

Planfeststellungsverfahren zur Stilllegung des Endlagers für radioaktive Abfälle Morsleben

Verfahrensunterlage

Titel: Nachweisführungen zur Langzeitsicherheit, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben

Autor: Rauche, H., Sitz, P., Lukas, V., Rumphorst, K., Lippmann, G., Wagner, K. & Teichert, T.

Erscheinungsjahr: 2003

Unterlagen-Nr.: P 177

Revision: 00

Unterlagenteil:



BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 2 von 209

ZUSAMMENFASSUNG

ERCOSPLAN Ingenieurgesellschaft Geotechnik und Bergbau mbH, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau, Kali und Salz Consulting GmbH

Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben

Stichworte: ERA Morsleben, Schachtverschlusssystem, Nachweisführung, Langzeitstabilität, Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Sicherheit

Im Auftrag des BfS führte die ARGE Untersuchungen hinsichtlich der Langzeitbeständigkeit der einzusetzenden Baumaterialien sowie zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlussbauwerke durch.

Die Nachweisführungen berücksichtigen einen Betrachtungszeitraum von 30.000 Jahren und einen durch die Schachtverschlüsse durchtretenden Fluidvolumenstrom von kleiner 2 m³/a als Zielvorgabe für die Gebrauchstauglichkeit.

Im Ergebnis wurden zunächst Nachweise der Langzeitstabilität für Bentonit gegenüber wässrigen Lösungen aus dem Deckgebirge, für Bitumen/Asphalte sowie für Schotter, Kiese, Sande geführt. Darauf aufbauend wurden die Nachweise für die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der im Konzept entworfenen Schachtverschlussbauwerke erbracht. Abschließend erfolgt eine Wertung in Bezug auf die mit dem Bauwerksentwurf erreichten Sicherheitsniveaus.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 3 von 209

INHALTSVERZEICHNIS

ZUSAMMENFASSUNG	2
INHALTSVERZEICHNIS	3
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	5
TABELLENVERZEICHNIS	7
ANLAGENVERZEICHNIS	8
ABKÜRZUNGEN UND SYMBOLE	9
1 AUFGABENSTELLUNG, METHODISCHE VORGEHENSWEISE UND ZIELVORGABEN FÜR DIE NACHWEISFÜHRUNG	14
1.1 Zielvorgaben	15
1.2 Methodische Vorgehensweise	17
2 FESTLEGUNG VON BEMESSUNGSZIELEN UND KRITERIEN FÜR DIE NACHWEISFÜHRUNGEN	18
2.1 Kriterien zur Beurteilung der Langzeitstabilität der Schachtverschlussmaterialien	18
2.2 Bemessungsziele und Kriterien für die geomechanischen Nachweisführungen	19
2.3 Bemessungsziele und Kriterien für die geohydraulische Nachweisführung	22
3 NACHWEISFÜHRUNGEN ZUR LANGZEITSTABILITÄT DER EINGESETZTEN SCHACHTVERSCHLUSSMATERIALIEN	23
3.1 Nachweis der Langzeitstabilität von Bentoniten und Tonen	23
3.2 Nachweis der Langzeitstabilität von Asphalten und Bitumen	30
3.3 Nachweis der Langzeitstabilität von Schottern, Kiesen und Sanden	38
4 ERLÄUTERUNGEN ZU DEN BAUWERKSENTWÜRFEN FÜR DIE SCHÄCHTE MARIE UND BARTENSLEBEN	40
5 GEBIRGSMECHANISCHE UND GEOHYDRAULISCHE NACHWEISFÜHRUNGEN ZUR TRAGFÄHIGKEIT UND GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT	45
5.1 Gebirgsmechanische Untersuchungen zum Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis	45
5.1.1 Vorgehensweise bei der geomechanischen Modellierung	45
5.1.2 Modellgeometrien, Randbedingungen und Materialeigenschaften	47
5.1.3 Numerische Modellierung mit dem Programmsystem FLAC	58
5.1.4 Belastungsszenarien und Berechnungsfälle	61

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 4 von 209

5.1.5	Berechnungsergebnisse und Auswertungsmethodik	67
5.1.6	Darstellung und Auswertung der Berechnungsergebnisse	73
5.1.7	Einschätzung des Sicherheitsniveaus	81
5.2	Geohydraulische Untersuchungen zum Gebrauchstauglichkeitsnachweis	82
5.2.1	Vorgehensweise	82
5.2.2	Deckgebirgsdichtung	84
5.2.2.1	Dichthorizonte im Deckgebirge und hydraulische Kennwerte	84
5.2.2.1.1	Dichthorizonte Schacht Marie	84
5.2.2.1.2	Dichthorizonte Schacht Bartensleben	86
5.2.2.2	Dichtmaterialauswahl und hydraulische Kennwerte	87
5.2.2.3	Geohydraulische Modellrechnungen	93
5.2.2.3.1	Referenzmodell	93
5.2.2.3.2	Berechnungen Schacht Marie	94
5.2.2.3.3	Berechnungen Schacht Bartensleben	98
5.2.2.4	Einschätzung des Sicherheitsniveaus	100
5.2.3	Durch- bzw. Umströmung der Asphaltdichtelemente	102
5.2.3.1	Angreifende Wässer und saline Lösungen	102
5.2.3.2	Gebirgstemperaturen	102
5.2.3.3	Materialauswahl Asphalt/Bitumen	104
5.2.3.4	Bemessung der Asphalt dichtungen	107
5.2.3.5	Einschätzung des Sicherheitsniveaus	120
5.2.4	Durchfluss durch das Gesamtsystem	122
5.2.5	Aussagen zu Asphaltverlusten	123
5.2.5.1	Zusammenstellung von Daten und Richtwerten aus der Praxis	123
5.2.5.2	Eindringen von Asphalt in permeable Gebirgsbereiche	126
5.2.5.3	Sedimentationsverhalten der Asphaltfüller	127
5.2.5.4	Einschätzung des Sicherheitsniveaus	127
6	ZUSAMMENFASSENDE INGENIEURTECHNISCHE EINSCHÄTZUNG	128
	QUELLENVERZEICHNIS	131

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1:	Geometrie und Randbedingungen des Gesamtmodells	48
Abb. 2:	Modellgeometrie des Teilmodells für den Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2	50
Abb. 3:	Geometrie und Randbedingungen für ein trapezförmiges Füllort	50
Abb. 4:	Numerische Modellierung des Gesamtmodells Schacht Marie in FLAC	58
Abb. 5:	Numerische Modellierung des Teilmodells des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 in FLAC (Vernetzung)	59
Abb. 6:	Numerische Modellierung eines trapezförmigen Füllortes in FLAC	60
Abb. 7:	Prinzipskizze der Lastangriffsflächen des Fluiddruckes von oben und unten	62
Abb. 8:	Schacht Marie – Lage der potentiellen Dichthorizonte und deren hydraulische Kennwerte – schematische Darstellung	85
Abb. 9:	Schacht Bartensleben – Lage der potentiellen Dichthorizonte und deren hydraulische Kennwerte – schematische Darstellung	87
Abb. 10:	Zusammenhang zwischen Quelldruck und Bentonittrockendichte gegenüber Wasser nach [83]	89
Abb. 11:	Schematische Darstellung des Modellaufbaus für den Schacht Marie	95
Abb. 12:	Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in z-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Marie	96
Abb. 13:	Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Marie	97
Abb. 14:	Schematische Darstellung des Modellaufbaus für den Schacht Bartensleben	98
Abb. 15:	Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in z-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Bartensleben	99
Abb. 16:	Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in x, bzw. y-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Bartensleben	100
Abb. 17:	Geothermische Karte Norddeutschlands; Temperaturverteilung in 500 m Teufe [90]	103

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 6 von 209

Abb. 18:	Dynamische Viskositäten von Bitumen B 200 und B 80 in Abhängigkeit von der Temperatur nach [11]	106
Abb. 19:	Prinzipskizze zur Permeabilitätserhöhung durch Änderung des Spannungszustandes bei Ansatz eines ebenen, isotropen Grundspannungszustandes im Schacht	110
Abb. 20:	Volumenstrom durch die aufgelockerten Gebirgsbereiche um das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 und der dazugehörige Sicherheitskoeffizient aufgetragen über die Länge des Dichtelementes	116
Abb. 21:	Volumenstrom durch die aufgelockerten Gebirgsbereiche um das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 und der dazugehörige Sicherheitskoeffizient aufgetragen über die Länge des Dichtelementes	119
Abb. 22:	Nachfüllmengen an Asphalt in Gleitschächten nach [99] (Nachfüllmengen [m ³] sind auf 1.000 m ² Mantelfläche umgerechnet)	124

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1:	Degradationsverluste von Bitumen/Asphalten im Nachweiszeitraum unter Berücksichtigung aerober und anaerober Verhältnisse bei Angriffsflächen von 100 m ²	35
Tabelle 2:	Historische Analoga für Bitumen und Asphalte	38
Tabelle 3:	Bauwerksentwürfe Schächte Marie und Bartensleben	41
Tabelle 4:	Materialparameter des Gebirges nach [73], [74]	53
Tabelle 5:	Materialparameter der Verfüllsäule und der Kontaktzone nach [14], [75], [76], [77], [78]	54
Tabelle 6:	Berechnungsfälle Sensitivitätsanalyse	67
Tabelle 7:	Schacht Marie - Hydraulische Leitfähigkeit des Deckgebirges unterhalb des letzten Zuflusses [74], [81]	85
Tabelle 8:	Schacht Bartensleben - Hydraulische Leitfähigkeit des Deckgebirges unterhalb des letzten Zuflusses [80], [74]	87
Tabelle 9:	Gebirgsdrücke aus [74] und berechnete minimale Tangentialspannung als Fracdruck-Kriterium	91
Tabelle 10:	Kennwerte des Dichtmaterials (Calcigel-Granulat 0 – 10 mm) für das Dichtelement DE 1	93
Tabelle 11:	Dynamische Viskositäten für Bitumen B 80 und B 200 [11], [42]	105
Tabelle 12:	Zusammenfassung der Eingangsgrößen	112
Tabelle 13:	Berechnungsergebnisse zur effektiven hydraulischen Leitfähigkeit – bezogen auf „Q-Lauge“ (IP 21-Lösung)	114
Tabelle 14:	Berechnungsergebnisse zur effektiven hydraulischen Leitfähigkeit – bezogen auf Steinsalzlösung	118
Tabelle 15:	Projektierte Dichtelementlängen und berechnete Volumenströme	119
Tabelle 16:	Benötigte Bitumen-/Asphaltvolumina für die kombinierten Widerlager-Dichtelemente	120

ANLAGENVERZEICHNIS

		<i>mit Seiten</i>
Anlage 1	Bauwerksentwurf Schacht Marie	1
Anlage 2	Bauwerksentwurf Schacht Bartensleben	1
Anlage 3	Zusammenstellung der Berechnungsfälle	3
Anlage 4	Bewertung der Beanspruchung des Salinargebirges nach dem Abteufen mit dem Dilatanzkriterium	1
Anlage 5	Bewertung der Beanspruchung des Salinargebirges nach 100 Jahren Standzeit und Nachriss der Schachtkontur mit dem Dilatanzkriterium	1
Anlage 6	Berechnungsergebnisse für den Referenzfall 1 (Lastfall LF 1)	6
Anlage 7	Berechnungsergebnisse für den Referenzfall 2 (Lastfall LF 6)	6
Anlage 8	Berechnungsergebnisse Berechnungsfall GLF 1	11
Anlage 9	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse für die Lastfälle E 1, LF 1 bis 6, GE 1, GLF 1, GLF 2, GLF 6	4
Anlage 10	Graphische Auswertungen zum Lastabtragsverhalten	12
Anlage 11	Geomechanische Untersuchungen der Füllörter	7
Anlage 12	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse mit Teilsicherheitsbeiwerten	4
Anlage 13	Sensitivitätsanalysen am Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	3
Anlage 14	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse der Sensitivitätsanalysen am Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	6
Anlage 15	Vernetzung des Gesamtmodells	2
<i>Seitenzahl der Anlagen:</i>		68
<i>Seitenzahl des Berichtes:</i>		141
Gesamtseitenzahl:		209

ABKÜRZUNGEN UND SYMBOLE

A	Materialkonstante im NORTON-Ansatz
a	Jahr (Zeiteinheit)
a	Parameter aus linear-logarithmischen Ansatz
ALZ	Auflockerungszone
b	Parameter aus linear-logarithmischem Ansatz
b	Spaltbreite des Modellspaltes
c	Kohäsion
cm ³	Kubikzentimeter
\tilde{c}_V	Volumenanteil des Füllers
d	Tag
dA(r)	Fläche der Auflockerungszone
E	E-Modul
E1	Bezeichnung für Last- und Berechnungsfall (siehe Anlage 3)
E _{Hutgestein}	E – Modul des Gebirges (Hutgestein)
E _{Salinar}	E – Modul des Gebirges (Salinar)
E _{Schotter}	E – Modul Schotter/Asphalt
g	Gramm (Masseinheit)
g	Erdbeschleunigung
GE 1	Bezeichnung für Last- und Berechnungsfall (siehe Anlage 3)
GLF 1	analog
GLF 2	analog
GLF 6	analog
GOK	Geländeoberkante
H ₁	Mächtigkeit der Schichtenfolge Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel
H	Höhe der Wassersäule, Druckhöhe
h	Spalthöhe
h ₁	Geometrieparameter Füllort
h ₂	Geometrieparameter Füllort
H ₂	Mächtigkeit des Hutgesteins
H ₃	Mächtigkeit der aufgeschlossenen Salinarschichten

H_F	Höhe der Flüssigkeitssäule, Druckhöhe
k	Permeabilität
k_{Dil}	Verhältniszahl der Oktaederschubspannung an der Dilatanzgrenze zur vorhandenen Oktaederschubspannung
k_f	hydraulische Leitfähigkeit
k_{fgeff}	effektive hydraulische Leitfähigkeit in der Auflockerungszone
k_g	hydraulische Leitfähigkeit des jeweiligen Gebirgsbereiches
kg	Kilogramm
$k_g(r_d)$	Permeabilität der ALZ am Ausbruchsrund
$k_g(r_g)$	Permeabilität im ungestörten Steinsalz
k_τ	Bewertungskoeffizient nach dem MOHR-COULOMB Bruchkriterium
$k_{\tau B}$	k_τ im Gebirge bei Belastung der Verfüllsäule
$k_{\tau E}$	k_τ im Gebirge bei Einbau der Verfüllsäule
$k_{\tau K}$	Bewertungskoeffizient für die maximal zulässigen Schubspannungen in der Kontaktfuge (Haftreibung)
$k_{\tau KHut}$	Bewertungskoeffizient $k_{\tau K}$ der maximal zulässigen Schubspannungen im Bereich des Hutgesteins
$k_{\tau KSal}$	Bewertungskoeffizient $k_{\tau K}$ der maximal zulässigen Schubspannungen im Bereich des Salinars
l	Geometrieparameter Füllort
L	Länge der Dichtung
l_A	Geometrieparameter Füllort
L_{erf}	erforderliche Länge des Dichtelementes
LF 1 ... 6	Bezeichnung der Last- und Berechnungsfälle 1, ..., 6 (siehe Anlage 3)
m	Meter
m^2	Quadratmeter
m^3	Kubikmeter
$m_{Bitumen}$	Masse Bitumen
$m_{Füller}$	Masse des Füllstoffes
mm	Millimeter
MPa	Megapascal
n	Parameter BGRa Modell
p	Flüssigkeitsdruck

Pa	Pascal
p_{Asphalt}	aus dem Eigengewicht des Asphalts resultierende Druckbelastung
p_{Fo}	Fluiddruck von oben
p_{Fu}	Fluiddruck von unten
p_{Q}	Quelldruck
p_{Qk}	maximal zulässiger Quelldruck
r_{d}	Radius der Querschnittsabdichtung
r_{g}	Radius der Auflockerungszone
s	Sekunde
u.U.	Unter Umständen
u_{OK}	Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichteelementes DE 1
u_{UK}	Vertikalverschiebung der Unterkante des Dichteelementes DE 1
u_{OK2}	Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichteelementes DE 2
V_{Bitumen}	Bitumenvolumen
$V_{\text{Füller}}$	Füllstoffvolumen
\dot{V}_{Grenz}	Grenzvolumenstrom
°	Grad
°C	Grad Celsius
γ	Teilsicherheitsfaktor
Δp	Druckbelastung
Δu_{DE1}	Längenänderung von DE 1
η_{Asphalt}	dynamische Viskosität des Asphalts
η_{Bitumen}	dynamische Viskosität des Bitumens
η_{F}	dynamische Viskosität der Flüssigkeit
η_{L}	dynamische Viskosität der Lauge
μ	Reibungsbeiwert
μm	Mikrometer
v	Querdehnung
ρ_1	mittlere Dichte der Schichtenfolge Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel
ρ_2	mittlere Dichte des Hutgesteins
ρ_3	mittlere Dichte der Salinarschichten
ρ_{Asphalt}	Dichte Asphalt

ρ_{Bitumen}	Dichte Bitumen
ρ_{F}	Flüssigkeitsdichte
$\rho_{\text{Füller}}$	Dichte Füllstoff
ρ_{G}	Deckgebirgsdichte
ρ_{L}	Dichte der „Lauge“/ Lösung
ρ_{tr}	Bentonittrockendichte
σ_{D1}	einaxiale Druckfestigkeit im Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel
σ_{D2}	einaxiale Druckfestigkeit des Hutgesteins
σ_{HP11}	Primäre maximale Horizontalspannung im Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel
σ_{HP12}	Primäre maximale Horizontalspannung im Bereich des Hutgesteins
σ_{HP13}	Primäre maximale Horizontalspannung im Bereich des Salinars
σ_{HP21}	Primäre minimale Horizontalspannung im Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel
σ_{HP22}	Primäre minimale Horizontalspannung im Bereich des Hutgesteins
σ_{HP23}	Primäre minimale Horizontalspannung im Bereich des Salinars
σ_{n}	Normalspannung (Druckspannungen negativ)
σ_{nK}	Normalspannung an der Kontaktfläche
σ_{N1}	größte Hauptnormalspannung (analog σ_1) in der in den numerischen Simulationen mit FLAC betrachteten Ebene (Vertikalschnitt)
σ_{N2}	kleinste Hauptnormalspannung (analog σ_3) in der in den numerischen Simulationen mit FLAC betrachteten Ebene (Vertikalschnitt)
σ_{t}	Tangentialspannung
σ_{tmax}	maximale Tangentialspannung
σ_{tmin}	minimale Tangentialspannung
σ_{V}	Vertikalspannung
σ_{VP1}	Primäre Vertikalspannung im Bereich des Dogger/Schluff/Tonstein/Mergels
σ_{VP2}	Primäre Vertikalspannung im Bereich des Hutgesteins
σ_{VP3}	Primäre Vertikalspannung im Bereich der Salinarschichten
σ_{V2e}	Vertikalspannungen im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 nach dem Lastabtrag ins Gebirge
σ_{V2min}	Minimaler Betrag der Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 13 von 209

