der finalen Auslegung zeigen, dass dies nicht für die Stabilität ausreichend ist, kann die Toleranz des Zapfens verfeinert werden und das Gewinde doppelt schulternd

ausgeführt werden. Auf jeden Fall sollte der erste unvollständige Gewindegang während der Fertigung geräumt werden. Beim Einfädeln und Verschrauben der Gewinde könnte die nicht vollständig ausgeprägte Zahngeometrie des Gewindes beschädigt werden und eine erfolgreiche Verschraubung verhindern.

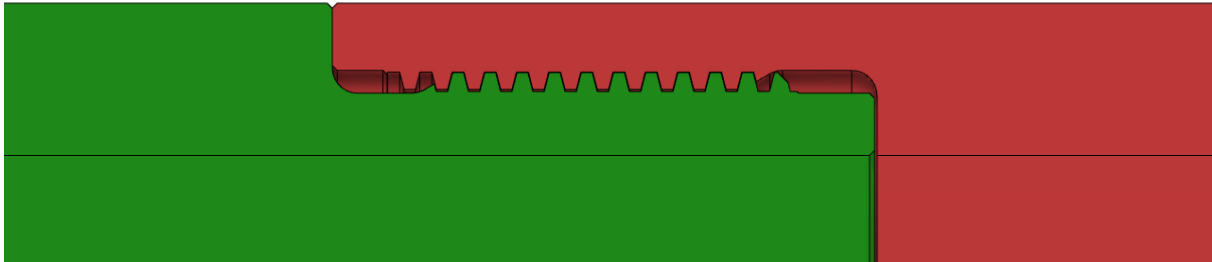


Abb. 5.12: Schnittansicht der ACME 38-2 2G Gewindeverbindung im Liner (eigene Abbildung)

Die Schulterfläche, die gegen Lösungszutritt abdichten muss, muss mindestens dem hydrostatischen Druck in 700 m Tiefe standhalten können. Inklusive einer Sicherheit von 3 wird mit einer Flächenpressung von 21 MPa weitergerechnet. Die Schulterfläche ist 70.200 mm² groß. Damit ergibt sich eine Vorspannkraft im Gewinde von mindestens 1.400 kN. Das notwendige Drehmoment (Schweizer-FN 2021) lässt sich über folgende Formel berechnen:

$$M = F_V \cdot \left[\frac{d_2}{2} \cdot \tan(\varphi^\circ + \rho') + \mu_K \cdot \frac{d_{K,R}}{2} \right] = 280,5 \text{ kNm} \quad (5.25)$$

wobei

$$F_V = \text{Vorspannkraft} = 1400 \text{ kN}$$

$$d_2 = \text{Flankendurchmesser} = 957,6 \text{ mm}$$

$$\varphi^\circ = \arctan\left(\frac{P}{d_2 \cdot \pi}\right) = 0,242^\circ$$

$$P = \text{Gewindesteigung} = 12,7 \text{ mm}$$

$$\rho' = \arctan\left(\frac{\mu_G}{\cos\left(\frac{\beta}{2}\right)}\right) = 11,67^\circ$$

$$\mu_G = \text{Gewindereibwert} = 0,20$$

$$\beta = \text{Flankenwinkel} = 29^\circ$$

$$\mu_K = \text{Reibwert Schulterfläche} = 0,2$$

$$d_{K,R} = \frac{d_k + d_i}{2} = \frac{1016 \text{ mm} + 971 \text{ mm}}{2} = 993,5 \text{ mm}$$

Das resultierende Minstdrehmoment beim Verschrauben der Bohrlochauskleidung beträgt somit 280,5 kNm. Ein kommerziell erhältlicher Iron Roughneck der Firma NOV⁴ kann das notwendige Drehmoment bereitstellen und kann schienengebunden eingesetzt werden. Jedoch ist eine Modifikation bzw. Neukonstruktion nötig, damit er den Liner aufnehmen kann. Normalerweise endet der Klemmbereich bei 254 mm Außendurchmesser (NOV 2021).

⁴ NOV Inc. <https://www.nov.com/>; zuletzt besucht am 30.11.2021

5.3.2 Verschluss des Liners

Nachdem das Liner gefüllt ist, muss er mit einem Deckel verschlossen werden. Die Bohrlochauskleidung ist an der Oberseite mit Stehbolzen versehen. Diese Stehbolzen dienen auch dafür die Bohrlochsleuse im Einlagerungsbetrieb befestigen zu können. Der Deckel wird auf die Stehbolzen gesetzt. Anschließend wird der Deckel mit Muttern angezogen. Für die Berechnung wird festgelegt das M36 Stehbolzen verwendet werden. Der Deckel wird auf die Stirnseite der Bohrlochauskleidung gepresst. Die Kontaktfläche kann mit 190.000 mm^2 grob überschlagen werden. Mit der im Abschnitt 5.3.1 empfohlenen Kontaktpressung ergibt sich eine Vorspannkraft von 3.800 kN. Die Vorspannkraft eines Stehbolzen kann grob mit folgender Formel überschlagen werden:

$$F_V = 0,72 \cdot R_{p0,2} \cdot A_S = 0,72 \cdot 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 817 \text{ mm}^2 = 376,5 \text{ kN} \quad (5.26)$$

Damit ergibt sich eine Mindestanzahl von elf Schrauben, die notwendig ist, um eine ausreichende Flächenpressung zu gewährleisten. Bei der späteren Detailkonstruktion muss jedoch nachgewiesen werden, dass sich die Spannung gleichmäßig über die Fläche verteilt. Kommerziell erhältliche Flanschenverbindungen in diesem Durchmesserbereich besitzen ca. 28 Schrauben⁵. Von daher sollte auch mit dieser Anzahl weitergerechnet werden, da ein ausreichend hoher Sicherheitsfaktor vorhanden ist.

5.3.3 Standfestigkeit des Liners

Der aus einem Feinkornbaustahl bestehende Liner wird in das Bohrloch eingebracht. Es ist zu erwarten, dass nach einer gewissen Zeit Lösung außen an dem Liner ansteht. Da nur wenig Sauerstoff für die Korrosion vorhanden ist und dieser schnell verbraucht wird, tritt hauptsächlich Wasserstoffkorrosion auf. Laut Platts et al. (1994) und King (2008) werden in diesem Fall Korrosionsraten im Bereich von 1-10 μm pro Jahr erwartet. Für die weitere Berechnung wird angenommen, dass die Bohrlochauskleidung mit 10 μm pro Jahr korrodiert. Dies ergibt eine Korrosion von 5 mm an der Außenseite des Liners über den betrachteten Bergungszeitraum von 500 Jahren. Daher wird eine Wandstärke von 55 mm für die Berechnung angenommen.

Die Berechnung der Standfestigkeit des Liners wird anhand eines homogenen Rohres mit der Kesselformel durchgeführt. Als Plastifizierungsfaktor wird $n_{pl} = 1$ gewählt. Die Berechnung der Vergleichsspannungen wird mit dem in Abschnitt 5.1.1 erwähnten Formeln 5.3 bis 5.6 für die Kesselformel durchgeführt. Der maximale äußere Druck, der auf die Auskleidung wirkt, wird mit $p_a = 18,2 \text{ MPa}$ angenommen. Der Innenradius der Auskleidung beträgt $r_i = 450 \text{ mm}$ und der Außenradius inkl. Korrosionseinfluss $r_a = 505 \text{ mm}$. Somit ergibt sich eine Vergleichsspannung am Innenradius von $\sigma_v = 153,1 \text{ MPa}$. Der Sicherheitsfaktor $j_{ges} = 1,37$ bleibt unverändert. Der Auslastungsgrad berechnet sich dann wie folgt:

$$\sigma_{sk} = R_p \cdot n_{pl} = 280 \text{ MPa} \cdot 1 = 280 \text{ MPa} \quad (5.27)$$

$$a_{sk} = \frac{\sigma_v \cdot j_{ges}}{\sigma_{sk}} = \frac{153,1 \text{ MPa} \cdot 1,37}{280 \text{ MPa}} = 0,75 \quad (5.28)$$

⁵ <https://www.duerholdt.de/index.php?id=230>; zuletzt besucht am 30.11.2021

Dementsprechend ergibt sich unter den gegebenen Randbedingungen ein Auslastungsgrad von 0,75 für einen korrodierten Liner. Daraus wird es als möglich erachtet, das Bohrloch mit Feinkornbaustahl zu verrohren. Das Gewicht wird auf 360 kg pro laufendem Meter geschätzt. Eine Handhabung des Lines wird unter Betrachtung der Bindungen und Gegebenheiten unter Tage als möglich erachtet.

5.4 Filterstabilität für Abdichtbauwerke

Dichtelemente aus Bentonit stellen Kernkomponenten des Verschlusssystems dar und werden, nach gegenwärtigem Verschlusskonzept, in den unterschiedlichen Abdichtbauwerken eingesetzt. Ein wichtiger Punkt im Rahmen der Bewertung der langfristigen Dichtheit ist die Frage, ob erosive Prozesse die Dichtheit der Elemente gefährden. Wie im Abschnitt 2.4.4 Filterstabilität erläutert, sind für kohäsive Baustoffe die Prozesse der Kontaktersion und der Fugenerosion (Piping) relevant. Im Folgenden werden für beide Prozesse genannten Kriterien und formalen Zusammenhänge beispielhaft zur Stabilitätsprüfung angewendet.

5.4.1 Bohrlochverschluss

Bei einem Bohrlochverschluss ist die Bewertung der Filterstabilität sowohl für das tonbasierte Dichtelement als auch für die Filterschicht durchzuführen.

5.4.1.1 Bentonit-Dichtelement

Bei der Anwendung des Kontaktersions-Kriteriums für das Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Gleichung (2.22) angewendet. Zahlenwerte für die Parameter wurden der Literatur entnommen, da standortspezifische Daten nicht vorliegen. Tab. 5.3 gibt eine Übersicht über die verwendeten Parameter inklusive der Quellenangaben.