σ_{V2OK}	Vertikalspannung an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
σ_{V2UK}	Vertikalspannung an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
σ_{V3e}	Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 nach dem Lastabtrag ins Gebirge
σ_{V3min}	Minimaler Betrag der Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3
σ_{V3OK}	Vertikalspannung an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3
σ_{VS}	Vertikalspannung in den kombinierten Widerlager-Dichtelementen im Einbauzustand (Siloeffekt)
σ_Z	einaxiale Zugfestigkeit
σ_0	Oktaeder-Normalspannung
σ_1	größte Hauptnormalspannung (siehe Erläuterungen zu Formel (6))
σ_2	mittlere Hauptnormalspannung
σ_3	kleinste Hauptnormalspannung (siehe Erläuterungen zu Formel (6))
σ_{1DE1}	Hauptnormalspannung im Dichtelement DE 1
σ_{2DE1}	Hauptnormalspannung im Dichtelement DE 1
σ_{3DE1}	Hauptnormalspannung im Dichtelement DE 1
σ_{1f}	Hauptnormalspannung im Grenzzustand nach dem <i>MOHR-COLOUMB-BRUCHKRITERIUM</i>
Φ	Winkel der inneren Reibung
Φ_{Kontakt}	Kontaktreibung
Φ_{Schotter}	Festigkeitsparameter Schotter/Asphalt

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 14 von 209

1 Aufgabenstellung, methodische Vorgehensweise und Zielvorgaben für die Nachweisführung

Im Rahmen vorangestellter Untersuchungen [1] wurden zunächst die unter realistischen Randbedingungen anzunehmenden Gefährdungsbilder und Begleitumstände für einen Verschluss der Schächte Marie und Bartensleben analysiert und darauf begründet eine Konzeption für den Bauwerksentwurf vorgelegt. In der Folge wurden alle hypothetisch denkbaren Lastfälle in ihren Auswirkungen für die Verschlussbauwerke abgeleitet und numerische Berechnungen zur Standsicherheit und zur Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Dabei konnte gezeigt werden, dass selbst unter konservativen Annahmen einzelne Lastfälle im Sinne einer *Einhüllenden* andere Lastfälle subsumieren, die im Rahmen der Nachweisführung als Referenzlastfälle weiterverfolgt wurden.

Anhand dieser Referenzlastfälle werden nunmehr für die im Konzept entworfenen Verschlussbauwerke Nachweise

- für die Langzeitbeständigkeit der einzusetzenden Baumaterialien

sowie

- zu ihrer Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

erarbeitet, die alle unter realistischen Randbedingungen möglichen Lastfälle berücksichtigen und darüber hinaus den Zielvorgaben zur Gebrauchstauglichkeit gerecht werden.

Diese Zielvorgaben werden im Wesentlichen durch

- einen über die Schachtverschlussbauwerke zulässigen Fluidvolumenstrom von kleiner $2 \text{ m}^3/\text{a}$

und

- einen Betrachtungszeitraum für die Nachweisführung von 30.000 Jahren im Folgenden kurz *Nachweiszeitraum* genannt

definiert.

Durch die Wahl eines Grenzvolumenstromes von $< 2 \text{ m}^3/\text{a}$ als Gebrauchstauglichkeitskriterium für die Schachtverschlusssysteme wird die in der Langzeitsicherheitsanalyse [2]

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 15 von 209

geforderte Barrierewirkung mit einem rechnerisch genügend geringen Volumenstrom sichergestellt.

Auf Grundlage der Ergebnisse der Nachweisführungen ist es abschließend erforderlich, das jeweilige Sicherheitsniveau für die Lastfälle abzuschätzen und einer zusammenfassenden Bewertung zu unterziehen.

1.1 Zielvorgaben

Die Zielvorgaben für die Nachweisführung leiten sich unmittelbar aus dem Stilllegungskonzept des ERA Morsleben [2] ab. Die darin enthaltene Szenarienanalyse [2] unterscheidet zwischen der ungestörten Entwicklung des Endlagers und einer als Folge des Ersaufens gestörten Entwicklung des Endlagers.

Daraus leiten sich Stilllegungsmaßnahmen für das ERA Morsleben ab, die

- die weitgehende Hohlraumverfüllung des Grubengebäudes,
- die Errichtung von Abdichtungen in Strecken

sowie

- die Errichtung von Schachtverschlussbauwerken

umfassen [2], wobei die Abdichtungsbauwerke wesentliche Bedeutung für das Erreichen der Verwahrungsziele besitzen.

An das Abdichtungssystem der Schächte (Schachtverschlusssysteme) werden zwei spezifische Anforderungen gestellt, die einmal

- eine Abdichtung der Schächte gegenüber Zutritten von Lösungen aus dem Deckgebirge in das Grubengebäude

sowie zum anderen auch

- eine Abdichtung der Schächte gegenüber dem Auspressen von Lösungen aus dem Grubengebäude infolge auflaufender Konvergenz bzw. Gasbildung in die Biosphäre

umfassen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 16 von 209

Im ingenieurtechnischen Sinne wird *Dichtheit* des Schachtverschlusssystems durch einen Grenzvolumenstrom $< 2 \text{ m}^3/\text{a}$ definiert, wodurch das Gebrauchstauglichkeitskriterium für die Schachtverschlussbauwerke festgelegt ist. Die Gebrauchstauglichkeit muss für einen Betrachtungszeitraum von 30.000 Jahren erfüllt sein, woraus sich der minimale Zeitraum für die Nachweisführung ableitet.

Aus dem Stilllegungskonzept [2] folgt ferner, dass im Falle von Wasserzuflüssen aus dem Deckgebirge in das Grubengebäude zunächst ungesättigte Lösungen mit den anstehenden Gesteinen in Wechselwirkung treten, was Lösungsprozesse im Grubengebäude sowohl an den anstehenden Steinsalzen als auch an den aufgeschlossenen Kalisalzen erwarten lässt. Als Folge der Fluid-Gesteins-Wechselwirkung bilden sich Salzlösungen, deren chemische Zusammensetzung von verschiedenen Lösungspfaden bestimmt wird und daher heute nicht prognostiziert werden kann. Grundsätzlich denkbar sind gesättigte NaCl-Lösungen, die sich in der Folge an K- und Mg-Salzen anreichern und letztlich eine Zusammensetzung erreichen werden, die der des invarianten Punktes 21 (IP21) im hexären System der ozeanischen Salze [3] entsprechen wird.

Die wichtigsten Ziele der Stilllegungsmaßnahmen sind

- die Abdichtung der Einlagerungsbereiche gegenüber den anderen untertägigen Hohlräumen,
- die Verringerung der Hohlraumvolumina

und

- die Abstützung des Gebirges.

Als Baustoff für die Abdichtungen wurden Salzbetone mit den spezifischen Rezepturen M2 und M3 entwickelt [2], [4], die durch ihre mechanischen und thermodynamischen Eigenschaften [4], [5] sowie ihre hydraulischen Parameter [6] für diesen Einsatz prädestiniert sind. Untersuchungen (Kaskadenversuche) zum Korrosionsverhalten dieser Baustoffe unter Einwirkung von Salzlösungen zeigen, dass sie über längere Zeiträume gegenüber Lösungen mit einer Zusammensetzung, die der des invarianten Punktes 21 (IP21) im hexären System der ozeanischen Salze [3] entspricht, nicht frei von Korrosion sind [7], was zusammenfassend in folgender Weise referiert wird:

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 17 von 209

„Diese Untersuchungen am Salzbeton zeigten, dass es in Mg-reichen Lösungen (IP21) zu einer Konzentrationserhöhung des Ca in der Lösung kommt; die Zementphasen (C-S-H)¹ werden aufgelöst.“ ([7] 2, Seite II)

Die mit der Korrosion verbundenen chemischen Veränderungen des Salzbetons beeinflussen langfristig auch die Zusammensetzung der als Reaktionsprodukte entstehenden Fluide, in denen dann neben Na-K-Mg-Ca-SO₄-Cl und H₂O auch gelöste Zementphasen zu erwarten sind.

Diese chemische Veränderung der auf die Schachtverschlussbauwerke möglicherweise einwirkenden Salzlösungen beeinflusst die Auswahl geeigneter Baumaterialien für die Schachtverschlüsse [1] erheblich und hat damit auch unmittelbar Konsequenzen auf die Nachweisführung.

1.2 Methodische Vorgehensweise

In einem ebenfalls vorhergehenden Arbeitsschritt wurde die methodische Vorgehensweise zur Nachweisführung konzipiert. Hiernach ist es vorgesehen, separate Nachweise für die Tragfähigkeit und für die Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlusssysteme zu erbringen.

Die **Nachweise zur Langzeitstabilität** der für die Schachtverschlüsse einzusetzenden Baumaterialien (Ergebnis aus [1]) sollen für alle Baustoffe separat anhand einer kritischen Auswertung des in der Fachliteratur dokumentierten Kenntnisstandes erfolgen.

Der **Nachweis zur Tragfähigkeit** des Schachtverschlusssystemes soll durch geomechanische Berechnungen geführt werden.

Der **Nachweis zur Gebrauchstauglichkeit** des Schachtverschlussbauwerkes soll durch geohydraulische und geomechanische Berechnungen erbracht werden.

Aus den analysierten Lastfällen sowie den Zielvorgaben resultieren Bemessungsziele für die Schachtverschlussbauwerke und ihre Einzelelemente. Ziel der Nachweisführung ist es, das Erreichen/die Einhaltung dieser Bemessungsziele nachzuweisen. Insbesondere für die numerisch zu führenden geomechanischen und geohydraulischen Nachweise wurden demont-

¹ CaO-SiO₂-H₂O

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 18 von 209

sprechende Kriterien definiert und ihre Einhaltung anhand von Modellrechnungen nachgewiesen.

Im ersten Teil der Nachweisführungen erfolgt, unter der Berücksichtigung standortspezifischer und aus dem Stilllegungskonzept des ERA Morsleben resultierender Bedingungen, der Nachweis zur Langzeitstabilität der einzusetzenden Schachtverschlussmaterialien anhand einer Literaturlauswertung, ergänzt durch die Einbeziehung von Erfahrungstatsachen aus der Kali- und Steinsalzindustrie.

Nach Feststellung der prinzipiellen Eignung dieser Materialien als langzeitbeständige Schachtverschlussbaustoffe werden für die Schächte Bartensleben und Marie unter Berücksichtigung der jeweiligen bergbaulichen, geologischen, hydrogeologischen und geochemischen Verhältnisse Bauwerksentwürfe abgeleitet.

Die Nachweise zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage der konzipierten Bauwerksentwürfe und der standortspezifischen Randbedingungen werden durch geomechanische und geohydraulische Untersuchungen unter Anwendung numerischer bzw. analytischer Berechnungsmethoden geführt.

Schlussendlich erfolgt die ingenieurtechnische Einschätzung des erreichten Sicherheitsniveaus der vorgeschlagenen Schachtverschlusskonstruktion.

2 Festlegung von Bemessungszielen und Kriterien für die Nachweisführungen

2.1 Kriterien zur Beurteilung der Langzeitstabilität der Schachtverschlussmaterialien

Als Bestandteil der Nachweisführung ist dem Nachweis der Langzeitstabilität der einzusetzenden Schachtverschlussmaterialien besonders Rechnung zu tragen. In den Nachweisen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlussbauwerke finden Materialparameter Eingang, deren zeitabhängige Veränderung entweder ausgeschlossen oder entsprechend quantifiziert werden muss. Die Stabilität dieser Materialparameter bzw. deren Veränderung ist unter den zeitlich veränderlichen Umgebungsparametern über den gesamten Nachweiszeitraum von 30.000 Jahren zu erfassen. Ein Material gilt als langzeitstabil, wenn in

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 19 von 209

Abhängigkeit von den sich zeitlich ändernden Einflussparametern die Materialeigenschaften [8]:

- konstant in einem gewissen Toleranzbereich bleiben,
- nur kurzzeitig und reversibel diesen Toleranzbereich in einem akzeptierbaren Umfang verlassen

oder

- sich zeitlich so ändern, dass diese Veränderungen über Sicherheitsreserven innerhalb des Nachweiszeitraumes kompensiert werden können.

Der Nachweis der Langzeitstabilität der eingesetzten Materialien stützt sich in erster Linie auf die Auswertung von Untersuchungen zu natürlichen und historischen Analoga. Weiterhin wird der Stand der Technik in Bezug auf chemische und thermodynamische Modellierungen ausgewertet und in die Betrachtungen integriert. Die Akzeptanz des jeweils untersuchten Materials als Schachtverschlussbaustoff wird durch Beispiele bzw. durch vorliegende Anwendungen/Erfahrungen bei nationalen und internationalen Projekten untermauert.

2.2 Bemessungsziele und Kriterien für die geomechanischen Nachweisführungen

Die Bemessung der konzipierten Schachtverschlüsse erfolgt unter dem Aspekt der Gewährleistung von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Entsprechend der in den Gefährdungsbildern erfassten geomechanischen Belastungen des Systems Verschlussbauwerk/Gebirge, die aus dem Eigengewicht der Verfüllsäule, dem Fluiddruck, dem Gebirgsdruck und dem Quelldruck resultieren, ergeben sich folgende Bemessungsziele:

- Lastabtrag der aus dem Fluiddruck resultierenden mechanischen Belastungen,
- Beanspruchungen von Bauwerk und Gebirge verbleiben in zulässigen Bereichen,
- Vertikalverschiebungen/vertikale Deformationen der Dichtbereiche verbleiben in zulässigen Bereichen

sowie

- Auslaufsicherheit der Verfüllsäule in den Füllorten.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 20 von 209

Der Nachweis, dass die Bemessungsziele erreicht werden, erfolgt mittels der folgenden Kriterien:

Kriterium 1:

Statischer Gleichgewichtszustand des Schachtverschlussbauwerkes

Die Voraussetzung für die Tragfähigkeit des Schachtverschlussbauwerkes ist, dass das Bauwerk bei allen Belastungsszenarien in einem statischen Gleichgewichtszustand verbleibt.

Kriterium 2:

Lastabtrag der vertikalen Belastungen bei einem Fluiddruck von oben und/oder von unten in das Gebirge

Für den *Nachweis des Lastabtrages bei einer Fluiddruckbelastung von oben* ist es erforderlich, dass die Beträge der Vertikalspannungen in den lastabtragenden Elementen (vorrangig das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2, zusätzlich das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3) sich dem Niveau der Vertikalspannungen im Einbauzustand, d.h. bei einer vertikalen Belastung nur durch die Eigenmasse mit einer Berücksichtigung des Siloeffektes, annähern.

Der *Nachweis des Lastabtrages bei Fluiddruck von oben und unten bzw. nur von unten* (konservativer, theoretischer Lastfall) ist erbracht, wenn die Beträge der Vertikalspannungen im lastabtragenden Element kleiner als die Beträge der Vertikalspannungen an der Oberkante des lastabtragenden Elementes sind.

Kriterium 3:

Zulässigkeit der Beanspruchungen von Bauwerk und Gebirge

Der Nachweis erfolgt einerseits für das Bauwerk (**Kriterium 3.1**)

mittels des *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUMS* (siehe Abschnitt 5.1.1).

Andererseits geschieht die Nachweisführung für das Gebirge (**Kriterium 3.2**) wie folgt:

Gebirgsbereiche Dogger/ Schluff/ Tonstein/ Mergel und Hutgestein:

Bewertung der berechneten Beanspruchungszustände mittels des *FRAC-KRITERIUMS*, d.h. für die kleinste Hauptnormalspannung σ_3 (Zugspannungen positiv; siehe auch Er-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 21 von 209

läuterungen zu Formel (6) in Kapitel 5.1.5) an der Kontur gilt: $\sigma_3 < \sigma_z$ (σ_z : einaxiale Zugfestigkeit), sowie mittels des *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUMS*,

Gebirgsbereich des Salinars:

Bewertung der berechneten Beanspruchungszustände mittels des *DILATANZKRITERIUMS* (nach [9] bzw. [10], siehe Abschnitt 5.1.1) sowie des *FRAC-KRITERIUMS*.

Kriterium 4:

Maximal zulässige Vertikalverschiebungen (Gebrauchstauglichkeit)

Die geomechanisch bedingte Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit beruht, neben den im nachfolgenden Kriterium 5 erfassten Gefahren, auf den Vertikalverschiebungen im Bereich des Dichtelementes DE 1. Die vertikalen Verschiebungen können zu einer Änderung der Dichte des Dichtmaterials Bentonit im Dichtelement DE 1 und damit des Quelldruckes p_Q führen.

Für die Gewährleistung der abdichtenden Wirkung des aus Bentonit bestehenden Dichtelementes DE 1 und zur Vermeidung von FRAC – Erscheinungen ist die Einstellung des Quelldruckes p_Q in einem Bereich $1 \text{ MPa} < p_Q < p_{QK}$ erforderlich. Der maximal zulässige Quelldruck p_{QK} ergibt sich aus der Anforderung, dass an der Schachtkontur keine zum FRAC führenden tangentialen Zugspannungen auftreten. Folglich müssen die vom Quelldruck (p_{QK}) und der mechanischen Belastung des Dichtelementes DE 1 (Wirkung der effektiven Radialspannungen im Kontakt: $\sigma_r(r = r_0)$) hervorgerufenen tangentialen Zugspannungen ($p_{QK} - \sigma_r(r = r_0)$: elastische Lösung für einen kreisrunden Hohlraum unter Innendruck (Druckspannungen negativ)) kleiner als der Betrag der aus der Gebirgsdruckwirkung resultierenden effektiven Tangentialspannungen $\sigma_t(r = r_0)$ (Druckspannungen) sein. Man erhält somit bei einer konservativen Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Gebirges die Bedingung $p_{QK} - \sigma_r(r = r_0) < -\sigma_t(r = r_0)$.

Für beide Schächte ergibt sich hieraus der maximal zulässige Quelldruck $p_{QK} \approx 6 \text{ MPa}$.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 22 von 209

Die in Folge der Vertikalverschiebung der Ober- und Unterkante des Dichtelementes DE 1 sich ändernde Dichte muss folglich, bezogen auf die Trockenrohddichte ρ_{DEIt} , im Bereich $1.200 \text{ kg/m}^3 < \rho_{DEIt} < 1.600 \text{ kg/m}^3$ verbleiben (siehe Abschnitt 5.2.2.2).

Kriterium 5:

Nachweis der Haftung des Dichtmaterials am Gebirge im Kontaktbereich der Dichtelemente

Der Nachweis der dauerhaften Abdichtung der Kontaktzone zwischen den Dichtmaterialien und dem Gebirge ist erbracht, wenn Haftreibung in der Kontaktfuge vorhanden ist, also kein Übergang zur Gleitreibung auftritt oder die Radialspannungen im Kontaktbereich größer als der Fluiddruck sind.

Kriterium 6:

Tragfähigkeit und Setzung im Füllortbereich

Die Tragfähigkeit ist nachgewiesen, wenn sich bei den geomechanischen Untersuchungen ein statischer Gleichgewichtszustand im Füllortbereich ergibt sowie die Beanspruchungen in zulässigen Bereichen verbleiben (**Kriterium 6.1**).

Weiterhin dürfen die zusätzlichen Vertikalverschiebungen im Füllortbereich nicht zu einer Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit führen (**Kriterium 6.2**).

2.3 Bemessungsziele und Kriterien für die geohydraulische Nachweisführung

Als übergeordnetes Bemessungsziel für das gesamte Schachtverschlusssystem wurde ein maximal zulässiger Volumenstrom von $2 \text{ m}^3/\text{a}$ vorgegeben. Bei Auslegung der Dichtelemente wurde dieser Grenzvolumenstrom für jedes einzelne Dichtelement angestrebt. Die Sicherheitsbewertung basiert ebenfalls auf dem Kriterium des einzuhaltenden Volumenstroms.

Bauwerksspezifisch ist die Einhaltung des Quelldruckes in einem vorgegebenen Bereich (vgl. Kriterium 4), die vollständige Abdichtung der Kontaktbereiche zwischen den Dichtelementen und dem Gebirge (vgl. Kriterium 5) und die Begrenzung der Asphaltverluste nachzuweisen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 23 von 209

Die Einhaltung des Quelldrucks wird durch gezielte Materialeinstellungen/-modifikationen und durch die geomechanischen Berechnungen nachgewiesen. Ebenso erfolgt der Nachweis der vollständigen Abdichtung der Kontaktfugen im Bereich der kombinierten Widerlager-Dichtelemente innerhalb der Auswertungen der geomechanischen Berechnungen. Der Nachweis der Begrenzung der Asphaltverluste erfolgt gesondert in Auswertung geohydraulischer Berechnungen. Als verbleibende Mindestlänge der mit Bitumen/Asphalt gefüllten Schotter säule (bei Berücksichtigung sämtlicher Verluste) wird eine Dichtelementlänge von 15 m festgelegt.

3 Nachweisführungen zur Langzeitstabilität der eingesetzten Schachtverschlussmaterialien

3.1 Nachweis der Langzeitstabilität von Bentoniten und Tonen

Tone und Bentonite sind nach [1] (Grundkonzepte A und B) als Baustoffe für die Dichtelemente gegen zuzitende Lösungen aus dem Deckgebirge und/oder gegen aufsteigende Lösungen aus dem Grubengebäude vorgesehen. Diese natürlichen Materialien verfügen über hervorragende Dichteigenschaften sowohl gegenüber Wasser, als auch gegenüber salinaren Lösungen (NaCl-, IP21-Lösungen). Von entscheidender Bedeutung für die Auswahl als Dichtelementbaustoff ist neben der geringen hydraulischen Leitfähigkeit der Bentonite die Ausbildung eines Quelldruckes bei Bewässerung durch Wasser oder salinare Lösungen. Durch den Aufbau des Quelldruckes bei Lösungszutritt dichten die Bentonite neben dem freien Schachtquerschnitt auch die Kontaktzone zum Gebirge und eventuelle Einbauimperfectionen zuverlässig ab. In zahlreichen Untersuchungen [11], [12], [13], [14], [14], [15] aber auch in der praktischen Umsetzung [11], [18] wurde die Eignung dieses Materials als Dichtelementbaustoff nachgewiesen.

Als Bentonit bezeichnet man tonhaltige Mineralgemische, die durch die Verwitterung vulkanischer Aschen entstanden sind. Seine Eigenschaften werden vor allem durch das Tonmineral Montmorillonit (Aluminiumhydrosilikat) bestimmt, welches zur Gruppe der Phyllosilikate gehört. Montmorillonit ist der Hauptvertreter in der Gruppe der Dreischichtsilikate, die auch

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 24 von 209

als Smektite bezeichnet werden [16]. Bentonit enthält neben Montmorillonit weitere Begleitminerale wie Quarz, Feldspat, Glimmer [15].

Die Abhängigkeit des Quelldruckes und der hydraulischen Leitfähigkeit, sowohl von der Bentonittrockendichte als auch der Art der angreifenden Flüssigkeiten, wurde von verschiedenen Autoren [12], [14], [15] nachgewiesen. Zusätzliche Einflüsse, wie zum Beispiel die Art des Bentonits oder Temperatur, wurden dabei ebenfalls untersucht. Für den Einsatz im salinaren Milieu unter sehr hohen Anforderungen wurde ein binäres Bentonitgemisch (Calcigel) entwickelt, das bei einer Einbautrockendichte von $1,65 \text{ g/cm}^3$ unter dem Einfluss einer NaCl-Lösung einen Quelldruck von mindestens $1,0 \text{ MPa}$ ausbildet. In Technikumsversuchen [12], [14] und im In-Situ-Großversuch Salzdetfurth [18] wurde nachgewiesen, dass ein Quelldruck dieser Größe für die vollständige Abdichtung der Kontaktzone ausreicht. Die Untersuchungen [14] zeigten, dass von den möglichen Salzlösungen gesättigte NaCl-Lösungen die größten negativen Auswirkungen auf die Bentoniteigenschaften besitzen. Durch zahlreiche Laborversuche [11], [12], [13], [14], [14], [15], die durchgeführten Technikumsversuche [12], [14] und besonders durch den erfolgreich abgeschlossenen In-Situ-Versuch in Salzdetfurth [17], [18] wurden die Eignung und die praktische Anwendbarkeit bentonitbasierter Dichtelemente im Salinar nachgewiesen.

Bislang noch nicht hinreichend untersucht wurden die Auswirkungen zementphasenbehafteter salinärer Lösungen auf die Bentoniteigenschaften. Aus diesem Grund muss das Grundkonzept A [1] mit dem darin vorgesehenen Bentonit-Dichtelement gegen aus dem Grubengebäude aufsteigende Lösungen ausscheiden.

Zur Abdichtung der Schächte gegenüber aus dem Deckgebirge zuziehenden Wässern werden in beiden Grundkonzepten ebenfalls Dichtelemente auf Bentonitbasis vorgeschlagen. Über die Toneigenschaften bei Wassereinwirkung liegen weltweit umfangreiche Untersuchungen vor [19], [20], [21], [22], [23], [24], [25], [26], [27], [28], [29], [30], [31], [32], [33], [34]. Grundsätzlich besteht für Quelldruck und hydraulische Leitfähigkeit gegenüber Wasser der gleiche Zusammenhang zur Bentonittrockendichte wie bei Einwirkung von Salzlösungen. Mit zunehmender Bentonittrockendichte erhöht sich der Quelldruck und verringert sich die hydraulische Leitfähigkeit des Materials. Jedoch werden im Vergleich zum Angriff salinärer Lösungen höhere Quelldrücke und niedrigere hydraulische Leitfähigkeiten bei gleichen Ben-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 25 von 209

tonittrockendichten erzielt [13], [14], [15]. Somit können im nichtsalinaren Milieu geringere Anforderungen an die Bentonittrockendichte gestellt werden. Für die Dichtmaterialien, die im Deckgebirge eingesetzt werden, ist deshalb ein kompaktiertes Bentonitgemisch (Calcigel) mit einer Körnung 0 bis 10 mm ausreichend. Für dieses Material wurde ein Quelldruck von mindestens 1,0 MPa und eine hydraulische Leitfähigkeit von $2,0 \cdot 10^{-12}$ m/s bei einer Bentonittrockendichte von $1,45 \text{ g/cm}^3$ gegenüber Wasser erreicht und nachgewiesen [14], [18].

Neben dem Quellvermögen weist der Bentonit weitere wichtige Eigenschaften auf, welche seine Eignung als Dichtmaterial besonders untermauern. Nach [16], [35] besitzt das Tonmineral Montmorillonit ein hohes Ionenaustauschvermögen bzw. ein hohes Adsorptionsvermögen gegenüber einigen diffundierenden Radionukliden.

Eine weitere positive Eigenschaft hinsichtlich des qualitätsgerechten Einbaus des Bentonits in das Schachtverschlusssystem sind seine gute Handhabbarkeit [16], [17], [35] sowie die mögliche Einstellung der hydraulischen Eigenschaften des Bentonits in einer großen Bandbreite in Abhängigkeit von der gewählten Bentonittrockendichte. Durch diese Eigenschaften des Bentonits werden dessen Funktionssicherheit und somit die Gebrauchstauglichkeit des Gesamtschachtverschlusssystems maßgeblich bestimmt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Eignung von Bentonit für Dichtungszwecke gegenüber Süßwasser sowie der sichere verfahrenstechnische Ablauf beim Bau mit diesen Materialien durch Laborversuche, Versuchen in halbtechnischen Anlagen (Technikumsversuche), In-Situ-Versuche und im praktischen Einsatz nachgewiesen ist.

Wie bereits ausgeführt, handelt es sich bei Bentoniten um tonhaltige Minerale, welche durch die Verwitterung vulkanischer Aschen entstanden sind. Von Interesse für den Nachweis der Langzeitstabilität des Bentonits sind die über lange Zeiträume ablaufenden Reaktionen, die möglicherweise Änderungen der maßgebenden Materialeigenschaften (Ausbildung eines Quelldruckes bei Flüssigkeitszutritt, usw.) bewirken. Diese Prozesse werden durch Mineralumbildungen beeinflusst [14]. Sie können aufgrund der langen Zeiträume nicht direkt experimentell untersucht werden. Durch natürliche Analoga kann jedoch der Endzustand vorhergesagt werden.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 26 von 209

Nach [8], [16] sind als Ursachen für die ablaufenden Reaktionen Einflussfaktoren wie Temperatur, Druck und/oder das chemische Umfeld, insbesondere die chemische Zusammensetzung der anstehenden Wässer bzw. Lösungen, identifiziert worden. Im Falle der Schachtverschlussbauwerke des ERA Morsleben können in etwa gleich bleibende Temperaturen bzw. im Deckgebirge gleich bleibende Drücke für den Nachweiszeitraum vorausgesetzt und damit negative Auswirkungen hinsichtlich der Langzeitstabilität des Bentonits ausgeschlossen werden.

In [8] erfolgt die Bewertung der Langzeitstabilität von Bentonit durch natürliche Analoga. Als natürliche Analogiesysteme werden der Metabentonit von Kinnekulle/ Schweden sowie der Kalium-Bentonit von Montana/ USA betrachtet. Die Ergebnisse der Arbeiten sind in den folgenden Zitaten zusammengefasst:

Metabentonit von Kinnekulle

„Der ursprüngliche Bentonit entstand aus vulkanischer Asche, die vor 450 Mill. Jahren abgelagert wurde. Vor ca. 280 Millionen Jahren wurde dieser Bentonit über einige 100 Jahre einer Temperatur von mindestens 100 °C ausgesetzt. Diese thermische Belastung wurde durch eine Basaltintrusion bewirkt, die etwa 90 m über der untersuchten Bentonitschicht liegt. Der Bentonit war einem Überlagerungsdruck der Größenordnung von 20 MPa ausgesetzt, der etwa einer Teufe von 1.000 m entspricht.

Es wurde festgestellt, daß selbst nach 450 Mill. Jahren der Prozeß der Illitisierung nicht abgeschlossen ist und daß die Umwandlungsgeschwindigkeit geringer ist, als durch das verfügbare Kaliumangebot zu erwarten war. Selbst bei der konservativen Annahme, daß die Kaliumzufuhr und dessen Aufnahme durch die Austauschreaktion sofort und ungehemmt erfolgt, ergibt sich eine minimale Umwandlungszeit für eine Bentonitendlagerverfüllung von 3,1 Mill. Jahren. Innerhalb der 1,8 m mächtigen Kalium-Bentonitschicht nimmt der Kaliumgehalt der Wechsellagerung von außen nach innen ab, was eindeutig auf die diffusionskontrollierte Kaliumzufuhr, also niedrige Transportgeschwindigkeit zurückzuführen ist.

Auch sich bildende Smectit-Illit-Wechsellagerungen sind quellfähig, wenn auch die gemessenen Quelldrücke bei gleicher Trockendichte geringer als bei Ca-Bentonit sind - im Mittel 20 % des Quelldruckes des Ca-Bentonits. Für den Metabentonit wurden

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 27 von 209

immerhin Quelldrücke bis 15 MPa (bei einer Trockendichte von 2,02 g/cm³) bestimmt, bei einer reduzierten Trockendichte von 1,8 g/cm³ lagen die Quelldrücke noch bei 2 bis 5 MPa, bei $p = 1,6 \text{ g/cm}^3$ immerhin noch bei 1 bis 2 MPa.

Gerade dieser Kinnekulle-Bentonit ist ein gutes Beispiel für die Langzeitstabilität des Bentonits in den geplanten bzw. ausgeführten Endlagern in Finnland, Schweden und der Schweiz. In den geplanten HAA-Endlagern liegen Druck, Temperatur, Schichtmächtigkeit und Chemismus in der gleichen Größenordnung. Die Kaliumgehalte der für den Einsatz vorgesehenen Bentonite MX 80 und Montigel sind niedrig (0,6 bis 1,2 Gew. % K₂O), der größte Teil des zur Umwandlung in Illit erforderlichen Kaliums muß durch Diffusion aus Tiefenwässern aufgenommen werden. Die Kaliumaufnahme des Ca-Bentonites Montigel ist gehemmt.“ ([8], Seiten 219-220)

Kalium-Bentonit von Montana

„Dieser Bentonit entstand vor ca. 110 Mill. Jahren aus vulkanischer Asche, die im marinen Milieu abgelagert wurde. Durch Überschiebung mit anderen Schichten stiegen Druck und Temperatur (bis 200 °C) an. Im Gegensatz zu dem in kaliumarmen Kalken eingebetteten Kinnekulle-Bentonit war der 2,5 m mächtige Montana-Bentonit von kaliumreichen marinen Tonschiefern umgeben.

Die Quelldrücke des Montana-Bentonits erreichten Werte von 10% des Quelldruckes von Ca-Bentonit. Die im Vergleich zum Kinnekulle-Bentonit größere Beeinträchtigung des Quellvermögens ist in erster Linie auf die wesentlich höhere Temperatur und das größere Kaliumangebot zurückzuführen.

Alle diese umfangreichen, hier nur sehr kurz dargestellten Untersuchungen zeigen, daß auch unter ungünstigen Bedingungen die Stabilität des Bentonits in der Nachbetriebsphase erhalten bleibt.“ ([8], Seiten 220-221)

In [36] wurden die **Salztone des Zechsteins** hinsichtlich ihrer Eignung als natürliche Analoga zusammenfassend betrachtet und es konnten folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

„In Deutschland wird die Einlagerung radioaktiver und bestimmter chemisch-toxischer Abfälle in tiefliegende Salzgebirge vorgenommen und für neue Standorte in Erwägung gezogen. Als Grundmaterial für geotechnische Barrieren stehen Tone/Bentonite mit zur Diskussion. Im

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 28 von 209

Zechstein auftretende Salztone können hierbei als natürliche Analoga für die auf Ton-/Bentonit-Basis in die Endlager/Untertagedeponien einzubringenden Verschlüsse, Versiegelungen und Verfüllungen angesehen werden. Unabhängig von der Art des eingebrachten Tones ist langfristig (d. h. über geologische Zeiträume) mit einem Chlorid-Illit-Endzustand der eingebrachten Tone, wie er in den Salztonen der Zechsteinfolgen vorliegt, zu rechnen. Bei dieser Annahme wird der Salzton als konservatives natürliches Analogon angesehen, da das natürliche System Salzton im Vergleich zum technischen System Versiegelung/ Verschluss ungünstigeren Bedingungen unterworfen war bzw. ist.“ ([36], Seiten 10-11)

Eine zusammenfassende Darstellung über die Langzeitstabilität von Tonen/Bentoniten im salinaren Umfeld an Hand natürlicher Analoga ist in [37] gegeben.

Der Einsatz von Bentonit als Dichtmaterial wird in verschiedenen internationalen Endlagerkonzepten in Erwägung gezogen und kann wie folgt zusammengefasst werden:

Endlagerkonzept Waste Isolation Power Plant WIPP-Site (USA):

Bei dem Endlagerkonzept der WIPP-Site ist der Einsatz von Bentonit als Dichtmaterial im Schachtverschlussbauwerk vorgesehen [15], [38].