Der Radius des maßgebenden Porendurchmessers des Materials wurde nach Schmitz (2007) bestimmt. Demnach gilt für den maßgeblichen Korndurchmesser folgender Zusammenhang:

$$d_{p,ma\ddot{a}ßg} = 0,8 \cdot e \cdot d_{17} \cdot \sqrt[6]{U} \quad (5.29)$$

wobei

e	=	<i>Porenzahl [-]</i>
d_{17}	=	<i>Korndurchmesser bei 17 % Massendurchgang [mm]</i>
U	=	<i>Ungleichförmigkeitsgrad</i>

Der Ungleichförmigkeitsgrad kann mit $U = 4$ und der Korndurchmesser mit $d_{17} = 0,16$ mm angenommen werden (Juvankoski, 2013). Die Porenzahl kann nach SKI & Dixon (2019) mit $e = 1,183$ angesetzt werden. Danach ergibt sich ein maßgeblicher Porenradius von 0,0954. Zusammen mit den in Tab. 5.3 angegebenen Zahlenwerten ergibt sich gemäß Gleichung (2.22) ein Wert für den kritischen Gradienten von $\Delta p_{krit} = 874,9$. Die real anzutreffenden hydraulischen Druckgradienten liegen in der transienten Phase der Aufheizung bei einer Porendruckerhöhung am Dichtelement von beispielsweise 5 MPa (vgl. Wunderlich et al., 2021) bei $\Delta p = 254,8$ und in der sich anschließenden stetigen Phase nach der Abkühlung bei 1,0. In beiden Fällen ist das Kontaktersions-Kriterium mit hoher Sicherheitsreserve erfüllt.

Tab. 5.3: Überblick über die verwendeten Parameter für den Nachweis des Kontakterosions-Kriteriums

Parameter	Bezeichnung	Zahlenwert	Quelle
Effektive Kohäsion	c'	0,04 MPa	(SKI & Dixon, 2019)
Effektiver Reibungswinkel	φ'	28,8°	(Breidung, 2002)
Auflastdruck	p	$2 \cdot 10^{-4}$ MPa	
Wichte des Wassers	γ_w	0,001 g/mm ³	
Gefügefaktor	T_1	1,5	(Zuo et al., 2015)
Radius des maßgebenden Porendurchmessers des Materials	r	0,0954 mm	(Schmitz (2007))
Verhältniswert von maximaler Schubspannung zu Auflast	ζ	0,65	(Schmitz, 2007)
Geometriegebender Faktor, dimensionslose Tiefe der max. Schubspannung	ζ_0	0,3	
Dimensionslose Tiefe, ab der die Normalspannung σ_{x0} konstant ist (für den isotropen triaxialen Spannungszustand gilt $\sigma_{x0} = \sigma_3 = p$)	ζ_1	1,5	

Bei der Anwendung des Piping-Kriteriums für das Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Faktoren der

Tab. 5.4 und die Gleichung (2.23) angewendet. Dazu muss die sogenannte Leckagerate am Dichtelement nach Aubertin et al. (2002) berechnet werden. Diese wird mit Hilfe der Gleichung (5.30) berechnet.

$$Q = k_f \cdot \left[\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \frac{\Delta h^2}{L} + \alpha_3 \cdot \left(\frac{\Delta h^2}{L} \right)^2 \right] \quad (5.30)$$

wobei

Q	=	Leckagerate
Δh	=	Spiegelhöhe der anstehenden Flüssigkeit
α_i	=	Faktoren abhängig vom Quotient $\Delta h^2/L$ aus
Tab. 5.4		
L	=	zu durchströmende Länge des Bauwerks

Tab. 5.4: Faktoren für homogene Dämme nach Aubertin et al. (2002)

$\Delta h^2/L$	α_1	α_2	α_3
0,2 - 3,0	0	1,03	-0,127
3,0 - 8,0	0	0,79	-0,350
8,0 - 30,0	0	0,60	-0,006

Die Spiegelhöhe Δh kann gemäß dem Verschlusskonzept und unter Ansatz eines regionalen vertikalen Druckgradienten von 100 Pa/m zu einem anstehenden Druck am Dichtelement von

200 Pa bestimmt werden. Dieser Druck entspricht umgerechnet 0,02 m Wassersäule. Die Bauwerkslänge L beträgt 2 m. Damit ergibt sich $\Delta h^2/L = 0,0002$. Der vorhandene Quotient $\Delta h^2/L$ liegt unterhalb des kleinsten in der

Tab. 5.4 angegebenen Wertes. Es wird davon ausgegangen, dass hierfür die Werte für den untersten Wertebereich dieser Tabelle gültig sind. Gemäß dem Verschlusskonzept soll die Permeabilität des Dichtelementes bei $5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ liegen. Das entspricht umgerechnet einem Kf-Wert von $5,0 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$. Für die Leckagerate Q ergibt sich demnach ein Wert von $1,1 \cdot 10^{-14}$. Der kritische Gradient liegt damit bei 0,053 und ist somit deutlich unterhalb des Grenzwertes von 0,4. Ein Piping ist demnach nicht zu befürchten.

5.4.1.2 Filterschicht

Die Filterschichten werden hier zunächst bemessen. Zur Bemessung eines geeigneten Filters können die sonst zum Nachweis verwendeten formalen Beziehungen benutzt werden. Damit ist sichergestellt, dass ein nach der hier erfolgten Bemessung fachgerecht eingebauter Filter die Nachweise der mechanischen und hydraulischen Filterstabilität erfüllt. Für die Bemessung der Filterschicht werden Richtlinien aus dem Wasserbau (BAW 2013a und BAW 2013b) verwendet. Zunächst ist das Material festzulegen, welches durch den Filter geschützt werden soll. Dies ist hier der Bentonit. Die Korngrößenverteilung des Bentonits (Abb. 5.13) wird aus einem Bericht der POSIVA zum Buffer aus dem KBS-3 Konzept entnommen (Juvankoski 2013).

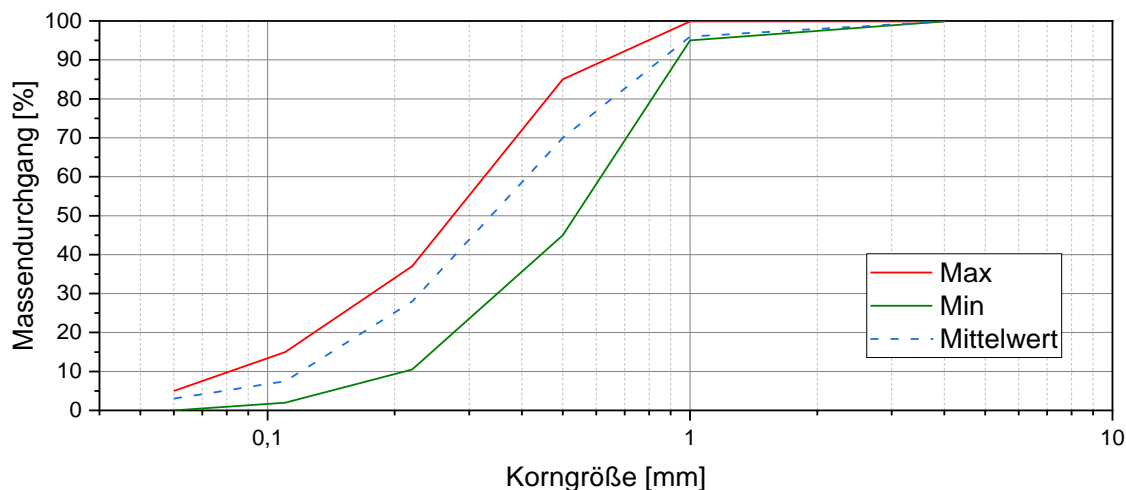


Abb. 5.13: Korngrößenverteilung des betrachteten Bentonits (neu gezeichnet nach Juvankoski (2013, S. 33))

Die entsprechenden Korngrößen des Bentonits werden für den rechten und die linken Rand des Körnungsbandes abgelesen. Diese sind in der Tab. 5.5 erfasst.

Tab. 5.5: Korngrößenverteilung des Bentonits nach Abb. 5.13

	Linker Rand [mm]	Rechter Rand [mm]
d_{100}	1,00	4,00
d_{60}	0,35	0,60
d_{50}	0,30	0,53
d_{10}	0,09	0,25

Für die Bemessung der Filterschicht ist als erster Schritt die Prüfung auf kohäsiven bzw. nicht kohäsiven Boden durchzuführen. Dies erfolgt anhand des gegebenen Körnungsbandes des Bentonits. Basierend darauf wird der eingebrachte Bentonit im ungesättigten und nicht gequollenen Zustand als nicht kohäsiv eingestuft.

Als zweiter Schritt ist die Prüfung auf Suffosionssicherheit durchzuführen. Dazu sind zunächst die Ungleichförmigkeitsgrade der Körnungslinien des Bodens (hier: Bentonit) zu ermitteln.

$$\text{Linker Rand:} \quad C_{u,B} = \frac{d_{60,B}}{d_{10,B}} = \frac{0,35 \text{ mm}}{0,09 \text{ mm}} = 3,89 \quad (5.31)$$

$$\text{Rechter Rand:} \quad C_{u,B} = \frac{d_{60,B}}{d_{10,B}} = \frac{0,6 \text{ mm}}{0,25 \text{ mm}} = 2,40 \quad (5.32)$$

Für beide Ränder sind die Ungleichförmigkeitsgrade $C_{u,B}$ kleiner als 8 und die Verläufe der Körnungslinie sind stetig. Damit ist für beide Ränder der vereinfachte Nachweis der Suffosionssicherheit nach Ziems (1967) erfüllt.