Endlagerkonzept der SKB/Posiva (Schweden/Finnland):

Für die Endlagerung von mittel- bis hochradioaktiven Abfällen werden in Schweden Untersuchungen zur Verbringung der Abfälle im kristallinen Gebirge in ca. 500 m Tiefe durchgeführt. Die Grundlage dieses Konzeptes bildet das Multi-Barrieren System. In diesem Multi-Barrieren System werden die mit Kupfer ummantelten Abfallkanister zum Schutz vor Grundwässern allseitig von Bentonit umschlossen [39]. Ergänzend zur Ummantelung der Abfälle mit Bentonit werden nach Beendigung der Einlagerung die Einlagerungsstrecken mit einem Gemisch aus Gesteinsschotter und Bentonit zur Verhinderung eines Wasserzutrittes verschlossen. Das Konzept für die Endlagerung radioaktiver Abfälle in Finnland basiert im Wesentlichen auf dem schwedischen Konzept, welches sich auch durch die enge Zusammenarbeit beider Länder auf dem Gebiet der Endlagerforschung ausdrückt.

Endlagerkonzept der Nagra (Schweiz):

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 29 von 209

Im Endlagerkonzept der Schweiz ist ebenfalls der Einsatz von Bentonit geplant. Er wird ebenso wie im kurz beschriebenen schwedischen Tiefenlagerkonzept zur Um-mantelung der Abfälle sowie zur Versiegelung der untertägigen Hohlräume eingesetzt [16].

In der Bundesrepublik Deutschland wurden im Jahr 2002 die Untersuchungen zur Eignung von Bentonit als Dichtmaterial im Rahmen des vom BMBF und der K+S Aktiengesellschaft finanzierten Forschungsprojektes „Schachtverschluss Salzdettfurth Schacht II“ erfolgreich abgeschlossen [17], [18]. Bei diesem Forschungsprojekt konnte der Nachweis der Dichtfunktion zweier Bentonitdichtelemente (binäres Bentonitgemisch) gegenüber von oben bzw. von unten angreifenden Flüssigkeitsdrücken (gesättigte Steinsalzlösung) von bis zu 7 MPa über einen Zeitraum von ca. einem Jahr erbracht werden.

Grundsätzlich kann die Eignung von Bentonit als langzeitstabiles Schachtverschlussmaterial unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen des ERA Morsleben wie folgt zusammengefasst werden:

- die Langzeitstabilität von Bentonit ist durch natürliche und historische Analoga nachgewiesen,
- die Eignung von Bentonit als Dichtmaterial gegen Deckgebirgswässer ist nachgewiesen,
- die vorgesehenen unterschiedlichen Einsatzmöglichkeiten von Bentonit bei internationalen Endlagerprojekten unterstreichen dessen Akzeptanz

und

- für die aus dem Salzbetoneinsatz beim Stilllegungskonzept resultierende chemische Veränderung der Lösungen durch Zementphasen und deren Auswirkungen auf das Langzeitverhalten von Bentonit liegen bislang keine gesicherten Erkenntnisse vor. Daher verbietet sich der in [1] dokumentierte Ansatz des Grundkonzeptes A, dass ein weiteres Dichtelement auf Bentonitbasis gegen aus dem Grubengebäude aufsteigende Lösungen vorsah.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 30 von 209

3.2 Nachweis der Langzeitstabilität von Asphalten und Bitumen

Als weiteres Dichtmaterial werden Bitumen bzw. Asphalte in die Betrachtungen einbezogen. Asphalte stellen Gemische auf Bitumenbasis dar, die zusätzliche Mineralstoffe und ggf. auch weitere Zuschläge enthalten [40]. Wesentlich für die Eignung von Bitumen und Asphalt als Dichtbaustoff ist die Tatsache der absoluten Flüssigkeitsdichtheit. Ein weiterer Vorteil dieser Materialien ergibt sich aus der einstellbaren Bandbreite hinsichtlich Dichte und Viskosität sowie der Unlöslichkeit in Wasser [40], [41], [42], [43]. Auch gegenüber salinaren Lösungen wurden diese Eigenschaften nachgewiesen [61].

Zahlreiche Anwendungsbeispiele für Bauwerke mit Bitumen/Asphalt als Dicht- bzw. Baustoff sind in [41] zusammengestellt. Auch im Bergbau gilt der Asphalt- bzw. Bitumeneinsatz für gleitfähige Schachtausbaukonstruktionen [44] und Querschnittsabdichtungen [43], [45], [46] als Standardanwendung. In Verbindung mit der Anwendung von Bitumen/Asphalt als Dichtbaustoff für den langzeitsicheren Abschluss von radioaktiven Endlagern wurden zahlreiche Untersuchungen angestellt, die einerseits die physikalisch-physikochemischen Eigenschaften des Bitumens/Asphalts betrachteten und zum anderen die Auswahl und die bautechnische Machbarkeit zum Ziel hatten [11], [40], [42], [47], [48], [66]. Auch nationale und internationale Endlagerprojekte verfolgen den Einsatz von Bitumen/Asphalt, sei es als Dichtmaterial zur Schachtabdichtung wie z.B. im Konzept der WIPP-Site [49] als auch zur Abdichtung des Schachtes Konrad [66] oder als Verfestigungsmaterial des radioaktiven Abfalls [16], [50].

Neben diesen speziellen Anwendungen existieren weitere Einsatzgebiete für Bitumen/Asphalt. Beispiele aus Straßenbau, Flugplatzbau und Brückenbau aber auch aus dem Bau von Wasserstraßen und Ufereinfassungen sind bekannt [51], [52].

In den Grundkonzepten A und B [1] für die Schachtverschlüsse Bartensleben und Marie des ERA Morsleben ist der Einsatz von Bitumen/Asphalt als redundantes/diversitäres Dichtmaterial zum Bentonit vorgesehen. Dieses redundante/diversitäre System ist sowohl gegen zusitzende Deckgebirgswässer als auch gegen aus dem Grubengebäude aufsteigende salinare Lösungen auszulegen. Zur Optimierung der Einbringtechnologie (es ist eine Schottersäule vorgesehen deren Porenvolumen mit Bitumen/Asphalt gefüllt wird) ist innerhalb der Ausführungsplanung die begründete Auswahl eines Normbitumens zu treffen und die Zugabemengen

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 31 von 209

von Füllerstoffen zu ermitteln. Im Zuge der Konzeptplanung wird basierend auf dem Grundkonzept B für das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 von gefüllertem Bitumen B 200 (dessen Dichte ist durch die Zugabe von Füllerstoffen auf 1.300 kg/m^3 einzustellen) und für das kombinierte Widerlager-Dichtelemente DE 3 von ungefüllertem Bitumen B 80 als Dichtmaterialien ausgegangen. Die Dichte des Bitumens B 80 ($\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$) garantiert, dass bei Auftreffen der aufsteigenden salinaren Lösungen aus dem Grubengebäude (Dichte der „Laugen“ $>1,0 \text{ g/cm}^3$) in jedem Fall ein Aufschwimmen des Bitumens im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 gewährleistet ist. Umgekehrt werden die Deckgebirgswässer mit einer Dichte $<1,3 \text{ g/cm}^3$ stets auf der beschwerten Asphaltsschicht des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 aufschwimmen.

Das ausgewählte Dichtmaterial Bitumen/Asphalt ist ein natürlicher Baustoff. Die Eignung dieses Materials für Dichtungszwecke sowie der sichere verfahrenstechnische Ablauf beim Bau mit diesen Materialien sind durch Laborversuche, Versuche in halbtechnischen Anlagen (Technikumsversuche), In-Situ-Versuche und im praktischen Einsatz nachgewiesen [44], [53], [54], [55], [56], [57], [58].

Bitumen kann industriell durch destillative Aufarbeitung von Erdöl bzw. aus Naturasphalten hergestellt werden und ist damit ein **natürliches Produkt** [59], [60], [61], [62], [63], [64].

Bitumen sind schwerflüchtige dunkelfarbige Kohlenwasserstoffe. Sie bestehen hauptsächlich aus n-, iso- und cyclo-Alkanen, Aromaten und Naphtenaromaten, Asphaltene sowie sauren, neutralen und basischen Heteroaromaten und sind als hochviskose Flüssigkeiten mit kolloidchemischer Struktur zu betrachten. Die kolloiddispersen Bestandteile des Bitumens sind die Erdölharze und die Asphaltene, die in einem Dispersionsmittel, d.h. einer homogenen überwiegend aus Kohlenwasserstoffen zusammengesetzten öligen Phase gelöst sind. Sie sind polydisperse, sphärische, resoluble, oleophile Mizellkolloide, die in naphtenischen und naphtenaromatischen Kohlenwasserstoffen aromatisiert sind und sich besonders hinsichtlich ihrer Teilchengröße und Zusammensetzung unterscheiden [59], [64].

Die Entscheidung zum Einsatz von Bitumen und Asphaltene wurde aufgrund der nachstehenden Materialeigenschaften getroffen [40], [43], [44], [53], [54], [60], [61], [62], [63]:

- sehr gute Dicht- und Versiegelungseigenschaften (technisch dicht),

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 32 von 209

- viskoses Materialverhalten,
- sehr gut in großer Bandbreite einstellbare Dichten und Viskositäten,
- Abdichtung von Spalten und Rissen,
- Beständigkeit gegenüber Wasser,
- beständig gegenüber organischen und anorganischen Salzen sowie schwachen Säuren und Basen (härtere Bitumen sind gegen chemische Einflüsse resistenter als weiche)
- Beständigkeit gegenüber ionisierender Strahlung

und

- Haftfestigkeit auf fast allen Materialien.

Im Folgenden wird der gegenwärtige Kenntnisstand der mikrobiellen Degradation von Bitumen/Asphalten zusammengefasst und erörtert.

Negativ bzw. abbaufördernd wirkt sich Licht in Verbindung mit Luftsauerstoff und Mikroorganismen aus.

Der Kontakt von Bitumen und Asphalten mit Licht und Sauerstoff führt zu einer oxidativen Bitumenalterung. Dieser Prozess ist durch eine sehr langsam ablaufende Versprödung und Verhärtung des Bitumens/Asphalts gekennzeichnet [61], [64]. Durch den Entzug von Licht z.B. durch untertägigen Einbau kann dieser Vorgang wesentlich reduziert werden, so dass der oxidative Alterungsprozess auf die Materialoberfläche beschränkt bleibt.

Der Abbau von Bitumen und Asphalt kann durch nachstehend aufgeführten Mikroorganismen erfolgen [61], [62]:

- Bakterien,
- Actinomyceten,
- Hefen,

sowie

- Pilze.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 33 von 209

Nach [64] sind bitumenabbauende Mikroorganismen allgegenwärtig. Die **mikrobielle Degradation** von Bitumen und Asphalten kann unter **aeroben** oder **anaeroben** Bedingungen [61], [62] erfolgen. Zur Quantifizierung der Aktivität der Mikroorganismen wird das bei den Stoffwechselprozessen entstehende Kohlendioxid genutzt.

Die mikrobielle Degradation von Bitumen und Asphalten unter aeroben Bedingungen:

Die Grundvoraussetzung für die mikrobielle Aktivität unter aeroben Bedingungen ist das Vorhandensein von Luftsauerstoff. Der Wachstumsvorgang der Mikroorganismen auf einen Bitumen-Asphaltpörper kann nach [62] wie folgt gegliedert werden:

1. Adaptionsphase
2. Wachstumsphase
3. Phase konstanter mikrobieller Aktivität.

In der Adaptionsphase wird das Bitumen von Mikroorganismen besiedelt. Die mikrobielle Aktivität in dieser Phase ist Null. Während der Wachstumsphase breiten sich die Mikroorganismen auf der Bitumenoberfläche aus. Diese Phase ist durch das Anwachsen der mikrobiellen Aktivität gekennzeichnet. In Phase 3 stellt sich eine annähernd konstante mikrobielle Aktivität ein. Diese ist im Wesentlichen von der angebotenen Oberfläche des Substrates abhängig. Eine größere Fläche wird demnach auch eine größere mikrobielle Aktivität verursachen. Einflussfaktoren, welche sich auf die mikrobielle Aktivität auswirken können, sind:

- Temperatur

und

- pH-Wert.

Bitemensuspensionen können nach [61], [62] nur bis zu einer Temperatur von 40°C kultiviert werden. Nach Überschreitung dieser Temperatur setzt das Zusammenfließen suspendierender Teilchen ein, welches die Reduktion der Substratoberfläche und somit der mikrobiellen Aktivität zur Folge hat. Die optimale Stoffwechselaktivität der Mikroorganismen liegt um einen pH-Wert von 7. Änderungen des pH-Wertes in Richtung basischen Milieus besitzen nach [62] keinen Einfluss, wogegen sich die mikrobielle Aktivität bei Änderungen des pH-Wertes in

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 34 von 209

Richtung sauren Milieus verringert. Ionisierende Strahlung hat nach Versuchen [62] nur einen kurzzeitigen bzw. sehr geringen Einfluss auf die mikrobielle Aktivität.

Wie schon beschrieben wird zur Quantifizierung der mikrobiellen Degradation von Bitumen und Asphalten das freigesetzte Kohlendioxid genutzt. Nach [62] beträgt die in Laborversuchen und unter Laborbedingungen ermittelte minimale Abbaurate 20 und die maximale Abbaurate 50 g Bitumen pro Jahr und m². Nach [64] dringt der mikrobielle Abbau von Bitumen unter aeroben Bedingungen pro Jahr etwa $5,5 \times 10^{-6}$ m vor.

Die mikrobielle Degradation von Bitumen und Asphalten unter anaeroben Bedingungen:

Organische Verbindungen wie Bitumen und Asphalt können bei Abwesenheit von molekularem Sauerstoff (anaerobes Milieu) durch Gärungen, oder beim Vorliegen oxidierter anorganischer oder seltener organischer Verbindungen durch anaerobe Atmung abgebaut werden [62]. Mögliche und auch unter Endlagerbedingungen vorkommende Elektronenakzeptoren sind beispielsweise Nitrite oder Sulfate. Als Endprodukte der Stoffwechselprozesse verbleiben:

- Biomasse,
- Gase (hauptsächlich Kohlendioxid und untergeordnet Methan)

sowie

- gelöste organische Kohlenstoffverbindungen.

Nach [62] weisen Mikroorganismen im anaeroben Milieu ein wesentlich langsames Wachstum als Mikroorganismen unter aeroben Verhältnissen auf. Außerdem ist die mikrobielle Abbaurate von Bitumen und Asphalten unter anaeroben Bedingungen nach [64] 100-mal geringer als unter aeroben Bedingungen. Zur Quantifizierung der mikrobiellen Aktivität wird auch unter anaeroben Bedingungen das freigesetzte Kohlendioxid genutzt. Die Abbauraten von Bitumen und Asphalten betragen nach [62] zwischen 0,2 bis 0,6 g Bitumen pro Jahr und m².

Die durchgeführten Laborversuche zur Bestimmung der mikrobiellen Degradation von Bitumen und Asphalten wurden unter idealen Wachstumsbedingungen durchgeführt. Diese Bedingungen werden im Normalfall in keinem Endlager herrschen. Ein Vergleich der Unter-

suchungen untereinander ist schwer, da die spezifischen Randbedingungen und/oder Abbauparameter unterschiedlich gewählt worden sind.

Nach [65] wirkt sich das salinare Umfeld stark hemmend (ab einer Salinität von >10 Masse-% NaCl sind keine Bakterien bekannt, die unter dieser Bedingung überleben können) auf die mikrobielle Degradation von Bitumen und Asphalt aus.

In Tabelle 1 sind unter Berücksichtigung der in [62] für aerobes bzw. anaerobes Milieu ausgewiesenen Degradationsraten von Bitumen/Asphalten die Bitumen-/Asphaltverluste für den gesamten Nachweiszeitraum von 30.000 Jahren ausgewiesen.

Tabelle 1: Degradationsverluste von Bitumen/Asphalten im Nachweiszeitraum unter Berücksichtigung aerober und anaerober Verhältnisse bei Angriffsflächen von 100 m²

Degradationsrate [g/m ²]	Degradation im Nachweiszeitraum [t]	Bemerkung
50	150	aerobes Milieu
20	60	aerobes Milieu
0,6	2	anaerobes Milieu
0,2	0,6	anaerobes Milieu

Wenn man die in [64] unter aeroben Bedingungen zugrunde gelegte jährliche mikrobielle Abbaurate von Bitumen von etwa $5,5 \times 10^{-6}$ m über die 30.000 Jahre extrapoliert, würden während dieser Zeit 0,17 m Bitumen mikrobiell abgebaut.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass selbst unter konservativer Berücksichtigung der im aeroben Milieu und unter Laborbedingungen maximal ermittelten Degradationsrate von 50g/m² die Bitumen-/Asphaltverluste im Nachweiszeitraum um ein Vielfaches geringer sind, als die in der Schottersäule vorhandenen Bitumen-/Asphaltvolumina.

Die Auswirkungen der mikrobiellen Degradation von Bitumen und Asphalten werden nach [61], [62] begrenzt durch:

- Schaffung eines kleinen Oberflächen/Volumenverhältnisses bei Körpern aus Bitumen,
- längere Adaptionszeiten,

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 36 von 209

- sich anhäufende Abbauprodukte,

sowie

- die Zusammensetzung aus vorwiegend hochmolekularen Komponenten.

Die Akzeptanz des Einsatzes von Bitumen und Asphalten in Endlagern spiegelt sich durch die geplante Anwendung in nationalen sowie internationalen Endlagerkonzepten wieder. Die Asphalte und Bitumen werden dabei hauptsächlich als Material für verschiedene geotechnische und technische Barrieren im Mehrbarrierensystem eingesetzt.

Bei dem Endlagerkonzept der *Waste Isolation Pilot Plant (WIPP-Site)*/ USA zum Beispiel sind Asphalte und Bitumen als Material für das Schachtverschlusssystem vorgesehen [63].

Bei dem Endlagerkonzept in der Schweiz wird Bitumen/Asphalt als Verfestigungsmaterial für schwach- und mittelradioaktive Abfälle eingesetzt.

Des Weiteren ist der Einsatz von Bitumen und Asphalten seit Jahrzehnten **Stand der Technik** auf folgenden Gebieten

- Wasserbau [54], [56],
- Deponiebau [53], [54],
- Straßenbau [56],

sowie im

- Bergbau [55], [44].