Im Nächsten Schritt wird der Filter auf mechanische Filterwirksamkeit bemessen. Dazu ist die feinkörnigste Körnungslinie des zu schützenden Bodens maßgeblich. Dies ist der linke Rand der Körnungslinie des Bentonits. Mit den in Schritt 2 berechneten Ungleichförmigkeitsgraden kann für die Bemessung das Verfahren nach Cistin (1967) und Ziems (1967) ausgewählt werden. Zunächst werden die Eingangsparameter für den zu bemessenden Boden angeführt:

$$\begin{aligned} d_{10,B} &= 0,09 \text{ mm} \\ d_{50,B} &= 0,3 \text{ mm} \\ d_{60,B} &= 0,35 \text{ mm} \\ C_{u,B} &= 3,9 \end{aligned}$$

Für den zu ermittelnden Filter ist der Ungleichförmigkeitsgrad zu bestimmen. Dieser kann frei gewählt werden, wird aber der Einfachheit halber hier auf $C_{u,F} = 4$ gesetzt und ist damit ähnlich dem Unförmigkeitsgrad des Bodens. Zur Berechnung ist nun zunächst aus Abb. 5.14 der Wert für das zulässige Abstandsverhältnis $A_{50,zul}$ zwischen Boden und Filter abzulesen (BAW, 2013b). Mit den Werten für $C_{u,B}$ und $C_{u,F}$ wird $A_{50,zul} = 17$ abgelesen. Mit $A_{50,zul}$ und Umformen der folgenden Gleichung kann die Korngröße des Filters ermittelt werden:

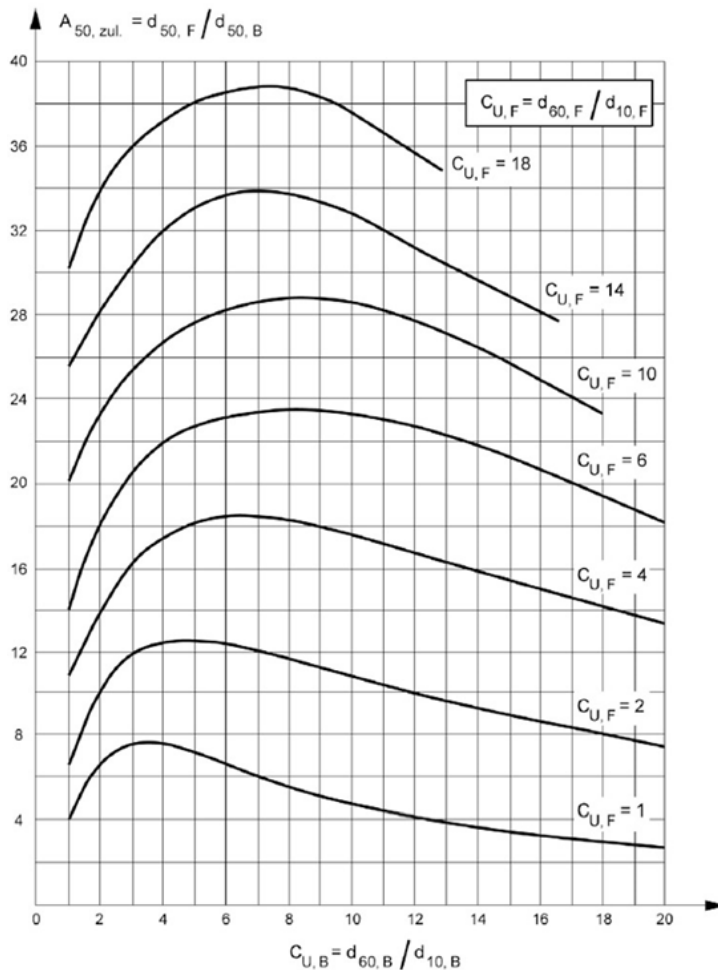
$$A_{50,zul} = \frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \quad (5.33)$$

$$d_{50,F} = d_{50,B} \cdot A_{50,zul} = 0,3 \text{ mm} \cdot 17 = 5,1 \text{ mm} \quad (5.34)$$

Unter Beachtung des Ungleichförmigkeitsgrades kann $d_{60,F}$ frei gewählt werden. $D_{60,F}$ wird hier mit 5,6 mm gewählt. Die Korngröße $d_{10,F}$ berechnet sich damit zu

$$d_{10,F} = \frac{d_{60,F}}{C_{U,F}} = \frac{5,6 \text{ mm}}{4} = 1,4 \text{ mm} \quad (5.35)$$

Mit den Werten für $d_{10,F}$, $d_{50,F}$ und $d_{60,F}$ kann der rechte Rand des Körnungsbandes aller möglichen Filterkörnungslinien gezeichnet werden.



Das Diagramm gilt für abgerundete Kornformen des gröberen Bodens (Filter). Bei scharfkantiger Kornform ist das Abstandsverhältnis $A_{50, \text{zul.}}$ mit dem Faktor 0,75 zu multiplizieren (Lattermann 1997).

Abb. 5.14: Zulässiges Abstandsverhältnis $A_{50, \text{zul.}}$ nach Cistin (1967) und nach Ziems (1967)

Im nächsten Schritt erfolgt die Bemessung auf hydraulische Filterwirksamkeit. Dazu wird die grobkörnigste Körnungslinie des zu schützenden Materials verwendet. Für den betrachteten Bentonit ist dies der rechte Rand der Körnungslinie. Zunächst ist das anzuwendende Verfahren auszuwählen. Für einen Ungleichförmigkeitsgrad des Filters $C_{U, B} < 5$ und $0,1 < d_{10, B} < 3$ mm kann das Verfahren nach Hazen (1917) angewendet werden. Für die Bemessung ist zunächst die hydraulische Durchlässigkeit k_B des Bodens zu bestimmen. Dazu kann die folgende, nicht dimensionsechte, Formel verwendet werden.

$$k_B = 0,0116 \cdot d_{10, B}^2 = 0,0116 \cdot 0,25 \text{ mm}^2 = 0,000725 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (5.36)$$

Damit kann die erforderliche Durchlässigkeit k_f des Filters bestimmt werden zu

$$k_f \geq 25 \cdot k_B \geq 25 \cdot 0,000725 \frac{\text{m}}{\text{s}} \geq 0,018125 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (5.37)$$

Durch Umformen von Gleichung (5.36) und einsetzen der Werte für den Filter kann $d_{10, F}$ bestimmt werden.

$$d_{10,F} = \sqrt{\frac{k_f}{0,0116}} = \sqrt{\frac{0,018125 \frac{m}{s}}{0,0116}} = 1,25 \text{ mm} \quad (5.38)$$

Mit dem Ungleichförmigkeitsgrad $C_{u,F} = 4$ kann $d_{60,F}$ bestimmt werden.

$$d_{60,F} = 4 \cdot 1,25 \text{ mm} = 5 \text{ mm} \quad (5.39)$$

Damit kann auch der linke Rand des Körnungsbandes aller möglicher Filterkörnungslinien gezeichnet werden. Damit ergeben sich für den Filter die folgenden Körnungslinien (Abb. 5.15):

Linker Rand des Körnungsbandes: $d_{10,F} = 1,25 \text{ mm}$
 $d_{60,F} = 5 \text{ mm}$

Rechter Rand des Körnungsbandes: $d_{10,F} = 1,4 \text{ mm}$
 $d_{50,F} = 5,1 \text{ mm}$
 $d_{60,F} = 5,6 \text{ mm}$

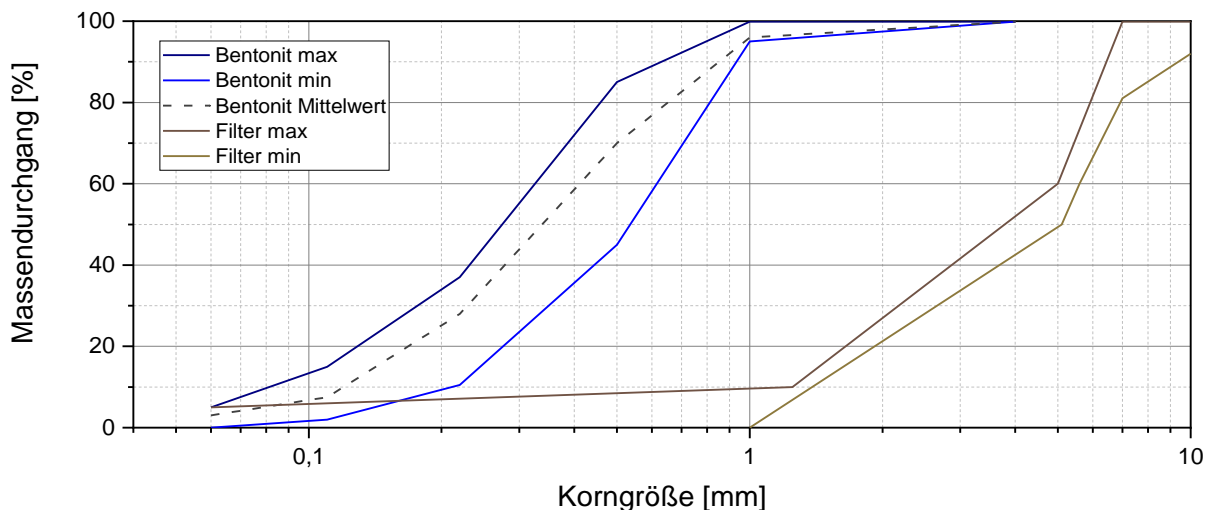


Abb. 5.15: Korngrößenverteilung des Filters im Vergleich zum Körnungsband des Bentonit, geändert und ergänzt nach Juvankoski (2013, S. 33)

Nach Bestimmung des notwendigen Körnungsbandes ist noch die Dicke der Filterschicht zu bestimmen. Nach BAW (2013a) ist für Filter mit $d_{50,F} < 30 \text{ mm}$ eine Mindestdicke von 15 cm bei Filtern im Trockenem und eine Mindestdicke von 20 cm bei Filtern unter Wasser einzuhalten. Für den hier ausgelegten Filter wird von der Mindestdicke unter Wasser ausgegangen und daher eine Mindestdicke von 20 cm gewählt.

Wird fachgerecht ein Filtermaterial mit dem oben gegebenen Körnungsband und einer Mindestdicke von 20 cm eingebaut, kann der Nachweis der Filterstabilität als erfüllt angesehen werden.

5.4.2 Streckenverschluss und Kluftverschluss

Bei einem Streckenverschluss ist die Bewertung der Filterstabilität sowohl für die tonbasierten Dichtelemente als auch für die Filterschichten durchzuführen. Bei der Anwendung des Kontakterosions-Kriteriums für ein Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Gleichung (2.22) angewendet. Als Zahlenwerte für die Parameter des Bentonits wurden die gleichen verwendet wie bei dem Dichtelement im Bohrlochverschluss (Abschnitt 5.4.1).

Gemäß Gleichung (2.22) ergeben sich Werte für den kritischen Gradienten von $\Delta p_{krit} = 1352,7$ bei einem horizontalen hydraulischen Gradienten von 20 Pa/m und $\Delta p_{krit} = 1298,9$ bei einem hydraulischen Gradienten von 1000 Pa/m. Letzterer entspricht einem vergleichsweise hohen regionalen hydraulischen Gradienten. Die hydraulischen Druckgradienten bei einem Dichtelement von 6 m Länge liegen bei 0,002 bzw. 0,1. Damit wäre in beiden Fällen das Kontakterosions-Kriterium mit hoher Sicherheitsreserve erfüllt.

Bei der Anwendung des Piping-Kriteriums für das Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Gleichung (2.23) angewendet. Um den Nachweis gegen Piping zu führen, muss dazu die sogenannte Leckagerate am Dichtelement nach Gleichung (5.30) und den Faktoren gemäß

Tab. 5.4 berechnet werden. In der Formel bezeichnet Δh die Spiegelhöhe der anstehenden Flüssigkeit, L ist die zu durchströmende Länge des Bauwerks. Die Spiegelhöhe Δh kann gemäß dem Verschlusskonzept und unter Ansatz regionaler horizontaler Druckgradienten von beispielsweise 20 oder 1000 Pa/m zu einem anstehenden Druck am Dichtelement von 120 bzw. 6.000 Pa bestimmt werden. Dieser Druck entspricht umgerechnet 0,012 bzw. 0,612 m Wassersäule. Die Bauwerkslänge L beträgt 6 m. Damit ergibt sich $\Delta h^2/L = 0,00002$ bzw. 0,0623. Der vorhandene Quotient $\Delta h^2/L$ liegt unterhalb des kleinsten in der Tabelle angegebenen Wertes. Es wird davon ausgegangen, dass die Werte für den untersten Wertebereich in der Tabelle hierfür gültig sind. Für die Leckagerate Q ergibt sich demnach ein Wert von $7,9 \cdot 10^{-19}$ bzw. $9,8 \cdot 10^{-14}$. Für den Parameter H , der die Mächtigkeit der Dammschicht repräsentiert, wird der äquivalente hydraulische Durchmesser des Dichtelementes von $H = 9$ m angesetzt. Als letztes ist noch der k_f -Wert also die hydraulische Durchlässigkeit für das Dichtelement zu bestimmen. Dies geschieht anhand der Gleichung (5.36). Bei einer Dichte der Flüssigkeit von $1.000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, der Erdbeschleunigung von $9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ und einer Permeabilität des Dichtelementes von $5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$, die dem Leistungsziel für das Dichtelement gemäß dem Verschlusskonzept nach Jobmann & Burlaka (2021) entspricht, ergibt sich ein k_f -Wert von $7,5 \cdot 10^{-09} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Damit kann die Bewertung anhand des Piping-Kriteriums unter Verwendung von Gleichung (2.23) durchgeführt werden. Für den Gradienten ergibt sich ein Wert von $2 \cdot 10^{-6}$ bzw. 0,006. Gemäß dem Kriterium soll der Wert kleiner als 0,4 sein. Das Kriterium wäre damit mit hoher Sicherheitsreserve erfüllt.

Filterschichten

Da der Bentonit identisch zum Bohrlochverschluss angenommen wird, kann die Filterschicht an der Grenze zum Bentonit analog aufgebaut werden. Damit die Filterschicht selbst auch filterstabil gegenüber dem Schotter (Annahme: Gleisschotter G_c RB C nach der derzeit zurückgezogenen (DIN EN 13450:2013-07)) ist, muss an der Grenze zum Schotter eine weitere Körnungslinie eingehalten werden. Die Körnungslinien für die Filterschicht sind aus Tab. 5.1 zu entnehmen.

Die Schichtdicke des Filters sollte am Bentonit mindestens 20 cm und am Schotter mindestens 30 cm betragen. Wird fachgerecht ein Filtermaterial mit dem oben gegebenen Körnungsband

und den angegebenen Minstdicken von 20 und 30 cm eingebaut, kann der Nachweis der Filterstabilität als erfüllt angesehen werden.

Tabelle 5-1: Korngrößenverteilung des Filters an den Grenzen zum Bentonit und Schotter, nach (DIN EN 13450:2013-07)

Korngrößen	Grenze Bentonit		Grenze Schotter	
	Links	Rechts	Links	Rechts
$d_{10,F}$ [mm]	1,25	1,4	6,25	30
$d_{50,F}$ [mm]	-	5,1	-	40
$d_{60,F}$ [mm]	5	5,6	9,375	45

Schachtverschluss

Bei einem Schachtverschluss ist für die Module zur Kluftabdichtung die Bewertung der Filterstabilität sowohl für die tonbasierten Dichtelemente als auch für die Filterschichten durchzuführen.

Dichtelemente

Bei der Anwendung des Kontakterosions-Kriteriums für ein Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Gleichung (2.22) angewendet. Als Zahlenwerte für die Parameter des Bentonit wurden die gleichen verwendet wie bei dem Dichtelement im Bohrlochverschluss (vgl. Tab. 5.3 und Gleichung (5.29)). Es ergeben sich Werte für den kritischen Gradienten von $\Delta p_{krit} = 1004,4$ bei einem horizontalen hydraulischen Gradienten von 100 Pa/m und $\Delta p_{krit} = 967,6$ bei einem hydraulischen Gradienten von 1.000 Pa/m. Letzterer entspricht einem vergleichsweise hohen regionalen hydraulischen Gradienten. Die hydraulischen Druckgradienten bei einem Dichtelement von 6 m Länge liegen bei 0,002 bzw. 0,1. Damit wäre in beiden Fällen das Kontakterosions-Kriterium mit hoher Sicherheitsreserve erfüllt.

Bei der Anwendung des Piping-Kriteriums für ein Bentonit-Dichtelement wird für die rechnerische Bewertung die Gleichung (2.23) angewendet. Um den Nachweis gegen Piping zu führen, muss dazu die sogenannte Leckagerate am Dichtelement nach Gleichung (5.30) und den Faktoren gemäß Tabelle 2 berechnet werden. In der Formel bezeichnet Δh die Spiegelhöhe der anstehenden Flüssigkeit, L ist die zu durchströmende Länge des Bauwerks. Die Spiegelhöhe Δh kann gemäß dem Verschlusskonzept und unter Ansatz regionaler vertikaler Druckgradienten von beispielsweise 100 oder 1.000 Pa/m zu einem anstehenden Druck am Dichtelement von 600 bzw. 6.000 Pa bestimmt werden. Dieser Druck entspricht umgerechnet 0,0612 bzw. 0,612 m Wassersäule. Die Bauwerkslänge L beträgt 6 m. Damit ergibt sich $\Delta h^2/L = 0,00623$ bzw. 0,0623. Der vorhandene Quotient $\Delta h^2/L$ liegt unterhalb des kleinsten in der Tabelle angegebenen Wertes. Es wird davon ausgegangen, dass die Werte für den untersten Wertebereich in der Tabelle hierfür gültig sind. Für die Leckagerate Q ergibt sich demnach ein Wert von $4,5 \cdot 10^{-16}$ bzw. $4,5 \cdot 10^{-13}$. Für den Parameter H , der die Mächtigkeit der Dammschicht repräsentiert, wird er äquivalente hydraulische Durchmesser des Dichtelementes von $H=8,5$ m angesetzt. Als letztes ist noch der k_f -Wert also die hydraulische Durchlässigkeit für das Dichtelement zu bestimmen. Dies geschieht anhand Gleichung (5.36). Bei einer Dichte der Flüssigkeit von $1.000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, der Erdbeschleunigung von $9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ und einer Permeabilität des Dichtelementes von $5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$, die dem Leistungsziel für das Dichtelement gemäß dem Verschlusskonzept entspricht (Jobmann & Burlaka, 2021), ergibt sich ein K_f -Wert von $7,5 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

Damit kann die Bewertung anhand des Piping-Kriteriums unter Verwendung von Gleichung (2.23) durchgeführt werden. Für den Gradienten ergibt sich ein Wert von 0,0013 bzw. 0,013. Gemäß dem Kriterium soll der Wert kleiner als 0,4 sein. Das Kriterium wäre damit mit hoher Sicherheitsreserve erfüllt.

Filterschichten

Für die Filterschichten können die gleichen Kornverteilungen und Abmessungen wie dem Streckverschluss gewählt werden, da die angrenzenden Materialien (Bentonit und Schotter) identisch angenommen werden.

5.5 Lagestabilität des Bohrlochwiderlagers

Auf Grundlage der Konzeptentwicklung für ein Festgesteinswiderlager aus verzahnten Blöcken, die in Jobmann & Burlaka (2021) vorgestellt wurde, wurden numerische Berechnungen durchgeführt, um die Herstellbarkeit und Tragfähigkeit dieses Elements näher zu untersuchen. In Fall des Bohrlochwiderlagers ist die Gewährleistung der Lagestabilität des Bentonitbuffers über den gesamten Bewertungszeitraum das wichtigste Schutzziel.

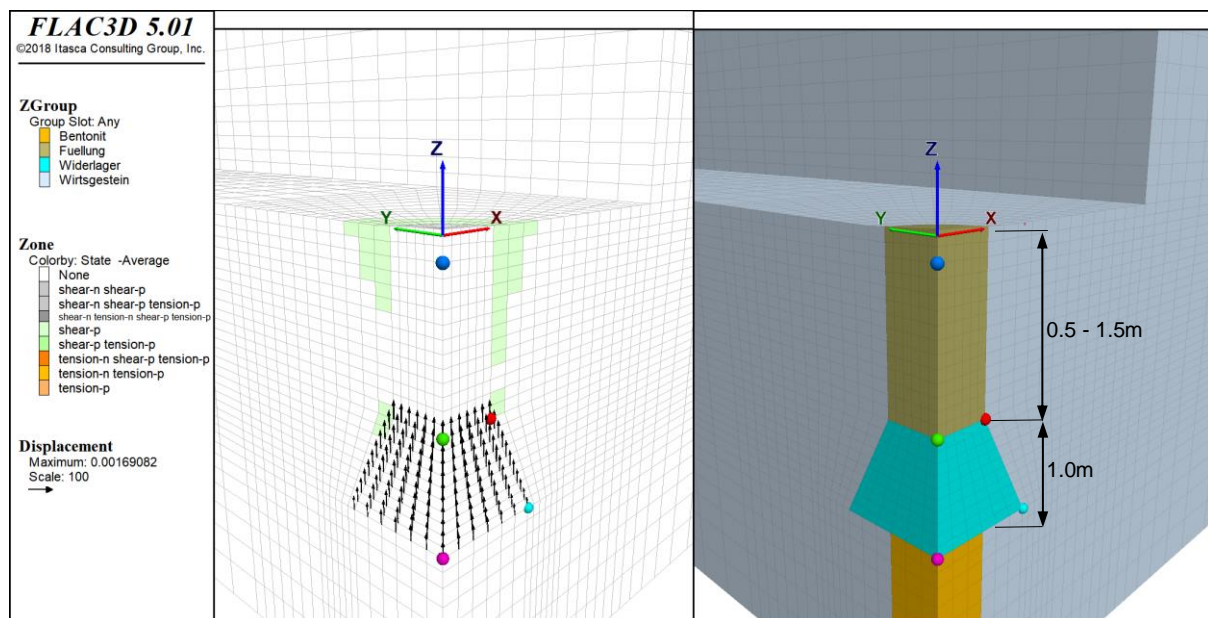


Abb. 5.16: Widerlagerverschiebung und Plastifizierung des Wirtsgestein (links) und die Modellvernetzung (rechts)

Zur Gewährleistung der spezifischen Funktion des Widerlagers, nämlich der Verhinderung der Auflockerung des Buffers, wurde die Druckentwicklung, die durch den hydrostatischen Druck von 6,5 MPa und den Quelldruck des Bentonits auf das Widerlager wirkt, bei der numerischen Berechnung berücksichtigt. Die Drücke sind für Beobachtungspunkte am unteren Ende, in der Mitte und am oberen Ende des Bentonit-Dichtelements aufgezeichnet wie aus der Abb. 5.17 ersichtlich ist. Die Geometrie des Modells entspricht den Abmessungen des multiplen ewG Konzepts. Um die Lagerstabilität des Widerlagers zu prüfen, wurde die Teufe des Widerlagers von 0,5 m bis 1,5 m variiert. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die ideale Teufe des Widerlagers 1,5 m liegt (Abb. 5.16, links). Die maximale Verschiebung des Widerlagers beträgt ca. 1,7 mm nach 2.000 Jahren. Bei einer Dichtelementlänge von 2 m entspricht dies einer potenziellen Auflockerung des Bentonits von 0,085 %. Dies liegt deutlich unterhalb der Toleranzgrenze von 3 %. Die Lagestabilitätsanforderung ist damit eingehalten.