Querschnittsabdichtungen auf Basis kombinierter Bitumen-Ton/Feinsand-Dichtpackungen wurden im Gasspeicher Burggraf-Bernsdorf [58], und in den Schächten Bernterode 1 und 2 [57] eingesetzt und haben sich in einem über 35jährigen Speicherbetrieb bewährt. Darüber hinaus fanden Bitumen-Asphalt-Konstruktionen Eingang in das Planfeststellungsverfahren für das geplante Endlager für schwach- und mittelradioaktive Abfälle Schacht Konrad [66].

Im Hinblick auf die Langzeitbeständigkeit von Bitumen und Asphalten zeigt die Bildung von Bitumen in der Natur, dass dieses Material als Bestandteil von Erdöl Zeiträume von Hunderten von Millionen Jahren überstehen kann. Das bedeutet, dass spezifische Milieubedingungen (Chemismus, Druck, Temperatur) unter der Erdoberfläche herrschen, welche die Erhaltung

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 37 von 209

der organischen Substanz über den genannten Zeitraum ermöglichen. Bitumen- und Asphaltlagerstätten können deshalb auf Grundlage der nachstehend genannten Punkte als ein natürliches Analogon betrachtet werden [64]:

- die technisch hergestellten Qualitäten des Destillationsbitumens unterscheiden sich in den Eigenschaften nicht von den natürlichen Bitumen,
- unter Endlagerbedingungen unterliegen Bitumen und Asphalte ähnlichen Druck- und Temperaturbedingungen wie in einer Lagerstätte,
- die mineralischen Beimengungen in Bitumen, d.h. die Füllstoffe, können für die Dichtmaterialien so gewählt werden, dass sie vergleichbare Eigenschaften zu denen in natürlich vorkommenden Asphalten aufweisen

und

- die mikrobiellen Milieufaktoren, welche sich in einem Endlager einstellen werden, sind ähnlich denen in einer Erdöllagerstätte.

Als **natürliche Analoga** für die Langzeitbeständigkeit von Bitumen und Asphalten seien an dieser Stelle der Pitch Lake bei La Brea/ Trinidad, das Bitumen- und Asphaltvorkommen von Bermudez bei Pedernales/ Venezuela, das Bitumen- und Asphaltvorkommen von Rancho La Brea bei Los Angeles/ USA, das Bitumen- und Asphaltvorkommen von Coal Oil Point bei Santa Barbara/ USA genannt [64]. In Deutschland weisen die Asphaltkalk-Lagerstätten z.B. Holzen/Ith [104] auf die Langzeitbeständigkeit hin.

Unter **historischen Analoga** werden archäologische Funde bezeichnet, bei denen die Anwendung von Asphalten und Bitumen als Bau- bzw. Abdichtmaterial schon vor Jahrtausenden bestanden hat und welche noch bis in die heutige Zeit erhalten geblieben sind.

In Tabelle 2 sind einige ausgewählte Beispiele für historische Analoga von Bitumen und Asphalten aufgeführt.

Tabelle 2: Historische Analoga für Bitumen und Asphalte

Datum	Ort	Beschreibung	Quelle
15.500 v. Chr.	Höhle von Lascaux	Fund von Feuersteinklingen an denen Reste organischer Massen* (unbekannt ob es sich um Harz, Bitumen oder Pech handelt) haften	[60]
5.000 v.Chr.	Mesopotamien	Verwendung von Bitumen und Asphalt bei der Errichtung der Kaimauern an Euphrat und Tigris	[8]
4.500 v. Chr.	Mesopotamien	Palmenstämme mit Asphaltummantelung	[64]
4.500 v. Chr.	Tempelturm von Ur	Nutzung von Asphalt als Leim bei den gefundenen Kunstwerken „Standarte von Ur“ und „Widder am Blütenstrauch“	[64]
3.000 v. Chr.	Warka/Mesopotamien	mit einem Mörtelüberzug und einer Asphalt-Isolierung versehener Fußboden in einem Heiligtum	[64]
zwischen 3.200 und 500 v. Chr.	Babylon	Einbettung von Steinen in Asphalt beim Straßenbau	[64]

* die organischen Materialien (z.B. Harze oder Birkenteerpech) sind wasserabweisend und besitzen ähnliche Eigenschaften wie Bitumen und können deshalb als historische Analoga für Bitumen betrachtet werden

3.3 Nachweis der Langzeitstabilität von Schottern, Kiesen und Sanden

Als Kiese und Sande bezeichnet man verwitterte und anschließend abgelagerte Hartgesteine mit Korndurchmessern für Kies von 2 bis 63 mm und für Sande von 0,06 bis 2 mm [67]. Schotter sind im Festgesteinstagebau abgebaute und anschließend gebrochene Hartgesteine. Die Korngröße von Schotter liegt im Bereich von 25 bis 65 mm.

Hartgesteinsschotter sind hinsichtlich ihrer Setzungsstabilität als Baustoff für die untere Widerlagersäule sowie ihres Lastabtragsverhaltens infolge der Ausbildung des Siloeffektes als Baustoff für die kombinierten Widerlager-Dichtelemente DE 2 und DE 3 und als Bestandteil des Mineralgemischs (Schotter, Kiese, Sande, Bentonit) zur Stabilisierung des Deckgebirges vorgesehen. Die Kiese und Sande werden in verschiedenen Kornabstufungen als Baustoff für Filter- und Ausgleichsschichten eingesetzt.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 39 von 209

Die mineralogische Zusammensetzung der Schotter, Kiese, Sande ist abhängig von deren Genese. Die Auswahl von Schottern, Kiesen und Sanden als Baustoffe für die jeweiligen Schachtverschlüsselemente muss nach folgenden Kriterien erfolgen:

- die Gewährleistung der Langzeitstabilität des Baustoffes,
- die Setzungsstabilität des gewählten Baustoffes

und

- die Verfügbarkeit des Baustoffes in der Region.

Die Eignung der Baustoffe ist hinsichtlich der Setzungsstabilität und Langzeitstabilität unter Zugrundelegung einschlägiger Normen, z.B. der TECHNISCHEN LIEFERBEDINGUNGEN GLEISSCHOTTER der Deutschen Bahn AG [68] und der bei Schachtverfüllungen mit Schotter gesammelten Erfahrungen im Kali- und Steinsalzbergbau nachzuweisen.

Als natürliche Analoga für die Langzeitbeständigkeit von Hartgesteinen können die Basaltintrusionen im Werra-Kalirevier angesehen [69] werden.

Für die weitere Konzeptplanung wird die Langzeitbeständigkeit und die Setzungsstabilität der eingesetzten Schotter, Kiese, Sande vorausgesetzt.

Erfahrungen zum Einsatz, im Umgang und der Handhabung mit setzungsarmen Schottern zur Hohlraumverfüllung wurden bei zahlreichen ausgeführten Schachtverschlüssen (vgl. Tabelle 4 in [70]) gesammelt.

Im Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdetfurth Schacht II wurden durch Laboruntersuchungen sowie halbtechnische Versuche Materialien und die Messtechnik ausgewählt, durch Vorversuche am Schacht I Untersuchungen zur Einbringtechnik und der Eignung der Messapparatur durchgeführt und durch Versuche im Schacht II der Nachweis einer setzungsstabilen Schottersäule erbracht [17], [18].

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 40 von 209

4 Erläuterungen zu den Bauwerksentwürfen für die Schächte Marie und Bartensleben

Als Grundlage für die nachfolgenden bergsmechanischen und geohydraulischen Berechnungen zur Nachweisführung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlussbauwerke werden, unter Berücksichtigung der in [1] erarbeiteten technischen Konzepte sowie der in Kap. 3 erarbeiteten Ergebnisse zur Langzeitstabilität der einzusetzenden Schachtverschlussbaustoffe, Bauwerksentwürfe für die Schächte Marie und Bartensleben abgeleitet.

Da, wie bereits ausgeführt, derzeit keine gesicherten Erkenntnisse über die Beeinflussung der Bentoniteigenschaften durch in Salzlösungen gelöste C-S-H Phasen vorliegen, muss für beide Schächte auf das technische Konzept B [1] zurückgegriffen werden.

Unter der Berücksichtigung der jeweiligen geologischen und bergbaulichen Situationen in den beiden Schächten sind in Tabelle 3 für die Schachtverschlüsselemente die Einbaulängen sowie die Materialien zusammengefasst. Ergänzend dazu sind in der Anlage 1 und der Anlage 2 die Bauwerksentwürfe für beide Schächte abgebildet.

Die Anforderungen bzw. die Funktionen der in den Bauwerksentwürfen dargestellten Schachtverschlüsselemente können wie folgt zusammengefasst werden (zu detaillierten Ausführungen siehe [1]):

obere Widerlagersäule:

Die obere Widerlagersäule dient zur Stützung des Schachtstoßes und ist aus einem setzungsarmen Mineralgemisch aufgebaut. Zusätzlich sollte die hydraulische Leitfähigkeit des Mineralgemischs im Bereich der geringsten hydraulischen Leitfähigkeit des Deckgebirges liegen, um Zuflüsse aus dem Deckgebirge zu minimieren.

Filterschicht I:

Die Filterschicht I besteht aus abgestuften Kiesen, Sanden, Feinsanden und trennt das Dichtelement DE 1 von der oberen Widerlagersäule.

Tabelle 3: Bauwerksentwürfe Schächte Marie und Bartensleben

Schachtverschlusselement	Schacht Marie				Schacht Bartensleben				Material
	Einbauteufe		Einbau- länge m	Einbauteufe		Einbau- länge m	Material		
	von m unter GOK	bis m unter GOK		von m unter GOK	bis m unter GOK		Material	Material	
obere Widerlagersäule	0,00	173,00	173,00	0,00	196,50	196,50	196,50	Mineralgemisch	
Filterschicht I	173,00	176,00	3,00	196,50	199,50	3,00	199,50	Feinsand, abgestufte Kiese und Sande	
Dichtelement DE 1	176,00	253,53	77,53	199,50	258,74	59,24	258,74	Bentonit (Calcigel)	
Filterschicht II	253,53	256,53	3,00	258,74	261,74	3,00	261,74	Feinsand, abgestufte Kiese und Sande	
Widerlager-Dichtelement DE 2	256,53	303,53	47,00	261,74	308,74	47,00	308,74	Schotter, Asphalt	
Filterschicht III	303,53	307,53	4,00	308,74	312,74	4,00	312,74	Feinsand und Porenraumfüllung mit CaCl ₂ -Lauge	
Asphalt-undurchlässiger Kern	307,53	312,03	4,50	312,74	317,23	4,50	317,23	erdfeuchter Ton	
Gussasphalt	312,03	312,53	0,50	317,23	317,74	0,50	317,74	Gussasphaltplatten	
Filterschicht IV	312,53	318,53	6,00	317,74	323,74	6,00	323,74	Feinsand, abgestufte Kiese und Sande	
Widerlager- Dichtelement DE 3	318,53	343,53	25,00	323,74	366,24	42,50	366,24	Schotter, Asphalt	
Filterschicht V	343,53	346,53	3,00	366,24	369,24	3,00	369,24	Feinsand, abgestufte Kiese und Sande	
Schotter mit Porenraumfüllung durch Zementstein	346,53	352,56	6,03	369,24	386,75	17,51	386,75	Schotter, Solezementstein	
untere Widerlagersäule	352,56	522,00	169,44	386,75	526,00	139,25	526,00	Schotter	

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 42 von 209

Dichtelement DE 1:

Durch das Dichtelement DE 1 erfolgt die Abdichtung des Grubengebäudes gegen Zuflüsse aus dem Deckgebirge. Als Dichtmaterial wird Bentonit eingesetzt. Durch die Verwendung dieses Dichtmaterials erfolgen die Abdichtung des freien Schachtquerschnittes und die Abdichtung der Kontaktzone zwischen Gebirge und Dichtelement durch den sich bei Flüssigkeitsaufnahme im Bentonit einstellenden Quelldruck.

Filterschicht II:

Die Filterschicht II besteht aus abgestuften Kiesen, Sanden, Feinsanden und trennt das Dichtelement DE 1 von dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2.

kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2:

Über die Schottersäule des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 erfolgt der Lastabtrag der Belastungen von oben und/oder unten in das Gebirge. Die Porenräume der Schottersäule werden mit Asphalt/Bitumen ausgefüllt, so dass das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 neben dem Lastabtrag den Zufluss von Deckgebirgs-wässern in das Grubengebäude verhindert. Bitumen/Asphalt wird somit als redundante und diversitäre Dichtung zum Bentonit (Dichtelement DE1) wirksam. Zur Gewährleistung der dauerhaften Abdichtung des freien Schachtquerschnittes gegenüber Deckgebirgs-wässern muss die Dichte des Bitumen/Asphaltes größer als die der zutretenden Deckgebirgs-wässer (gefüllter B 200, $\rho = 1.300 \text{ kg/m}^3$) sein.

Die Trennung der beiden kombinierten Widerlager-Dichtelemente erfolgt durch einen asphaltdichten Kern, welcher, zwischen den beiden genannten Schachtverschlusselementen angeordnet, aus folgenden Komponenten aufgebaut ist

Filterschicht III:

Die Filterschicht III besteht aus Feinsand und stabilisiert den Asphalt des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 in seiner Lage. Weiterhin ist die Sättigung der Filterschicht mit CaCl_2 -„Lauge“ als Maßnahme gegen das Austrocknen des Tones vorgesehen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 43 von 209

Tonschicht:

Die Tonschicht ist das redundante und diversitäre Element für die Filterschichten III und IV.

Gussasphaltplatten:

Die unterhalb der Tonschicht einzubauenden Gussasphaltplatten sind als Maßnahme gegen das Austrocknen des Tones vorgesehen.

Filterschicht IV:

Die Filterschicht IV ist aus abgestuften Kiesen, Sanden und Feinsanden (Aufbau von unten nach oben) aufgebaut. Durch die stufenweise Verringerung der hydraulischen Leitfähigkeit in der Filterschicht wird der Asphalt des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 im Falle einer möglichen Fluiddruckbelastung von unten in seiner Lage gehalten.

kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 3:

Das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 ist analog dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 aufgebaut. Es dichtet den Schacht gegen aufsteigende saline Lösungen aus dem Grubengebäude ab. Zur Gewährleistung der dauerhaften Abdichtung des freien Schachtquerschnittes gegenüber aus dem Grubengebäude aufsteigenden salinaren Lösungen muss die Dichte des Bitumen/Asphaltes kleiner als die der aufsteigenden „Laugen“ (Aufschwimmen des Bitumen/Asphaltes auf den salinaren Lösungen) sein. Deshalb wird in den Nachweisführungen von einem ungefüllteren B 80 ($\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$) ausgegangen.

Filterschicht V:

Die Filterschicht V ist aus abgestuften Kiesen, Sanden und Feinsanden aufgebaut. Durch die stufenweise Verringerung der hydraulischen Leitfähigkeit in der Filterschicht wird der Asphalt des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 in seiner Lage gehalten.

Die untere Widerlagersäule besteht von der Unterkante der Filterschicht V bis zur Unterkante des obersten Füllortes aus einem

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 44 von 209

setzungsarmen Schotter mit einer Poren-Solezementsteinfüllung

Durch die Auffüllung des Porenraumes des setzungsarmen Schotters mit einer Solezementsuspension entsteht ein redundantes und diversitäres Element zur Filterschicht V. Durch den Verschluss des Porenraumes in der Schottersäule wird bei Versagen der Filterschicht V das Abfließen des Asphalts aus dem kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 verhindert und somit dessen Gebrauchstauglichkeit über den Nachweiszeitraum gewährleistet. Sollte der Lösungsspiegel die Solezementsteinschicht erreichen, wird nach der Korrosion des Solezementsteins das Bitumen/Asphalt aufgrund seiner den salinaren Lösungen gegenüber geringeren Dichte aufschwimmen, so dass die Gebrauchstauglichkeit des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 dauerhaft erhalten bleibt.

Außerdem verbessert dieser kohäsive Abschnitt der unteren Widerlagersäule die Auslaufsicherheit und dient insgesamt der Stabilisierung der Verfüllsäule. Von diesen Eigenschaften wird im Rahmen der geomechanischen und geohydraulischen Nachweisführungen kein Kredit genommen.

und bis zur Endteufe des Schachtes

aus setzungsarmen Schotter

Dieser Abschnitt der unteren Widerlagersäule besteht aus einem setzungsarmen Schotter und dient zur Lagestabilisierung der Füllsäule.

Eine Besonderheit für den Schacht Marie stellt die zusätzlich angeschlagene Zwischensohle bei 310 m Teufe dar. Diese wurde vermutlich bei den Abteufarbeiten aufgeschlossen, um die salzspiegelnahen Kalivorkommen abzubauen. Der Abbau wurde gewendet um den Schacht herum aufzufahren, woraus die Bezeichnung „Korkenzieherwendel“ für diesen Grubenbau, der bis ca. 20 m unterhalb des Salzspiegels reicht, herrührt. Die Zwischensohle und die angeschlossene Korkenzieherwendel ist vorzeitig (vor Beginn der eigentlichen Schachtverfüllung) mit geeigneten Materialien zu versetzen.

Bei der Materialauswahl ist zu berücksichtigen, dass die ursprünglichen Eigenschaften des unverritzten Salinargebirges insbesondere in Hinblick auf die hydraulischen Kennwerte (hyd-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 45 von 209

raulische Leitfähigkeit) wiederhergestellt werden. Bei den weiteren Betrachtungen wird von der vollständigen Wiederherstellung der Steinsalzeigenschaften im Ausbruchsbereich der Korkenzieherwendel ausgegangen.

5 Gebirgsmechanische und geohydraulische Nachweisführungen zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit

Die geomechanischen Berechnungen erfolgen am Modell des Schachtes Marie. Dieser Bauwerksentwurf stellt hinsichtlich der geringeren Einbaulängen des Schachtverschlusselementes *Widerlager-Dichtelement DE 3* und *des geringeren vertikalen Abstandes zum oberen Füllort* den konservativen Betrachtungsfall dar. Aufgrund der vergleichbaren geomechanischen Verhältnisse an den Schächten Marie und Bartensleben können die Ergebnisse der geomechanischen Berechnungen für den Schacht Marie auf den Schacht Bartensleben übertragen werden.