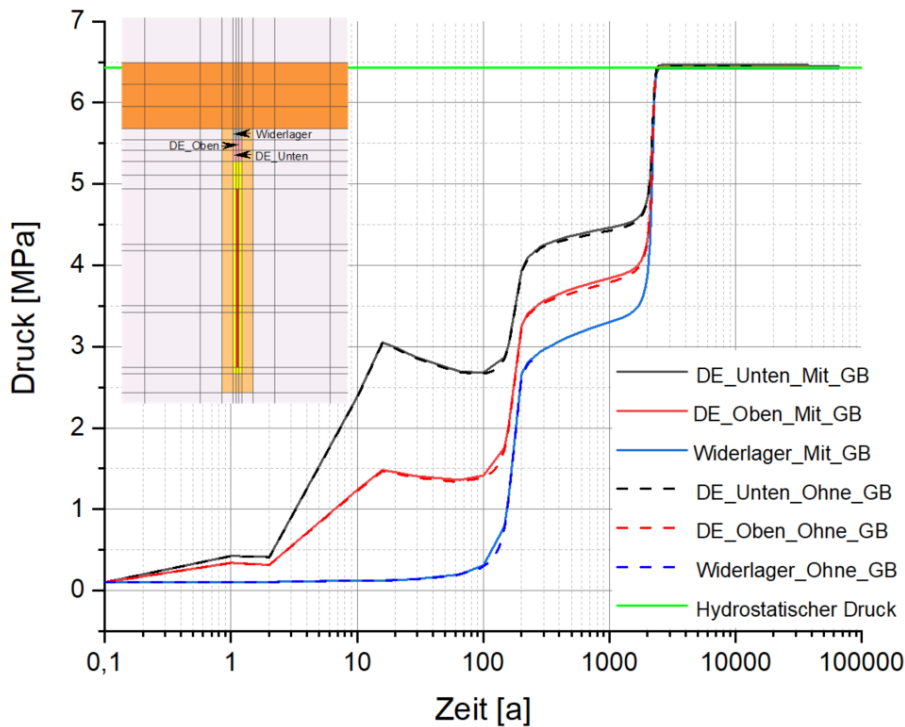


Abb. 5.17: Zeitliche Entwicklung des Drucks auf das Widerlager und den Bentonitbuffer

Am Rand des Bohrloches entstehen Schubspannungen, die bereits bei der Auffahrung des Bohrloches entstanden sind. Ebenso an der Ecke nahe des Widerlagerkopfes sind kleine Bereiche mit Scherspannungen im Wirtsgestein zu erkennen, welche auf die geneigte Kontaktfläche zurückzuführen sind. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass nach der Betriebsphase die Strecken versetzt werden, womit durch das zusätzliche Gewicht von oben weitere Verschiebungen minimiert werden und das Widerlager damit in seiner Funktion unterstützt wird.

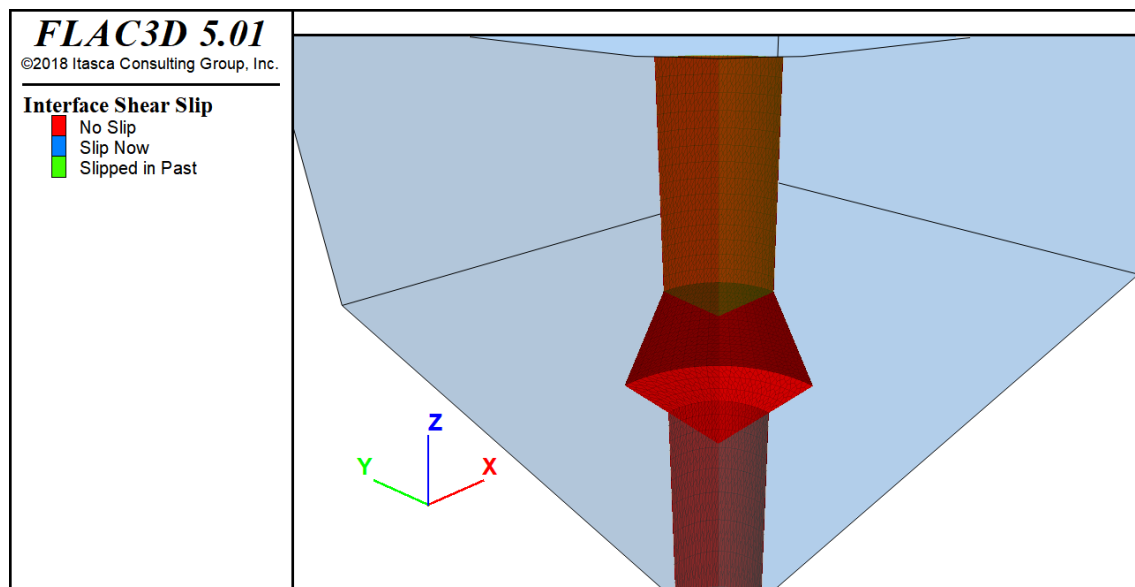


Abb. 5.18: Darstellung des Slipt-Effekts der Abdichtungselemente mittels Interfaces von FLAC3D

Nach Auswertung der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass der Winkel des Widerlagers in einem optimalen Bereich liegt, denn mit einem spitzeren Winkel wäre vermutlich die Herstellung der Bohrlocherweiterung für das Widerlager mühsam. Abb. 5.18 veranschaulicht, dass

ein „Slip-Effekt“ des Widerlagers nicht feststellbar ist, d.h., dass der Kontakt zwischen dem Wirtgestein und der Verfüllung auch nach der Betriebsphase weiterhin vorhanden ist. Abb. 5.19 zeigt eine maximale Verschiebung des Widerlagers von fast 1,7 mm.

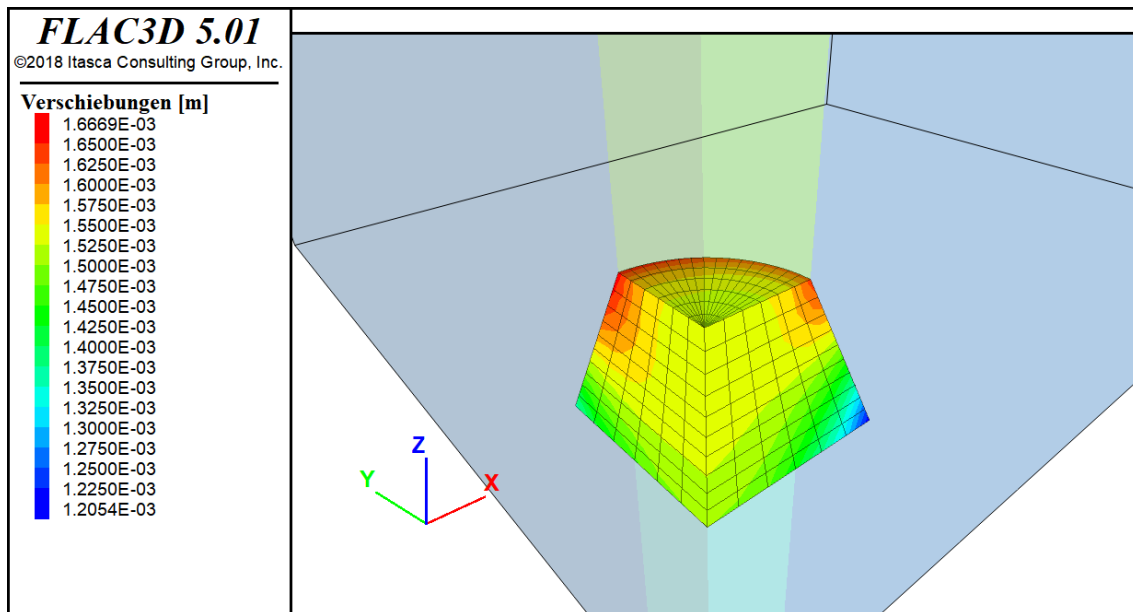


Abb. 5.19: Darstellung der maximalen Verschiebung des Widerlagers

6 Zusammenfassung

Das Verfüll- und Verschlusskonzept nimmt speziell im Zusammenhang mit dem Integritätsnachweis zum einschlusswirksamen Gebirgsbereich (ewG) eine tragende Rolle ein. Klar ist, dass selbst der bestmögliche Standort, auch mit dem ewG, nur dann ein sicheres Endlager beherbergen kann, wenn es gelingt, die notwendigen Durchörterungen des Wirtsgesteins nach Abschluss der Einlagerung langzeitsicher zu verschließen.

Basierend auf den in diesem Projekt entwickelten Verfüll- und Verschlusskonzepten wurde im Rahmen dieses Berichtes dargelegt, in welcher Form die Integrität der technischen und geotechnischen Barrieren bewertet werden kann. Zu diesem Zweck wurden zum einen Kriterien zur Bewertung definiert und zum anderen wurden beispielhaft Bewertungen, sowohl für den Behälter als auch für geotechnische Barriereelemente, durchgeführt und damit die Anwendung der Kriterien und des Bewertungsverfahrens illustriert.

Die Bewertung teilt sich prinzipiell in zwei Blöcke auf. Im ersten Block muss die strukturelle Integrität jedes einzelnen Abdichtbauwerkes gezeigt werden. Die beschriebene Bewertungsmethode greift dabei auf qualifizierte Verfahren zurück, die im Rahmen der internationalen EUROCODE-Standards dokumentiert sind. Darin werden die nachweislich herstellbaren Widerstandsfähigkeiten einer Barriere mit ihren im Laufe der Endlagerentwicklung zu erwartenden Belastungen verglichen. Kann unter Berücksichtigung ausreichender Sicherheiten, die anhand von sogenannten Sicherheitsbeiwerten ebenfalls nach den EUROCODE-Standards spezifiziert werden, gezeigt werden, dass die Widerstände größer sind als die zu erwartenden Belastungen, kann eine positive Bewertung der strukturellen Integrität ausgesprochen werden.