Die geohydraulischen Nachweise sind für beide Schächte gültig.

5.1 Gebirgsmechanische Untersuchungen zum Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis

5.1.1 Vorgehensweise bei der geomechanischen Modellierung

Das mechanische Verhalten der Verfüllsäule und des umgebenden Gebirges wird in Abhängigkeit von den in der Gefährdungsanalyse ermittelten mechanischen Belastungen, die aus dem Eigengewicht der Verfüllsäule, dem Fluiddruck, dem Quelldruck des Bentonites und dem Gebirgsdruck resultieren, analysiert.

Hierbei erfolgt konservativ die Betrachtung der im Nachweiszeitraum auftretenden extremen Belastungssituationen. Diese ergeben sich aus der mechanischen Druckbelastung der Dichtelemente und der Schachtkontur

- **von oben**

(Diese Druckbelastung resultiert aus der Flüssigkeitssäule von der Oberkante der Dichtelemente bis zur Geländeoberkante, dem Eigengewicht bei Berücksichtigung des Siloeffektes und dem Quelldruck im Dichtelement DE 1.)

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 46 von 209

und

- **von unten**

(Diese Druckbelastung ergibt sich aus dem Gas-/Fluiddruck im Grubengebäude.).

Weiterhin werden die Belastungen der Schachtverschlüsselemente durch den Gebirgsdruck, der infolge der rheologischen Eigenschaften des Salinargebirges nach Einbau der Verschlussmaterialien einsetzt, analysiert.

Der erste Teil der geomechanischen Untersuchungen beruht auf der Modellierung der gesamten Schachtverfüllung (Gesamtmodell).

Eine detaillierte Betrachtung der hinsichtlich des mechanischen Verhaltens wesentlichen Bereiche der Verfüllsäule, d.h. der kombinierten Widerlager-Dichtelemente und der Füllortbereiche mittels entsprechender Teilmodelle, geschieht im zweiten Teil der Untersuchungen.

Dieser zweite Teil der Nachweisführung besteht aus Sicherheitsanalysen und aus Prognosen des Sicherheitsniveaus des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 mittels eines Teilmodells.

Die Sicherheitsanalyse umfasst Berechnungen mit abgeminderten Festigkeitsparametern der Verfüllsäule, abgeminderter Reibung in der Kontaktfuge und verminderter Steifigkeit von Verfüllmaterial und Gebirge. Die Abminderung erfolgt mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,5$ (siehe z.B. [71]). Da für die Lastannahmen bereits die maximal möglichen Werte verwendet werden, ist eine Sicherheitsanalyse mit überhöhter Belastung nicht notwendig.

Die Abschätzung des Sicherheitsniveaus mittels des Teilmodells erfolgt durch eine Sensitivitätsanalyse der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 hinsichtlich der wesentlichen mechanischen Modellparameter (Reibung in der Kontaktzone, Festigkeitsparameter des Schotter/Asphalt-Gemisches, Verformungsverhalten des Schotter/Asphalt-Gemisches sowie des Gebirges (Hutgestein, Salinar)).

Mit einem weiteren Teilmodell, welches einen charakteristischen Füllortbereich beschreibt, wird der Einfluss der Füllörter auf die Tragfähigkeit der Verfüllsäule und das Setzungsverhalten im Füllortbereich untersucht.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 47 von 209

Die Betrachtung des geomechanischen Verhaltens des Schachtes erfolgt zu folgenden Zeitpunkten:

- Abteufen des Schachtes,
- nach einer Standzeit von 100 a (konservativ ohne Berücksichtigung des Ausbaus) und nach folgendem Nachriss der Kontur um 0,75 m (Entfernung der geschädigten Zone),
- nach dem Einbau der Verfüllsäule (1 Jahr nach dem Nachriss der Schachtkontur),
- nach der Fluiddruckbelastung entsprechend der Belastungsszenarien

sowie

- zum Ende des Nachweiszeitraumes (nach 30.000 Jahren, Aufbau eines Gebirgsdruckes durch das Kriechen des Salinars).

Die Berechnungsergebnisse der geomechanischen Untersuchungen und deren Bewertung mit den in Kapitel 2.2 beschriebenen Kriterien zur geomechanischen Nachweisführung werden für zwei Referenzlastfälle ausführlich beschrieben.

Die Dokumentation der wesentlichen Berechnungsergebnisse und deren Bewertung erfolgt für alle betrachteten Belastungsszenarien in tabellarischer Form.

Auf dieser Grundlage werden der Tragfähigkeitsnachweis und der Gebrauchstauglichkeitsnachweis aus geomechanischer Sicht erbracht. Der Gebrauchstauglichkeitsnachweis aus geohydraulischer Sicht erfolgt in Kapitel 5.2.

5.1.2 Modellgeometrien, Randbedingungen und Materialeigenschaften

Die Geometrie des Schachtes, die Materialeigenschaften der Verfüllsäule und die Gebirgseigenschaften erlauben eine rotationssymmetrische Modellierung mit der Schachtachse als Symmetrieachse (vgl. Abbildung 1).

Das Gebirge wird für den betrachteten Schacht Marie durch die drei homogen angesetzten Schichten

Schicht 1: Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel,

Schicht 2: Hutgestein

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 49 von 209

Es erfolgt die Modellierung der wesentlichen Teile der Verfüllsäule:

- unterer Teil der unteren Widerlagersäule,
- oberer Teil der mit Solezementstein verfüllten unteren Widerlagersäule,
- unteres kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 3,
- Übergangsbereich zwischen den Widerlager-Dichtelementen DE 2 und DE 3,
- oberes kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2,
- Dichtelement DE 1

und

- obere Widerlagersäule.

Die gering mächtigen Filterschichten werden den angrenzenden Elementen zugeordnet.

Der Schachtradius beträgt bei Simulationsbeginn („Abteufen des Schachtes“, kein Ausbau) 3,25 m. Nach 100 Jahren Standzeit, vor dem Einbau der Verfüllsäule, wird konservativ ein Nachriss der Schachtkontur um 0,75 m simuliert. Es ergibt sich summarisch ein Radius im Einbauzustand von $r_0 = 4,0$ m.

Das im Rahmen des Sicherheitsnachweises und der Sensitivitätsanalyse verwendete Teilmodell für das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 illustriert die Abbildung 2.

Die Betrachtungen zum Einfluss der sich im Bereich der unteren Widerlagersäule befindlichen Füllorte auf die Setzungen der Verfüllsäule beruhen auf einem weiteren Teilmodell. Aufgrund fehlender detaillierter Angaben werden folgende prinzipielle Varianten der Füllortgeometrie untersucht:

- Füllorte mit rechteckigem Vertikalschnitt

und

- Füllorte mit trapezförmigem Vertikalschnitt (vgl. Abbildung 3).

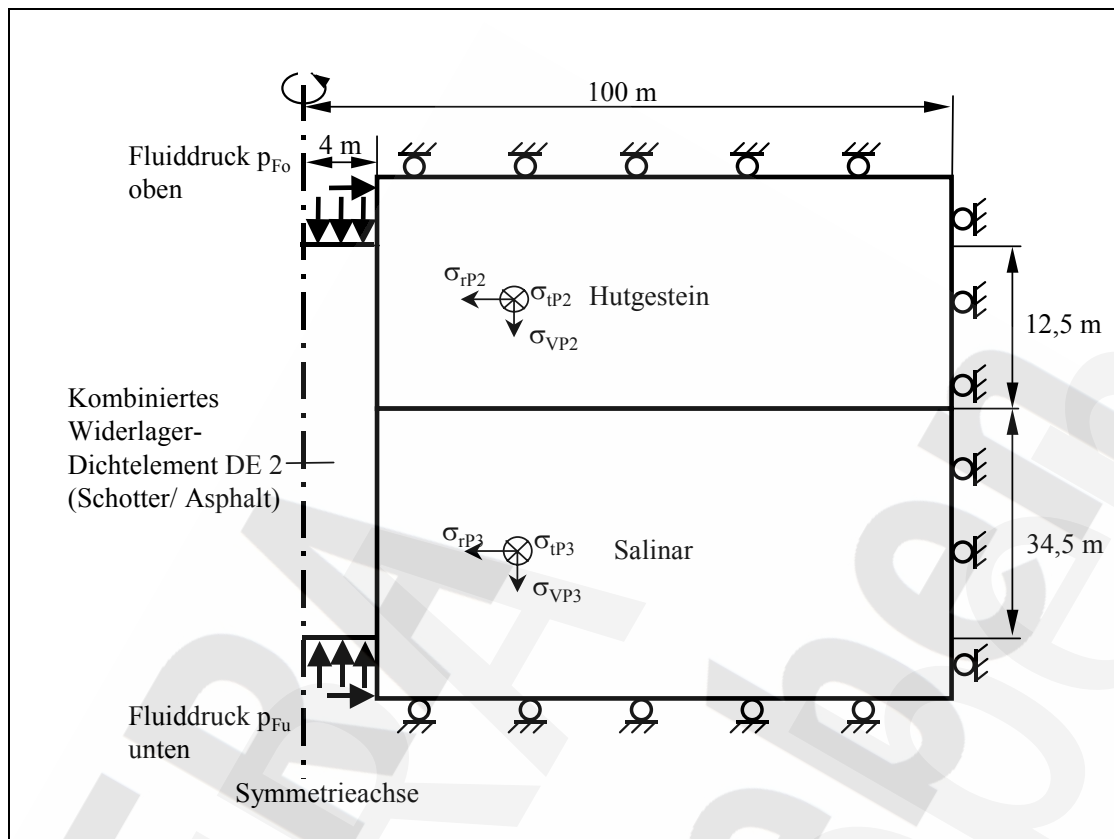


Abb. 2: Modellgeometrie des Teilmodells für den Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2

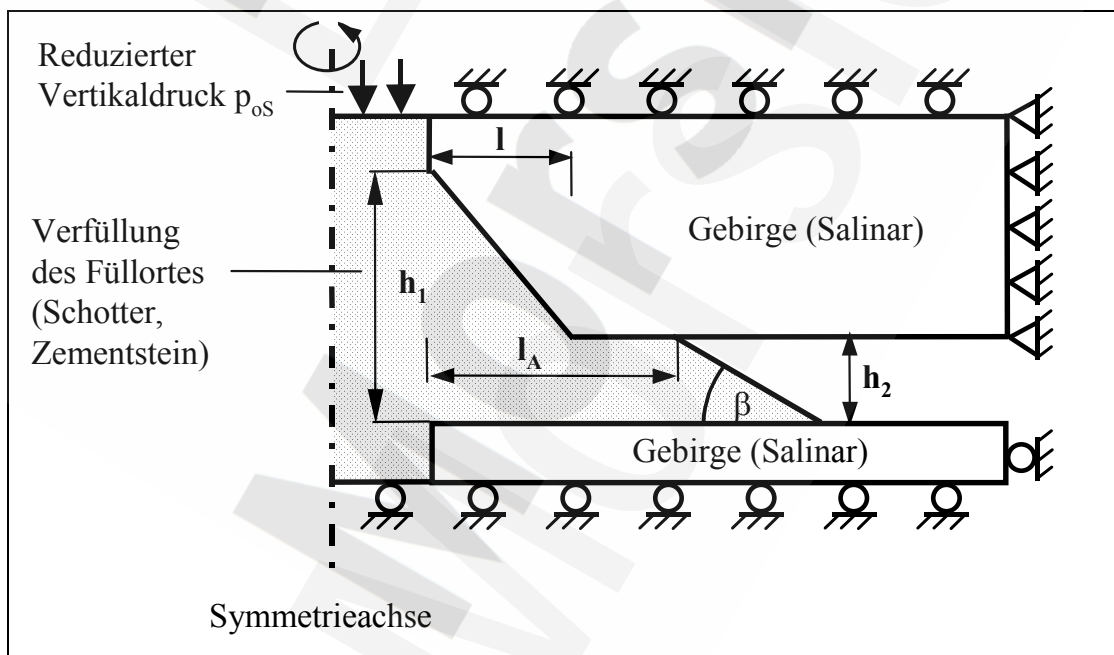


Abb. 3: Geometrie und Randbedingungen für ein trapezförmiges Füllort

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 51 von 209

Die beiden untersuchten Varianten mit einem trapezförmigen Vertikalschnitt unterscheiden sich hinsichtlich des Anstieges der Firste des Füllortes zum Schacht hin (h_1 , h_2 , l):

$$\text{Variante 1: } h_1 = 8,4 \text{ m; } h_2 = 2,8 \text{ m, } l = 4,5 \text{ m,}$$

$$\text{Variante 2: } h_1 = 6,6 \text{ m; } h_2 = 4,8 \text{ m, } l = 4,9 \text{ m.}$$

Die erforderliche Gesamtlänge (l_A) der Verfüllung der Strecke im Füllortbereich ergibt sich zu (siehe [18]):

$$l_A = \frac{h_1 + h_2}{2}. \quad (1)$$

In der Praxis vorhandene Vorschüttungen z.B. durch verdichtete Schotter oder durch unverdichtete Salzminerale bleiben bei den Berechnungen unberücksichtigt.

Der Böschungswinkel β liegt in der Größenordnung $\beta = 36^\circ$ für den eingesetzten Schotter [18].

Im Folgenden sollen die Annahmen zu den Materialeigenschaften von Gebirge, Kontaktzone und Verfüllsäule erläutert werden.

Vereinfachend kann man für die Schicht 1 (Dogger Schluff/Tonstein/Mergel Bereich) und für das Hutgestein elastoplastisches Materialverhalten mit dem *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* in der Form:

$$|\tau| < -\sigma_n \tan \Phi + c, \quad \sigma_n < \sigma_Z \quad (2)$$

mit τ - Schubspannung in [MPa],

σ_n - Normalspannung (Druckspannungen negativ) in [MPa],

Φ - Winkel der inneren Reibung in $[\circ]$,

c - Kohäsion in [MPa],

σ_Z - einaxiale Zugfestigkeit in [MPa]

verwenden. Das elasto-plastische Stoffgesetz charakterisieren neben den genannten Parametern des Bruchkriteriums die elastischen Kennwerte Elastizitätsmodul (E) und Querdehnungszahl (ν).

In den numerischen Simulationen wird nur elastisches Materialverhalten für den Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel-Bereich und das Hutgestein angesetzt und die Beanspruchungen durch separate Auswertungen der Spannungen mittels der Gleichung (2) eingeschätzt. Dieser Ansatz ergibt sich aus der nachfolgenden Analyse der Daten zum Grundspannungszustand (siehe unten).

Die Modellierung des rheologischen Verhaltens des Salinars geschieht mittels des viskoplastischen Modells auf der Basis des NORTON-Ansatzes (nach BGR)

$$\dot{\varepsilon} = A \left(\frac{\sigma}{\sigma^x} \right)^n, \quad (3)$$

wobei vereinbarungsgemäß in Anlehnung an die Vorgehensweise der BGR [72]

$$A = 7,13 \cdot 10^{-11} \text{ d}^{-1}$$

$$n = 5$$

$$\sigma^x = 1 \text{ MPa}$$

ist.

Zur Bewertung der Integrität des Salinargebirges wird das Dilatanzkriterium (nach [9] bzw. [10])

$$\tau_{\text{Dil}} < \tau_{\text{DilG}} = 0,8996 \sigma_0 - 0,01697 \sigma_0^2, \quad (4)$$

mit τ_{Dil} - vorhandene Oktaeder-Schubspannung in [MPa],

τ_{DilG} - Grenzwert der Oktaeder-Schubspannung (Dilatanzgrenze) in [MPa],

σ_0 - Mittelwert der Hauptnormalspannung in [MPa],

verwendet. Es tritt bei $\tau_{\text{Dil}} < \tau_{\text{DilG}}$ keine Schädigung des Salinargebirges ein.

Die Tabelle 4 enthält eine Zusammenstellung der elastischen Parameter und der Festigkeitskennwerte für das Gebirge.

Tabelle 4: Materialparameter des Gebirges nach [73], [74]

Material	Dichte ρ_G [kg/m ³]	E-Modul E [MPa]	Quer- dehnung ν [/]	Winkel der inneren Reibung Φ [°]	Kohäsion c [MPa]	Zugfestig- keit σ_z [MPa]
Dogger/Schluff/ Ton- stein/Mergel	2.400	500	0,3	17,2	1,00	0
Hutgestein	2.500	14.000	0,3	43,9	3,16	0

Für den Salinarbereich werden folgende Parameter des viskoplastischen Modells (Formel (3)) angesetzt (nach [75], [76]):

- Dichte - 2.190 kg/m³,
- E-Modul - 27.500 MPa,
- Querdehnung - 0,4,
- A, n - vergleiche Erläuterungen zu Formel (3).

Die mechanische Modellierung der Verfüllsäule beruht ebenfalls auf der vereinfachenden Annahme eines elastoplastischen Materialverhaltens mit Bruchkriterium nach Gleichung (2).

Die mechanischen Eigenschaften der Kontaktzone werden durch eine Haft- bzw. Gleitreibung charakterisiert. Haftreibung ist vorhanden, wenn

$$|\tau_K| < -\sigma_{nK} \tan \Phi_{\text{Kontakt}} = |\tau_{KG}|, \quad (5)$$

mit τ_K - maximale Schubspannung an der Kontaktfläche,

σ_{nK} - Normalspannung an der Kontaktfläche (Druckspannungen negativ),

$\mu = \tan \Phi_{\text{Kontakt}}$ - Reibungsbeiwert,

gilt. Der Betrag der Schubspannung bei einer Gleitreibung entspricht $|\tau_{KG}|$.

Die Tabelle 5 enthält die verwendeten Materialparameter für die Verfüllsäule und die Kontaktzone.