Besondere Schwerpunkte lagen auf der Bewertung der Integrität der Endlagerbehälter als auch auf der Bewertung der sogenannten Filterstabilität geotechnischer Barriereelemente. Die Filterstabilität ist eine Voraussetzung dafür, dass nicht durch langfristige erosive Prozesse eine Materialabtragung erfolgt und die Dichtwirkung der Barriereelemente zunichtegemacht wird.

7 Literaturverzeichnis

- AD, Arbeitsgemeinschaft Druckbehälter, 2020, Merkblatt B 6:2020-01, Zylinderschalen unter äußerem Überdruck AD 2000. Beuth. Berlin
- Akesson, M., 2012, Hydro-mechanical and Chemical/mineralogical Characterizations. Temperature Buffer Test. Svensk kärnbränslehantering (SKB). Solna
- Appel, D.; Baltes, B.; Bräuer, V.; Brewitz, W.; Closs, K.-D.; Duphorn, K.; Gömmel, R.; Haury, H.-J.; Hermann, A.G.; Ipsen, D.; Jentzsch, G.; Kreusch, J.; Kühn, K.; Lux, K.-H.; Papp, R.; Sailer, M.; Röthemeyer, H., & Thomauske, B., 2002, Auswahlverfahren für Endlagerstandorte – Empfehlungen des AkEnd. Arbeitskreis Auswahlverfahren Endlagerstandorte (AkEnd). Berlin
- ASME, American Society of Mechanical Engineers, 1987, Boiler and Pressure Vessel Code, an American National Standard, Section III: Rules for Construction of Nuclear Power Plant Components. 176 p. ASME. Port Ludlow, Washington
- Aubertin, M.; Mbonimpa, M.; Jolette, D.; Bussière, B.; Chapuis, R.; James, M., & Riffon, O., 2002, Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle, Défis & Perspectives: Symposium 2002 sur l'Environnement et les Mines. Rouyn-Noranda
- Aurubis, 2020, Werkstoff Datenblatt Cu-OF, in Aurubis, ed., Werkstoff Datenblatt. Volume Cu-OF. Hamburg
- Bates, J.K.; Bradley, C.R.; Buck, E.C.; Cunnane, J.C.; Ebert, W.L.; Feng, X.; Mazer, J.J.; Wronkiewicz, D.J.; Sproull, J.; Bourcier, W.L.; McGrail, B.P., & Altenhofen, M.K., 1994, A compendium of corrosion characteristics. High-level waste borosilicate glass. U.S. Department of Energy. Springfield, VA.
- BAW, Bundesanstalt für Wasserbau, 2013a, BAW-Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK), in Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), ed. Karlsruhe.
- BAW, Bundesanstalt für Wasserbau, 2013b, Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB), in Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), ed. Karlsruhe.
- Bear, J., 1972, Dynamics of fluids in porous media, American Elsevier Publishing Company, Inc. Michigan. ISBN 9780444001146.
- Bertrams, N.; Herold, P.; Herold, M.; Krone, J.; Lommerzheim, A.; Prignitz, S., & Kuate Simo, E., 2017, Entwicklung eines technischen Konzeptes für ein generisches Endlager für wärmeentwickelnde Abfälle und ausgediente Brennelemente im Kristallgestein in Deutschland. Abschlussbericht. DBE Technology GmbH. Peine
- Berusch, A.; Gomberg, S., & Charles, C., 1993, The DOE Waste acceptance criteria for the DOE's vitrified high-level waste form, in High Level Radioactive Waste Management Program Committee, A., ed., High Level Radioactive Waste Management 1993, April 26-30, 1993. Las Vegas. American Society of Civil Engineers. S. 421-425
- Birle, E., 2011, Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes. Zentrum Geotechnik, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau. Technische Universität München. Dissertation. München

- Brauns, J., 1985, Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchströmung. *Wasserwirtschaft: Wasserwirtschaft*. v. 75. Nr. 5. S. 448-453
- Breidung, K.P., 2002, Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdetfurth Schacht II. Abschlussbericht. K+S AG. Kassel
- Briggs, S.; McKelvie, J.; Sleep, B., & Krol, M., 2017, Multi-dimensional transport modelling of corrosive agents through a bentonite buffer in a Canadian deep geological repository: *Science of The Total Environment*. v. 599-600. S. 348-354. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.04.242>
- Buntebarth, G., 2004, Bestimmung Thermophysikalischer Eigenschaften an Bentonit-Proben. Technischer Bericht. Geophysikalisch-Technisches Büro. Clausthal-Zellerfeld
- Busch, K.F.; Luckner, L., & Tiemer, K., 1993, *Geohydraulik*, Gebrüder Bornträger, Berlin/Stuttgart, Lehrbuch der Hydrogeologie, ISBN 978-3-443-01004-1.
- Carpén, L.; Rajala, P.; Huttunen-Saarivirta, E., & Bomberg, M., Corrosion Behavior of Copper in Simulated Anoxic Groundwater Inoculated with Sulfate Reducing Bacteria and Methanogens, in *Proceedings CORROSION 2017*, New Orleans, Louisiana, USA, March 2017, 2017. New Orleans,
- Cho, W.J.; Lee, J.O., & Kang, C.H., 2000, Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository: *Annals of Nuclear Energy*. v. 27. Nr. 14. S. 1271-1284. [https://doi.org/10.1016/S0306-4549\(99\)00124-3](https://doi.org/10.1016/S0306-4549(99)00124-3)
- Cistin, J., 1967, Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen: *Wasserwirtschaft-Wassertechnik*. Nr. 2. S. 45-49
- Coenen, M.; Schüller, K., & Sendlbeck, H., 1985, Mechanische Glasübergangstemperatur als Kennzeichen für die Struktur und Verarbeitbarkeit glasbildender Schmelzen: *Glass science and technology: international journal of the German Society of Glass Technology (DGG)*. v. 58. Nr. 7. S. 175-190
- Couchman, P.R., & Karasz, F.E., 1978, A classical thermodynamic discussion of the effect of composition on glass-transition temperatures: *Macromolecules*. v. 11. Nr. 1. S. 117-119
- Cross, M.M.; Manning, D.A.C.; Bottrell, S.H., & Worden, R.H., 2004, Thermo-chemical sulphate reduction (TSR): experimental determination of reaction kinetics and implications of the observed reaction rates for petroleum reservoirs: *Organic Geochemistry*. v. 35. S. 393-404
- DafStb, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2011, DAfStb-Richtlinie 2011-03, Wassergefährdende Stoffe, Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUmwS). Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin
- Derkowski, A.; Drits, V.A., & McCarty, D.K., 2012, Rehydration of dehydrated-dehydroxylated smectite in a low water vapor environment: *American Mineralogist*. v. 97. S. 110-127
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 1990, DIN EN 1990:2021-10 Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Beuth Verlag GmbH. Berlin

- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 1993, DIN EN 1993-1-6:2017-07 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 1999a, DIN EN 10160:1999-09, Ultraschallprüfung von Flacherzeugnissen aus Stahl mit einer Dicke größer oder gleich 6 mm (Reflexionsverfahren). Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 1999b, DIN EN 1779:1999-10, Zerstörungsfreie Prüfung - Dichtheitsprüfung, Kriterien zur Auswahl von Prüfmethoden und -verfahren. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2002, DIN EN 13480 Beiblatt 1:2002-08, Metallische industrielle Rohrleitungen, Teil 7: Anleitung für den Gebrauch des Konformitätsbewertungsverfahrens. Beuth Verlag GmbH Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2003, DIN EN 12680-2:2003-06, Gießereiwesen - Ultraschallprüfung, Teil 2: Stahlgussstücke für hoch beanspruchte Bauteile. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2010a, DIN EN 1991-4:2010-12, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 4: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Beuth Verlag GmbH Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2010b, EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2013, DIN EN 13450:2013-07, Gesteinskörnungen für Gleisschotter. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2014, DIN EN 1997-1:2014-03, Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln. Beuth Verlag GmbH Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2015, DIN EN ISO 9001:2015-11, Qualitätsmanagementsysteme, Anforderungen. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2018, DIN 4863:2018-12, Zerstörungsfreie Prüfung, Prüfung von Hardspots an Blechen Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2020, DIN EN 1971-1:2020-02, Kupfer und Kupferlegierungen - Wirbelstromprüfung an Rohren zur Messung von Fehlern an nahtlos gezogenen runden Rohren aus Kupfer und Kupferlegierungen, Teil 1: Prüfung mit umfassender Spule auf der Außenseite. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2021a, DIN 1054:2021-04, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd und Grundbau, Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2021b, DIN EN 13445-1:2021-12, Unbefeuerte Druckbehälter, Teil 1: Allgemeines; Deutsche Fassung EN 13445-1:2021 Beuth Verlag GmbH. Berlin
- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2022a, DIN 18196:2022-02, Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Beuth Verlag GmbH. Berlin

- DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., 2022b, DIN EN ISO 10675-1:2022-03, Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen - Zulässigkeitsgrenzen für die Durchstrahlungsprüfung, Teil 1: Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen. Beuth Verlag GmbH. Berlin
- Dou, W.; Jia, R.; Jin, P.; Liu, J.; Chen, S., & Gu, T., 2018, Investigation of the mechanism and characteristics of copper corrosion by sulfate reducing bacteria: Corrosion Science. v. 144. <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2018.08.055>
- Eberth, S., & Müller-Hoepe, N., 2009, Übertragung des Sicherheitsnachweiskonzeptes für ein Endlager im Salz auf andere Wirtsgesteine. ÜBERSICHT. DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- El Hajj, H.; Abdelouas, A.; Grambow, B.; Martin, C., & Dion, M., 2010, Microbial corrosion of P235GH steel under geological conditions: Physics and Chemistry of the Earth. v. 35. S. 248-253. <https://doi.org/10.1016/j.pce.2010.04.007>
- EndSiAnfV, Endlagersicherheitsanforderungsverordnung, 2020, Verordnung über Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung hochradioaktiver Abfälle, in Bundesministerium für Umwelt, N. u. n. S., ed., EndSiAnfV. Berlin
- Franke, S., 2022, Taschenbuch der Gießerei-Praxis, Schiele & Schön GmbH. Berlin. ISBN: 978-3-7949-0957-5.
- Fredlund, D.G., & Rahardjo, H., 1993, Measurements of Soil Suction, Soil Mechanics for Unsaturated Soils. Wiley. S. 64-106
- Geiß, M., 1986, Plastische Dehnungskonzentration im Einspannbereich von Zylinderschalen bei Überlastung Institut für Reaktorentwicklung. Kernforschungszentrum Karlsruhe. Dissertation. Karlsruhe
- Grant, S.A., & Salehzadeh, A., 1996, Calculation of temperature effects on wetting coefficients of porous solids and their capillary pressure functions: Water Resources Research. v. 32. Nr. 2. S. 261-270
- Hänel, B., & FKM, Forschungskuratorium Maschinenbau, 2003, Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile aus Stahl, Eisenguss- und Aluminiumwerkstoffen, in FKM, ed. Frankfurt am Main
- Haynes, W.M.; Lide, D.R., & Bruno, T.J., 2016, CRC handbook of chemistry and physics, Productivity Press, ISBN 978-1498754286.
- Hazen, A., 1917, Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, Volume II State Sanitation: A Review of the Work of the Massachusetts State Board of Health, Volume II. Harvard University Press. S. 232-248
- Hedin, A., 2003, Planning report for the safety assessment SR-Can. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm
- Herbert, H.J.; Kasbohm, J.; Lan, N.T.; Meyer, L.; Thao, H.T.M., & Xie, M., 2011, Fe-Bentonite: Experiments and Modeling of the Interactions of Bentonites with Iron. Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH. Köln
- Herold, P.; Keller, A.; Leonhard, J.; León Vargas, R.P., & Bertrams, N., 2020, Entwicklung technischer Konzepte zur Rückholung von Endlagerbehältern mit wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen und ausgedienten Brennelementen aus einem HAW-Endlager in Kristallingestein. KOREKT. BGE TECHNOLOGY GmbH. Peine

- Herold, P., & Kudla, W., 2020, Konzeptentwicklung für Schachtverschlüsse und Test von Funktionselementen von Schachtverschlüssen. Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle (ELSA - Phase 2). Technische Universität Bergakademie Freiberg, BGE TECHNOLOGY GmbH. Freiberg
- Herold, P.; Prignitz, S.; Simo Kuate, E.; Filbert, W., & Bertrams, N., 2018, Entwicklung technischer Konzepte zur Rückholung von Endlagerbehältern mit wärmeentwickelnden radioaktiven Abfällen und ausgedienten Brennelementen aus Endlagern in Salz- und Tongesteinsformationen. ERNESTA. BGE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Huang, W.-L.; Bassett, W.A., & Wu, T.-C., 1994, Dehydration and hydration of montmorillonite at elevated temperatures and pressures monitored using synchrotron radiation: *American Mineralogist*. v. 79. Nr. 7-8. S. 683-691
- Huang, W.L.; Bassett, W.A., & Wu, T.C., 1994, Dehydration and hydration of montmorillonite at elevated temperatures and pressures monitored using synchrotron radiation: *American Mineralogist*. v. 79. S. 683-691
- Hurst, V.J., & Pickering, S.M., 1997, Origin and classification of coastal plain kaolins, south-eastern USA, and the role of groundwater and microbial action: *Clays and Clay Minerals*. v. 45. Nr. 2. S. 274-285
- Huttunen-Saarivirta, E.; Rajala, P.; Bomberg, M., & Carpén, L., 2017a, Corrosion of copper in oxygen-deficient groundwater with and without deep bedrock micro-organisms: Characterisation of microbial communities and surface processes: *Applied Surface Science*. v. 396. S. 1044-1057
- Huttunen-Saarivirta, E.; Rajala, P., & Carpén, L., Microbially induced corrosion (MIC) of carbon steel and stainless steels grades EN 1.4301 and EN 1.4432 in deep bedrock environment, in *Proceedings 20th International Corrosion Congress & Process Safety Congress 2017, Eurocorr 2017* 2017b. DECHEMA. S. 2284-2301
- IAEA, International Atomic Energy Agency, 2015, Quality Management Audits in Nuclear Medicine Practices, INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY (IAEA), IAEA Human Health Series. Vienna.
- Jacinto, A.C.; Villar, M.V.; Gómez-Espina, R., & Ledesma, A., 2009, Adaptation of the van Genuchten expression to the effects of temperature and density for compacted bentonites: *Applied Clay Science*. v. 42. S. 575-582
- Javed, M.A., & Wade, S.A., Microbiologically influenced corrosion of copper and its alloys - a review, in *Proceedings Annual Conference of the Australasian Corrosion Association*, 13-16 November 2016, Auckland, New Zealand, 2016. Volume 1. Australasian Corrosion Association (ACA)
- Jobmann, M., & Burlaka, V., 2021, Verfüll- und Verschlusskonzepte für Endlager im Kristalline Gestein in Deutschland. CHRISTA-II. BGE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Jobmann, M.; Burlaka, V.; Flügge, J.; Frank, T.; Frenzel, B.; Guevara Morel, C.; Hassanzade-gan, A.; Johnen, M.; Krumbholz, M.; Leon Vargas, R.P.; Lommerzheim, A.; Maßmann, J.; Mayer, K.-M.; Meleshyn, A.; Mrugalla, S.; Müller, C.; Noseck, U.; Rübel, A.; Simo, E.; Sönke, J.; Stark, L.; Thiedau, J.; Weihmann, S.; Weitkamp, A., & Wolf, J., 2021, Methodisches Vorgehen zur sicherheitlichen Bewertung von Endlagersystemen im Kristallin in Deutschland - Synthesebericht. CHRISTA-II. BGE TECHNOLOGY GmbH. Peine

- Jobmann, M.; Burlaka, V.; Meleshyn, A., & Rübel, A., 2016, Spezifische Prozessanalysen. TEC-13-2016-B. Projekt ANSICHT. GRS, DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Juvankoski, M., 2013, Buffer Design 2012 - Posiva Report No. 2012-14. Posiva Report. Posiva Oy. Eurajoki
- Karnland, O.; Olsson, S.; Dueck, A.; Birgersson, M.; Nilsson, U.; Hernan-Håkansson, T.; Pedersen, K.; Nilsson, S.; Eriksen, T.E., & Rosborg, B., 2009, Long term test of buffer material at the Äspö Hard Rock Laboratory. Final report on the A2 test parcel. LOT project. Clay Technology AB, Microbial Analytics Sweden AB and Göteborg University, Rosborg Consulting. Stockholm
- Keech, P.; Vo, P.; Ramamurthy, S.; Chen, J.; Jacklin, R., & Shoesmith, D., 2014, Design and development of copper coatings for long term storage of used nuclear fuel: Corrosion Engineering, Science and Technology. v. 49. S. 425-430. <https://doi.org/10.1179/1743278214Y.00000000206>
- King, F., 2008, Corrosion of carbon steel under anaerobic conditions in a repository for SF and HLW in Opalinus Clay. Technical Report NTB. Integrity Corrosion Consulting Ltd. Wettingen
- King, F.; Lilja, C.; Pedersen, K.; Pitkänen, P., & Vähänen, M., 2010, An update of the state-of-the-art report on the corrosion of copper under expected conditions in a deep geologic repository. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB)
- Kreienmeyer, M.; Lerch, C.; Polster, M., & Tholen, M., 2008, Nachweiskonzept zur Integrität der einschlusswirksamen technischen Barrieren. Bericht AP5. DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Krieg, R.; Seidenfuss, M.; Dolensky, B.; Jordan, T.; Lux, M.; Malmberg, T.; Messemer, G.; Rieger, H.; Aktaa, J.; Diegele, E.; Hofer, D.; Materna-Morris, E.; Schmitt, R., & Autoren, u.a., 2003, Limit strains for severe accident conditions. Synthesis report of the EU-project LISSAC. Karlsruhe
- KTA, Kerntechnische Ausschuss, 1988, 3401.1, Sicherheitstechnische Regel des KTA - Reaktorsicherheitsbehälter aus Stahl, Teil 1: Werkstoffe und Erzeugnisforme. Kerntechnischen Ausschusses. Salzgitter
- Kudla, W.; Schreiter, F.; Gruner, M.; Jobmann, M.; Bollingerfehr, W.; Müller-Hoeppe, N., & Herold, P., 2013, Schachtverschlüsse für Endlager für hochradioaktive Abfälle. ELSA Teil 1. Freiberg, Peine
- Kursten, B., 2004, Results from corrosion studies on metallic components and instrumentation installed in the OPHELIE mock-up, in Proceedings EIG EURIDICE' OPHELIE, Mol, Belgium, 2004 2004. Belgian Nuclear Research Centre (SCK CEN)
- Kursten, B.; Cornélis, B.; Labat, S., & Vanlsegghem, P., 1997, Completion of the corrosion programme in Boom clay - in situ experiments. Belgian Nuclear Research Centre (SCK CEN) Luxemburg
- Laursen, C., 2011, Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt "Standicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen", in (BAW), B. f. W., ed., BAW Mitteilungen Nr. 94 2011. Volume 94-2011. Karlsruhe. Bundesanstalt für Wasserbau
- Liu, J., 2006, Coupled transport/reaction modelling of copper canister corrosion aided by microbial processes. SKI Report. Royal Institute of Technology, Dept. of Chemical Engineering and Technology. Stockholm