Tabelle 5: Materialparameter der Verfüllsäule und der Kontaktzone nach [14], [75], [76], [77], [78]

Material	Dichte	E-Modul	Querdehnung	Winkel der inneren Reibung	Kohäsion	Kontaktreibung
	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	ν [/]	ϕ [°]	c [MPa]	ϕ_{Kontakt} [°]
Mineralgemisch	2.000,0	100,0	0,30	25,0	0	19,0
Bentonit	1.700,0	100,0	0,30	20,0	0	15,0
		20,0	0,45	8,0	0,05	6,0
Schotter/Asphalt (DE 2)	2.238,0	200,0	0,32	35,0	0	27,0
Übergangsbereich	1.700,0	60,0	0,40	15,0	0	11,0
Schotter/Asphalt (DE 3)	2.114,0	200,0	0,32	35,0	0	27,0
Schotter mit Solezementstein	2.712,0	200,0	0,32	40,0	0	31,0
Schotter	1.700,0	200,0	0,32	40,0	0	31,0

In der gesamten Verfüllsäule wird die einachsige Zugfestigkeit $\sigma_z = 0$ gesetzt.

Die mechanischen Randbedingungen ergeben sich aus der rotationssymmetrischen Modellierung, den Belastungen durch das Eigengewicht, den Fluiddrücken von oben (p_{Fo}) und/oder unten (p_{Fu}), dem Quelldruck (p_Q) im Dichtelement DE 1, dem Grundspannungszustand im Gebirge sowie den bei den numerischen Berechnungen mittels des Programmsystemes FLAC verwendeten Algorithmen (vgl. Abbildung 1).

Die Angriffsflächen und die Höhe der Belastungen durch die Fluiddrücke (p_{Fo} , p_{Fu}) ergeben sich aus den entsprechenden Belastungsszenarien. Es werden Fluiddruckbelastungen von oben

- an der Oberkante des Dichtelementes DE 1,
- an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 und
- an der Oberkante des asphaltdichten Kernes des Übergangsbereiches

sowie Fluiddruckbelastungen von unten

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 55 von 209

- an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichteelementes DE 3 und
- an der Unterkante des asphaltlichten Kernes des Übergangsbereiches

simuliert (siehe Abschnitt 5.1.4 und Abbildung 1).

Der Quelldruck im Dichtelement DE 1 bei vollständiger Durchfeuchtung wird durch Superposition eines isotropen Spannungsfeldes im Bereich des Dichtelementes DE 1, für dessen Hauptnormalspannungen $\sigma_{IDE1} = \sigma_{2DE1} = \sigma_{3DE1} = p_Q$ gilt, berücksichtigt. Der Quelldruck p_Q beträgt $p_Q = 3,3 \text{ MPa}$ (vgl. Abschnitt 5.2.2.2).

Die primären Hauptnormalspannungen in den drei Gebirgsbereichen (σ_{VPi} , σ_{HP1i} , σ_{HP2i} , $i = 1, 2, 3$) lauten wie folgt:

Die Vertikalspannungen entsprechen dem Teufendruck in den jeweiligen Gebirgsbereichen, d.h. es ist

im **Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel**:

$$\sigma_{VP1} = -\rho_1 g H, \quad 0 \leq H \leq H_1, \quad H_1 = 176 \text{ m},$$

im **Hutgestein**:

$$\sigma_{VP2} = -(\rho_1 g H_1 + \rho_2 g (H - H_1)), \quad 176 \text{ m} \leq H \leq H_2, \quad H_2 = 269 \text{ m},$$

und im **Salinar**:

$$\sigma_{VP3} = -(\rho_1 g H_1 + \rho_2 g (H_2 - H_1) + \rho_3 g (H - H_2)), \quad 269 \text{ m} \leq H \leq 572 \text{ m}.$$

Für die Horizontalspannungen gilt nach [74]

im **Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel**:

$$\sigma_{HP11} = -10,1 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{HP21} = -6,3 \text{ MPa},$$

im **Hutgestein**:

$$\sigma_{HP12} = -20,6 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{HP22} = -11,6 \text{ MPa},$$

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 56 von 209

und im **Salinar** (isotroper Primärspannungszustand wegen des Kriechverhaltens des Salinar):

$$\sigma_{HP13} = \sigma_{HP23} = \sigma_{VP3}.$$

Diese auf In-Situ-Spannungsmessungen beruhenden Daten führen nach den analytischen Lösungen für Spannungen um kreisförmige Hohlräume zu folgenden Extremwerten der Tangentialspannungen σ_{tmin} , σ_{tmax} an der Schachtkontur,

im **Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel**:

$$\sigma_{tmin1} = 3\sigma_{HP21} - \sigma_{HP11} = -8,8 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{tmax1} = 3\sigma_{HP11} - \sigma_{HP21} = -24 \text{ MPa},$$

und im **Hutgestein**:

$$\sigma_{tmin2} = 3\sigma_{HP22} - \sigma_{HP12} = -14,2 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{tmax2} = 3\sigma_{HP12} - \sigma_{HP22} = -50,2 \text{ MPa}.$$

Nach Gleichung (2) und den Materialparametern in Tabelle 4 ergeben sich

$$-\sigma_{tmax1} > \sigma_{D1} (2,7 \text{ MPa}) \text{ und}$$

$$-\sigma_{tmax1} > \sigma_{D2} (14,9 \text{ MPa}),$$

wobei σ_{D1} der einaxialen Druckfestigkeit im Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und σ_{D2} der einaxialen Druckfestigkeit des Hutgesteins entsprechen.

Diese Ergebnisse widersprechen den in der Realität angetroffenen Verhältnissen. Aus den Abteufunterlagen konnten keine Hinweise zu Standsicherheitsproblemen in den oben genannten Schichten entnommen werden (Nachbrucherscheinungen, zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen). In-Situ-Beobachtungen des Schachtausbaus zeigten über die gesamte Standzeit keine abnormalen Gebirgsdruckauswirkungen in diesen Bereichen. In den Permeabilitätsangaben in [74] wurde ebenfalls keine Anisotropie festgestellt. Deshalb ist davon auszugehen, dass der durch Messungen an ausgewählten Lokationen ermittelte Grundspannungszustand nicht auf das am Schacht anstehende Gebirge übertragen werden kann.

Aus den genannten Gründen wurde grundsätzlich für die Bereiche Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und Hutgestein elastisches Materialverhalten angenommen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 57 von 209

Lediglich zum Vergleich der unterschiedlichen Belastungsszenarien (Lastfälle) erfolgt eine Analyse der Beanspruchungen mit dem *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* (nach Formel (2)).

Da man die horizontale Anisotropie der Primärspannungen für die Bereiche des Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und des Hutgesteins nicht mittels des rotationssymmetrischen Modells beschreiben kann, werden vereinfachend isotrope primäre Horizontalspannungen angesetzt, die den rechnerisch an der Kontur ermittelten Spannungsextremwerten $\sigma_{\min 1,2}$, $\sigma_{\max 1,2}$ entsprechen.

Man erhält dann die beiden Fälle der primären Horizontalspannungen σ_{HP} (isotrop)

im **Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel**:

Fall 1: $\sigma_{HP1} = 4,4 \text{ MPa}$,

Fall 2: $\sigma_{HP1} = 12 \text{ MPa}$,

und im **Hutgestein**:

Fall 1: $\sigma_{HP2} = 7,1 \text{ MPa}$,

Fall 2: $\sigma_{HP2} = 25,1 \text{ MPa}$.

Für den Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel werden diese linear auf den angegebenen Wert ansteigend (von der Geländeoberkante bis zur Schichtgrenze) angesetzt.

Da die horizontalen Primärspannungen im Fall 1 am ungünstigsten hinsichtlich des Lastabtrages und damit der Tragfähigkeit der Verfüllsäule sowie des FRACs sind, beruhen die numerischen Simulationen auf diesem Grundspannungszustand.

Die Unterkante und der Außenrand des Modells werden in Normalenrichtung fixiert. Letzteres ist wegen der Verwendung des FLAC-spezifischen Eintrages der Primärspannungen in das Gebirgsmodell erforderlich.

5.1.3 Numerische Modellierung mit dem Programmsystem FLAC

Die numerische Umsetzung erfolgt mit Hilfe des FDM-Programmsystems FLAC der Firma ITASCA [79]. Es wird das in FLAC vorhandene Modul zur rotationssymmetrischen Modellierung verwendet.

Abbildung 4 und Abbildung 5 illustrieren die Modellgeometrie in FLAC für die Berechnungsvarianten „Gesamtmodell“ und „Teilmodell DE 2“.

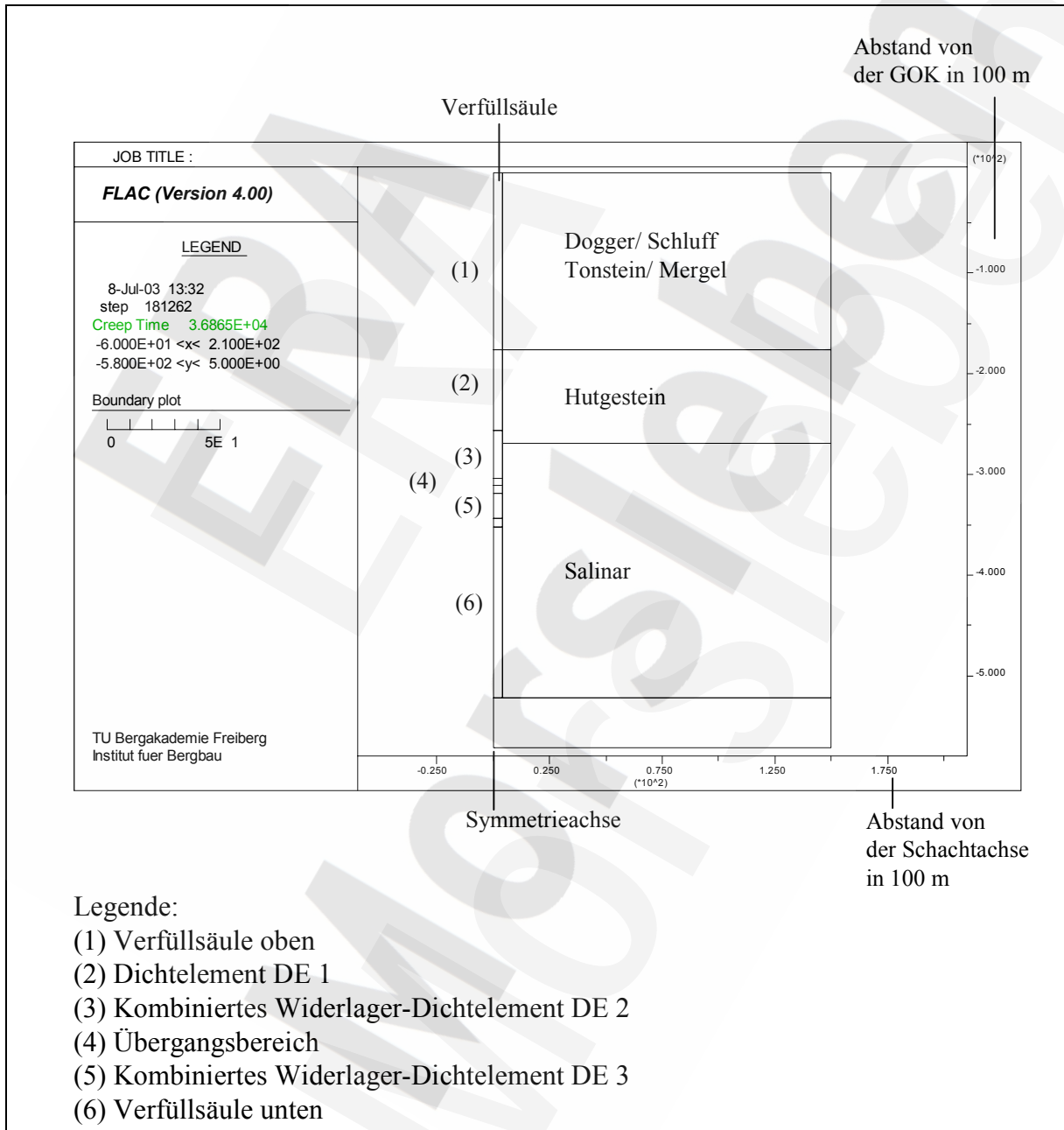


Abb. 4: Numerische Modellierung des Gesamtmodells Schacht Marie in FLAC

Die FDM - Vernetzung der Verfüllsäule und des umgebenden Gebirges für das Gesamtmodell ist für

- die Bereiche der oberen Widerlagersäule, Dichtelement DE 1, kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2 in Anlage 15, Blatt 1

und

- die Bereiche des Übergangsbereichs zwischen den beiden kombinierten Widerlager-Dichtelementen DE 2 und DE 3, des unteren kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 und der unteren Verfüllsäule in der Anlage 15, Blatt 2 dokumentiert.

In analoger Weise werden die in Abschnitt 5.1.2 beschriebenen Teilmodelle mittels FLAC numerisch umgesetzt. Die entsprechende Diskretisierung verdeutlicht die Abbildung 5 für den Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2.

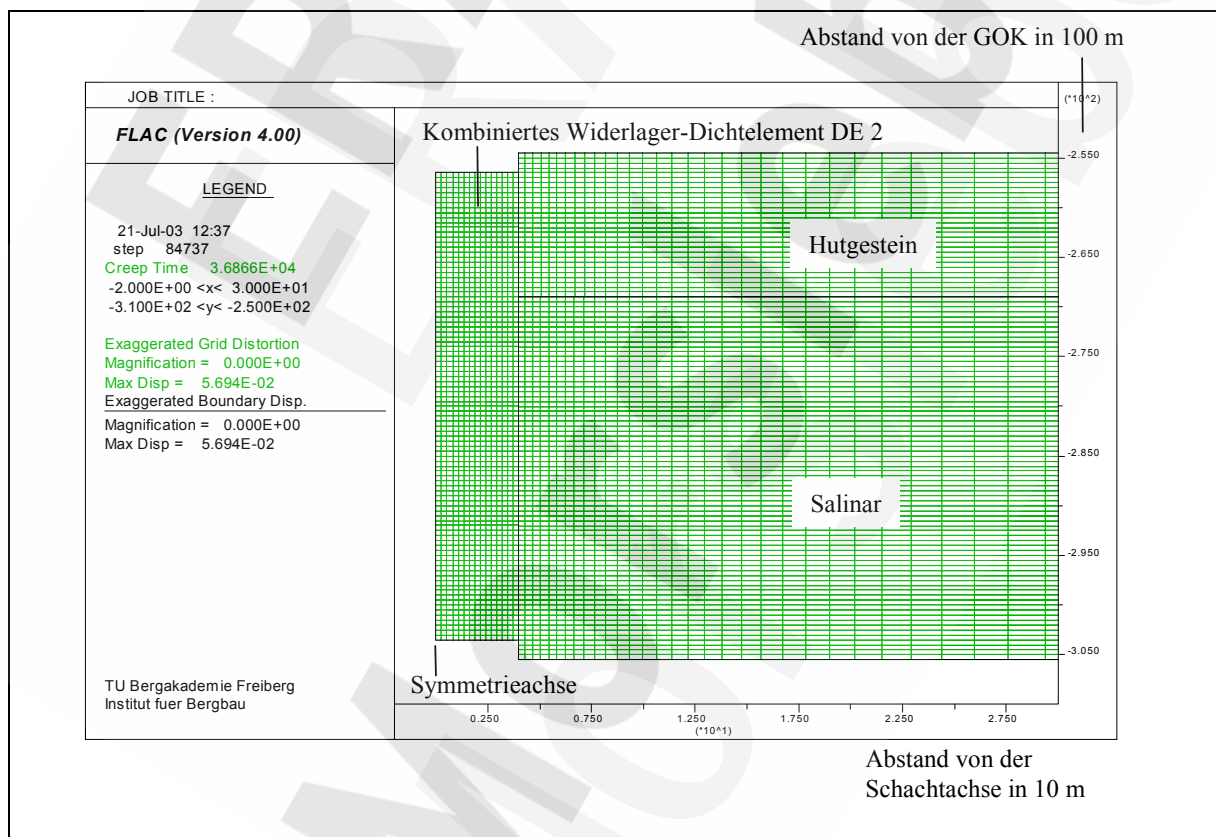


Abb. 5: Numerische Modellierung des Teilmodells des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 in FLAC (Vernetzung)

Die Untersuchungen zum Einfluss der Füllörter beruhen auf dem in Abbildung 6 dargestellten FLAC-Modell.

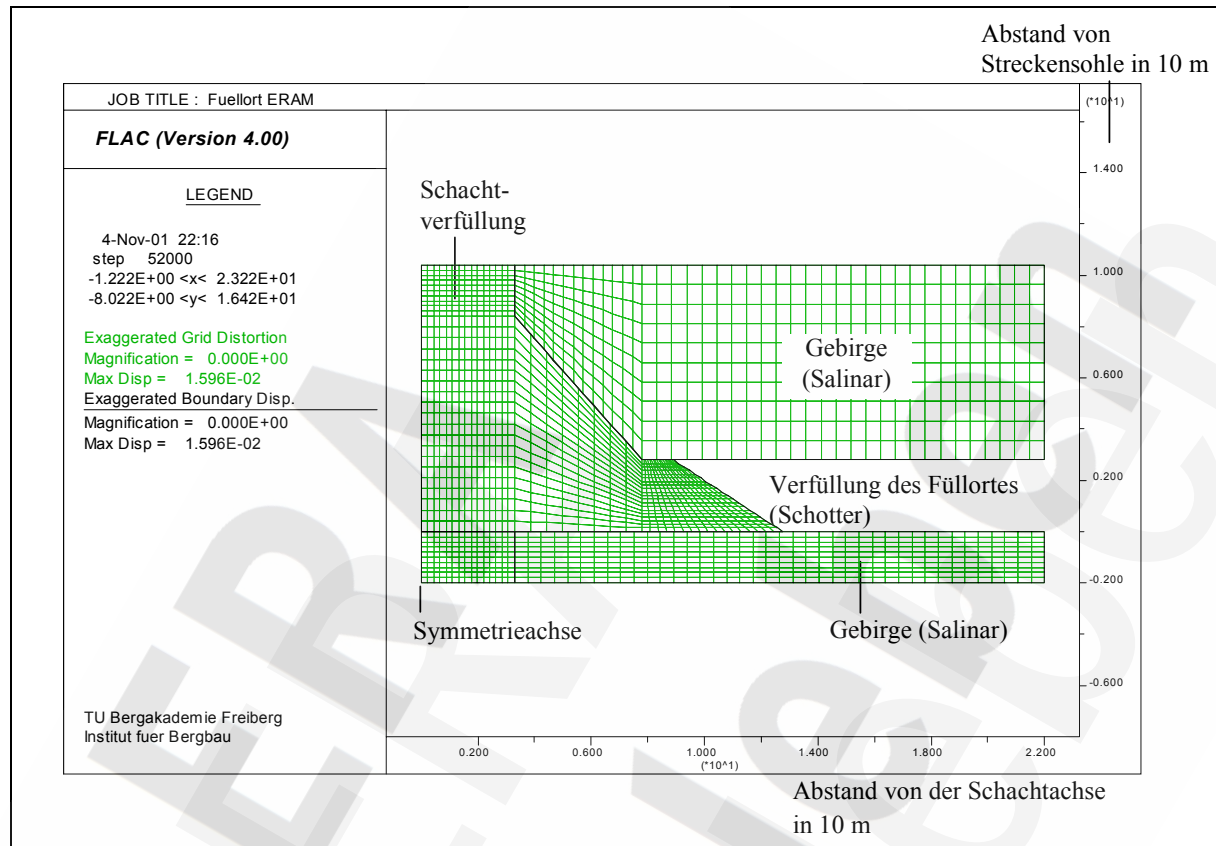


Abb. 6: Numerische Modellierung eines trapezförmigen Füllortes in FLAC

Das Spannungs-/Verformungsverhalten wird mit Hilfe des in FLAC implementierten elastoplastischen Stoffgesetzes mit einem *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* in der bereits erläuterten Form modelliert (vgl. Formel (2)).