- Macdonald, D.D., & Sharifi-Asl, S., 2011, Is Copper Immune to Corrosion When in Contact With Water and Aqueous Solutions? 2011:09. Center for Electrochemical Science and Technology Dept. of Materials Science and Engineering Pennsylvania State Univ. (United States). Stockholm
- Macherauch, E., & Zoch, H.-W., 2019, V60 Zyklisches Kriechen, Praktikum in Werkstoffkunde: 100 ausführliche Versuche aus wichtigen Gebieten der Werkstofftechnik. Wiesbaden. Springer Fachmedien Wiesbaden. S. 473-478
- Mansour, B.G.S., 2005, Investigations on Design and Rehabilitation Options for River Barrages with Special Respect to Piping. Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau. Leibniz Universität Hannover. Doctoral Thesis. Hannover
- Mazurin, O., & Gankin, Y., 2008, Glass Transition Temperature: Problems of Measurement Procedures: Glass Technology - European Journal of Glass Science and Technology. v. A. Nr. 5. S. pp. 229-233(5)
- Meleshyn, A., 2011, Microbial processes relevant for the long-term performance of radioactive waste repositories in clays. GRS - 291. Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH. Köln
- Müller-Hoepe, N.; Breustedt, M.; Czaikowski, O.; Wolf, J., & Wieczorek, K., 2012a, VSG: Integrität geotechnischer Barrieren - Teil 2 Vertiefte Nachweisführung (AP 9.2). Vorläufigen Sicherheitsanalyse Gorleben (VSG). GRS, DBE TEC. Peine
- Müller-Hoepe, N.; Buhmann, D.; Czaikowski, O.; Engelhardt, H.-J.; Herbert, H.-J.; Lerch, C.; Linkamp, M.; Wieczorek, K., & Xie, M., 2012b, Integrität geotechnischer Barrieren, Teil 1 Vorbemessung - AP 9.2. Vorläufigen Sicherheitsanalyse Gorleben (VSG). DBE TEC, GRS. Peine
- Müller-Hoepe, N.; Buhmann, D.; Czaikowski, O.; Engelhardt, J.; Herbert, H.J.; Lerch, C.; Linkamp, M.; Wieczorek, K., & Xie, M., 2012c, Integrität geotechnischer Barrieren - Teil 1 Vorbemessung. Vorläufigen Sicherheitsanalyse Gorleben (VSG). DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Müller-Hoepe, N., & Eberth, S., 2009, Übertragung des Sicherheitsnachweiskonzeptes für ein Endlager im Salz auf andere Wirtsgesteine. ÜBERSICHT. DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Müller-Hoepe, N., & Krone, J., 1999, Ein neuer Ansatz zur Bewertung der Wirksamkeit von Barrieren im Endlager. Abschlussbericht. DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Mutz, A., 2011, Strukturmechanische Bewertung von Rohrleitungskomponenten und -systemen in Energiewandlungsanlagen unter Berücksichtigung der realen Werkstoffcharakteristik. Materialprüfungsanstalt (MPA). Universität Stuttgart. Dissertation. Stuttgart
- Neretnieks, I., 2006, Flow and transport through a damaged buffer – exploration of the impact of a cemented and an eroded buffer. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm
- Neretnieks, I.; Liu, L., & Moreno, L., 2010, Mass transfer between waste canister and water seeping in rock fractures. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm

- Nicholson, W.L.; Munakata, N.; Horneck, G.; Melosh, H.; Melosh, J., & Setlow, P., 2000, Resistance of *Bacillus* endospores to extreme terrestrial and extraterrestrial environments: Microbiology and Molecular Biology Reviews. v. 64. S. 548-572
- ONDRAF/NIRAS, 2001, The Second Safety Assessment and Feasibility Interim Report (SAFIR 2 Report) on HLW Disposal in Boom Clay: Overview of the Belgian Programme. NIROND 2001-06 E. MRS Proceedings. Brüssel
- Ottosen, N.S., 1977, A Failure Criterion for Concrete. American Society of Civil Engineers. Engineering Mechanics Division. Journal, 103(4). S. 527-535.
- Perzmaier, S., & Haselsteiner, R., 2006, Der Systemansatz zur Beurteilung der Gefahr der Hydrodynamischen Bodendeformation: Geotechnik. v. 29. Nr. 29. S. 335-348
- Perzmaier, S., & Haselsteiner, R., 2006, Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation: Geotechnik. v. 29. Nr. 4. S. 335-348
- Petersen, C., 1982, Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, Vieweg+Teubner Verlag. Wiesbaden. ISBN: 978-3-663-20520-3.
- Platts, N.; Blackwood, D.J., & Naish, C.C., 1994, Anaerobic oxidation of carbon steel in granitic groundwaters: A review of the relevant literature. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm
- Puigdomenech, I.; Ambrosi, J.-P.; Eisenlohr, L.; Lartigue, J.; Banwart, S.; Bateman, K.; Milodowski, A.; West, J.; Griffault, M.; Gustafsson, E.; Hama, K.; Yoshida, H.; Kotelnikova, S.; Pedersen, K.; Michaud, V.; Trotignon, L.; Rivas Perez, J., & Tullborg, E.-L., 2001, O₂ depletion in granitic media. Technical Report of the REX project. Svensk Kärnbränslehantering AB. Stockholm
- Pytte, A.M., & Reynolds, R.C., 1989, The thermal transformation of smectite to Illite, Naer MC & McCulloh, T.H. (eds.): Thermal History of Sedimentary Basins, Chapter 8:133-140. Springer, New York
- Raiswell, R., & Canfield, D.E., 1996, Rates of reaction between silicate iron and dissolved sulfide in Peru Margin sediments: Geochimica et Cosmochimica Acta. v. 60. S. 2777-2878
- Richter, F., 2010, Die physikalischen Eigenschaften der Stähle. Teil I: Tafeln und Bilder. Das 100 - Stähle - Programm, Abschlussbericht. Mülheim an der Ruhr
- Schmidt, H.-H., 2001, Eigenschaften von Böden und Fels, in Schmidt, H.-H., ed., Grundlagen der Geotechnik. Wiesbaden. Vieweg+Teubner Verlag. S. 38-99
- Schmitz, S., 2007, Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen. Univ. der Bundeswehr München. Dissertation. München
- Semar, O., 2010, Anwendung der Perkolationstheorie zur Analyse des suffosiven Partikeltransportes. Fakultät Bauingenieurwesen. Bauhaus-Universität Weimar. Dissertation. Weimar
- She, H.Y., & Sleep, B.E., 1998, The effect of temperature on capillary pressure-saturation relationships for air-water and perchloroethylene-water systems: Water Resources Research. v. 34. Nr. 10. S. 2587-2597
- Sivakumar, V.; Tan, W.; Murray, E., & McKinley, J., 2006, Wetting, drying and compression characteristics of compacted clay: Geotechnique. v. 56. Nr. 1. S. 57-62

- SKB, Svensk Kärnbränslehantering AB, 2010a, Corrosion calculations report for the safety assessment SR-Site. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm
- SKB, Svensk Kärnbränslehantering AB, 2010b, Design and production of the KBS 3 repository. TR-10-12. Technical Report. Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Stockholm
- SKI, Strålsäkerhetsmyndigheten, & Dixon, D.A., 2019, Review of the T-H-M-C Properties of MX-80 Bentonite. 2019-07. NWMO-TR. Golder Associates Limited and Nuclear Waste Management Organization. Toronto, Ontario
- Speck, K., & Curbach, M., 2010, Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone: Beton- und Stahlbetonbau. v. 105. Nr. 4. S. 233-243.
<https://doi.org/10.1002/best.200900077>
- Srodón, J., 1999, Use of clay minerals in reconstructing geological processes: recent advances and some perspectives: Clay Minerals. v. 34. S. 27-37
- Stoltenhoff, T.; Kreye, H., & Richter, H.J., 2001, An Analysis of the Cold Spray Process and Its Coatings: Journal of Thermal Spray Technology. v. 11. S. 542–550.
<https://doi.org/10.1361/105996302770348682>
- Teichmann, L., 2002, Geotechnische Messungen; Untersuchungen zur Schottersäule Schacht 1. FuE-Vorhaben Schachtverschluss Salzdetfurth. Peine
- Truche, L.; Berger, G.; Destrigneville, C.; Pages, A.; Guillaume, D.; Giffaut, E., & Jacquot, E., 2009, Experimental reduction of aqueous sulphate by hydrogen under hydrothermal conditions: implication for the nuclear waste storage: Geochimica et Cosmochimica Acta. v. 73. S. 4824-4835
- Truche, L.; Jodin-Caumon, M.C.; Lerouge, C.; Berger, G.; Mosser-Ruck, R.; Giffaut, E., & Michau, N., 2013, Sulphide mineral reactions in clay-rich rock induced by high hydrogen pressure. Application to disturbed or natural settings up to 250 °C and 30 bar: Chemical Geology. v. 351. S. 217-228
- Tschugajew, R., 1965, Sur le calcul de la résistance à la filtration de fondations des barrages Gidrotechniceskoe Stroitel'stro. v. 35. S. 34-37
- Vo, P.; Poirier, D.; Legoux, J.-G.; Keech, P.G.; Doyle, D.; Jakupi, P., & Irissou, E., 2015, Development of Cold Spray Technology for Copper Coating of Carbon Steel Used Fuel Container Prototypes for CANDU Fuel. Nuclear Waste Management Organization. Toronto
- Wersin, P.; Alt-Epping, P.; Pekala, M.; Pitkänen, P., & Snellman, M., 2017, Modelling Sulfide Fluxes and Cu Canister Corrosion Rates in the Engineered Barrier System of a Spent Fuel Repository: Procedia Earth and Planetary Science. v. 17. S. 722-725.
<https://doi.org/10.1016/j.proeps.2016.12.183>
- Whitney, G., 1990, Role of water in the smectite-to-illite reaction: Clays and Clay Minerals. v. 38. Nr. 4. S. 343-350
- Witt, K.-J., 2007, Überlegungen zu geotechnischen Anforderungen an Oberflächenabdichtungssysteme, in Ramke, H.-G., Witt, K. J., Bräcker, W., Tied, M., Düllmann, H., and Melchior, S., eds., Anforderungen an Deponie-Oberflächenabdichtungssysteme, Volume 6. Höxter. Höxteraner Berichte angew. Umweltwissenschaften

- Witt, K.-J., & Ramke, H.-G., 2003, Empfehlungen des Arbeitskreises 6.1 'Geotechnik der Deponiebauwerke' der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT): Bau-technik. v. 80. Nr. 9. S. 565-579. <https://doi.org/10.1002/bate.200304610>
- Wunderlich, A.; Jobmann, M.; León Vargas, R.P., & Seidel, D., 2021, Analysen zur Integrität der technischen und geotechnischen Barrieren eines HAW Endlagers im Tongestein in Deutschland. ANSICHT-II. BGE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Yildizdag, K.; Herklotz, M.; Jobmann, M.; Polster, M.; Schonebeck, M., & Uhlig, L., 2008, Investigation on the THM Behavior of a Heated Bentonite Barrier by Measurements and Numerical Calculations. MUSTER. DBE TECHNOLOGY GmbH. Peine
- Ziems, J., 1967, Neue Erkenntnisse hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit der Lockergesteine gegenüber Wirkungen des Sickerwassers: Wasserwirtschaft-Wassertechnik. v. 17. S. 50 - 55
- Ziems, J., 1968, Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen. TU Dresden. Dissertation. Dresden
- Zou, Y., 2000, Der vom Spannungszustand und vom Bodengefüge abhängige Erosionsdurchbruch bindiger Böden: Wasserwirtschaft. v. 90. Nr. 11. S. 554-559
- Zuo, J.; Liu, H., & Li, H., 2015, A theoretical derivation of the Hoek–Brown failure criterion for rock materials: Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. v. 7. Nr. 4. S. 361-366. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.03.008>

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