Die Simulation der primären Gebirgsspannungen erfolgt mittels der in FLAC möglichen elementweisen Zuordnung der Hauptnormalspannungen.

Für die Auswertung der Berechnungsergebnisse werden weitgehend die in FLAC vorhandenen Visualisierungsroutinen verwendet.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 61 von 209

5.1.4 Belastungsszenarien und Berechnungsfälle

Wie bereits im Abschnitt 5.1.1 erwähnt, erfolgen die geomechanischen Untersuchungen zum Beanspruchungs- und Deformationszustand zu unterschiedlichen Zeitpunkten vor und nach dem Einbau der Verfüllsäule, d.h. konkret

- nach dem Schachtabteufen (*Berechnungsfall A 0*),
- nach 100 Jahren Standzeit des Schachtes, Nachriss der Kontur sowie 1 Jahr Standzeit bis zum Einbau der Verfüllsäule (*Berechnungsfall E 0*),
- nach dem Einbau der Verfüllsäule, ohne vertikale Belastung durch Fluiddruck und Quelldruck (*Berechnungsfall E 1*),
- bei einer Fluiddruckbelastung entsprechend der nachfolgend erläuterten Belastungsszenarien (*Berechnungsfälle LF 1 bis LF 6*)

und

- im Endzustand nach 30.000 Jahren nach dem Aufkriechen des Salinargebirges auf die Verfüllsäule (*Berechnungsfälle GE 1, GLF 1, GLF 2, GLF 6*).

Die Belastungsszenarien resultieren aus dem Fluiddruck von oben (Deckgebirge) und/oder einem Fluiddruck von unten (aus dem Grubengebäude).

In Abhängigkeit von der Angriffsfläche des Fluiddruckes ergeben sich unterschiedliche Belastungsszenarien. Die Abbildung 7 illustriert die relevanten Angriffsflächen der aus dem Fluiddruck resultierenden mechanischen vertikalen Belastungen.

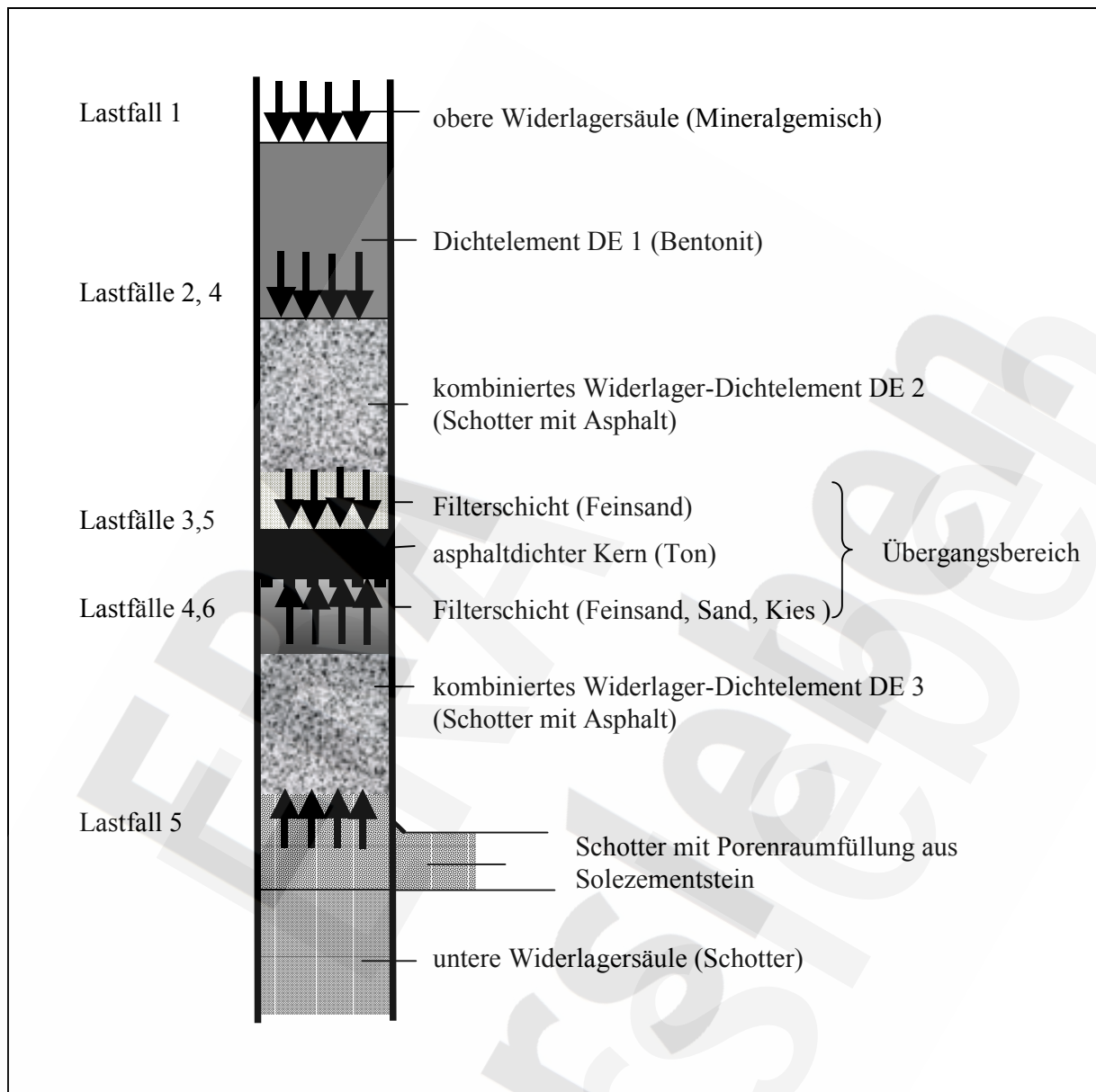


Abb. 7: Prinzipskizze der Lastangriffsflächen des Fluiddruckes von oben und unten

In Abhängigkeit von den Angriffsflächen der aus dem Fluiddruck resultierenden mechanischen vertikalen Lasten:

- Lastangriff (Fluiddruck von oben) an der Oberkante des Dichtelementes DE 1,
- Lastangriff (Fluiddruck von oben) an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2,

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 63 von 209

- Lastangriff (Fluiddruck von oben) an der Oberkante der asphaltlichten Schicht des Übergangsbereiches zwischen den kombinierten Widerlager-Dichtelementen DE 2 und DE 3,
- Lastangriff (Fluiddruck von unten) an der Unterkante der asphaltlichten Schicht des Übergangsbereiches zwischen den kombinierten Widerlager-Dichtelementen DE 2 und DE 3

und

- Lastangriff (Fluiddruck) von unten an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3

ergeben sich die folgenden für die Nachweisführung wesentlichen Lastfälle:

Lastfall LF 1:

Fluiddruckbelastung von oben ($p_{Fo} = 1,8 \text{ MPa}$) am Dichtelement DE 1
(Referenzlastfall),

Lastfall LF 2:

Fluiddruckbelastung von oben ($p_{Fo} = 2,5 \text{ MPa}$) am kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 und Quelldruck ($p_Q = 3,3 \text{ MPa}$) im Dichtelement DE 1,

Lastfall LF 3:

Fluiddruckbelastung von oben ($p_{Fo} = 3,2 \text{ MPa}$) am Übergangsbereich, mit Berücksichtigung des Eigengewichtes des Asphalts im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 und des Quelldruckes ($p_Q = 3,3 \text{ MPa}$) im Dichtelement DE 1,

Lastfall LF 4:

Fluiddruckbelastung von oben am kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 mit Berücksichtigung des Quelldruckes im Dichtelement DE 1 (analog LF 2),

Fluiddruckbelastung von unten an Übergangsbereich ($p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$),

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 64 von 209

Lastfall LF 5:

Fluiddruckbelastung von oben am Übergangsbereich mit Berücksichtigung des Quelldruckes im Dichtelement DE 1 (analog LF 3),

Fluiddruckbelastung von unten am kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 ($p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$),

Lastfall LF 6:

Fluiddruckbelastung von unten an Übergangsbereich ($p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$)
(Referenzlastfall).

Die Simulation des geomechanischen Verhaltens des Systems Verfüllsäule-Gebirge nach 30.000 Jahren bei Berücksichtigung des Aufkriechens des Salinargebirges, erfolgt für die Referenzlastfälle LF 1 und LF 6 sowie den Lastfall LF 2. Es ergeben sich somit die folgenden Lastfälle:

Lastfall GE 1 (Ausgangslastfall für Vergleich):

Verfüllsäule ohne Belastungen durch Fluiddruck und Quelldruck mit Berücksichtigung des Gebirgsdruckes nach 30.000 Jahren (entspricht „trockener Schacht“, d.h. kein Zufluss aus dem Deckgebirge).

Lastfall GLF 1:

Belastung der Verfüllsäule entsprechend Lastfall LF 1 mit Berücksichtigung des Gebirgsdruckes nach 30.000 Jahren,

Lastfall GLF 2:

Belastung der Verfüllsäule entsprechend Lastfall LF 2 mit Berücksichtigung des Gebirgsdruckes nach 30.000 Jahren,

Lastfall GLF 6:

Belastung der Verfüllsäule entsprechend Lastfall LF 6 mit Berücksichtigung des Gebirgsdruckes nach 30.000 Jahren.

Ergänzend erfolgen Berechnungen zur Untersuchung der Auslaufsicherheit der Füllörter. Aus den oben angeführten Berechnungen resultiert eine Vertikalbelastung an der Oberkante der

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 65 von 209

Füllörter $p_{oS} = 0,3 \text{ MPa}$ (Siloeffekt). Die Berechnungsfälle ergeben sich aus den im Abschnitt 5.1.2 beschriebenen Füllortgeometrien:

Berechnungsfall TMF 1:

Simulation Füllort, konstante Höhe (rechteckige Form),

Berechnungsfall TMF 2:

Simulation trapezförmiges Füllort, Variante 1,

Berechnungsfall TMF 3:

Simulation trapezförmiges Füllort, Variante 2.

Die Sicherheitsanalyse beruht auf dem Teilmodell für das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2. Es erfolgt der Sicherheitsnachweis mit dem Teilsicherheitsfaktor $\gamma = 1,5$ für folgende Parameter:

Kontaktreibung	-	$\Phi_{\text{Kontakt}} / \gamma$
Festigkeitsparameter Schotter/Asphalt	-	$\Phi_{\text{Schotter}} / \gamma$
E – Modul Schotter/Asphalt	-	$\gamma E_{\text{Schotter}}$ bzw. $E_{\text{Schotter}} / \gamma$
E – Moduln Gebirge	-	$E_{\text{Hutgestein}} / \gamma$ und $E_{\text{Salinar}} / \gamma$.

Bei den Parametern Φ_{Kontakt} , Φ_{Schotter} , $E_{\text{Hutgestein}}$, E_{Salinar} führt eine Abminderung zu einem niedrigeren Sicherheitsniveau. Da der Parameter E_{Schotter} in beiden Richtungen wirksam ist (die Erhöhung von E_{Schotter} auf $\gamma E_{\text{Schotter}}$ bei gleichzeitiger Abminderung der anderen Materialparameter kann u.U. zu einem geringeren Sicherheitsniveau führen), wird sowohl die Erhöhung als auch die Verminderung mit dem Teilsicherheitsfaktor γ untersucht.

Aus den oben angeführten Belastungsszenarien ergeben sich bei der konservativen Annahme einer Belastung an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 durch den Fluidruck ($p_{Fo} = 2,5 \text{ MPa}$) und den Quelldruck ($p_Q = 3,3 \text{ MPa}$) ohne Berücksichtigung der Abminderung der Parameter folgende Belastungsszenarien:

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 66 von 209

Lastfall Teilmodell TM 0:

Einbauzustand ohne Vertikalbelastung durch Fluiddruck und Quelldruck,

Berücksichtigung der im Einbauzustand an der Oberkante von DE 2 vorhandenen Vertikalspannung, die aus dem Eigengewicht der oberen Verfüllsäule und dem Siloeffekt resultiert ($p_{Fo} = 0,4 \text{ MPa}$),

Lastfall Teilmodell TM 1:

Belastung von oben ($p_{Fo} + p_Q = 5,8 \text{ MPa}$)

(in Anlehnung an die Lastfälle LF 1, LF 2 und LF 3),

Lastfall Teilmodell TM 2:

Belastung von oben ($p_{Fo} + p_Q = 5,8 \text{ MPa}$) und unten ($p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$)

(in Anlehnung an die Lastfälle LF 4 und LF 5),

Lastfall Teilmodell TM 3:

Belastung von unten ($p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$)

Berücksichtigung der im Einbauzustand an der Oberkante vorhandenen Vertikalspannung, die aus dem Eigengewicht der oberen Verfüllsäule und dem Siloeffekt resultiert ($p_{Fo} = 0,4 \text{ MPa}$)

(in Anlehnung an Lastfall 6).

Die Bezeichnungen der Berechnungsfälle lauten TM 0_γ, TM 1_γ, TM 2_γ und TM 3_γ.

Das Sicherheitsniveau wird mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse hinsichtlich des Einflusses der Parameter Φ_{Kontakt} , Φ_{Schotter} , E_{Schotter} , $E_{\text{Hutgestein}}$ bzw. E_{Salinar} ermittelt. Bei den numerischen Untersuchungen erfolgt nur die Variation des jeweils betrachteten Parameters. Die übrigen Parameter bleiben unverändert. Die Sensitivitätsanalyse wird für die zuvor beschriebenen Belastungsszenarien TM 0, TM 1, TM 2 und TM 3 durchgeführt. Es ergeben sich die in Tabelle 6 zusammengefassten Berechnungsfälle für die Sensitivitätsanalyse.

Tabelle 6: Berechnungsfälle Sensitivitätsanalyse

Teilsicherheitsfaktor γ	Lastfall	Φ_{Kontakt}	Φ_{Schotter}	$E_{\text{Hutgestein}}$ E_{Salinar}	E_{Schotter}
1,5	TM0	TMK1_T0	TMS1_T0	TMG1_T0	TMES1_T0
2,0	TM0	TMK2_T0	TMS2_T0	TMG2_T0	TMES2_T0
3,0	TM0	TMK3_T0	TMS3_T0	TMG3_T0	TMES3_T0
1,5	TM1	TMK1_T1	TMS1_T1	TMG1_T1	TMES1_T1
2,0	TM1	TMK2_T1	TMS2_T1	TMG2_T1	TMES2_T1
3,0	TM1	TMK3_T1	TMS3_T1	TMG3_T1	TMES3_T1
1,5	TM2	TMK1_T2	TMS1_T2	TMG1_T2	TMES1_T2
2,0	TM2	TMK2_T2	TMS2_T2	TMG2_T2	TMES2_T2
3,0	TM2	TMK3_T2	TMS3_T2	TMG3_T2	TMES3_T2
1,5	TM3	TMK1_T3	TMS1_T3	TMG1_T3	TMES1_T3
2,0	TM3	TMK2_T3	TMS2_T3	TMG2_T3	TMES2_T3
3,0	TM3	TMK3_T3	TMS3_T3	TMG3_T3	TMES3_T3

Einen Überblick über sämtliche im Rahmen der geomechanischen Nachweisführung durchgeführten Berechnungen gibt Anlage 3.

5.1.5 Berechnungsergebnisse und Auswertungsmethodik

Die Berechnungsergebnisse liegen in Form von Spannungen und Verschiebungen für die Elemente bzw. Knoten des FDM - Modells vor. Es erfolgt die Dokumentation und Auswertung charakteristischer Werte sowie eine visuelle Darstellung in Form colorierter Isoflächen.

Die Darstellung und Auswertung der Berechnungsergebnisse orientiert sich an den Erfordernissen der Nachweisführung, d.h. an den im Kapitel 2.2 beschriebenen geomechanischen Kriterien.

Neben der direkten Beurteilung der Spannungs- und Verschiebungszustände erfolgt eine Auswertung mit Hilfe von **Bewertungskennwerten**, hinsichtlich der Beanspruchungszustände von Gebirge, Verfüllmaterial und Kontaktfuge.

Die Einschätzung der Beanspruchung nach dem **MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM** (Gleichung (2)) geschieht mit folgendem Bewertungskennwert k_{τ} :

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 68 von 209

$$k_{\tau} = \frac{\sigma_3 - \sigma_{1f}}{\sigma_3 - \sigma_1} \quad (6)$$

mit σ_1 - größte Hauptnormalspannung in [MPa] (entspricht der betragsmäßig maximalen Druckspannung, Druckspannungen negativ)

σ_3 - kleinste Hauptnormalspannung in [MPa] (entspricht der betragsmäßig minimalen Druckspannung oder bei einem Auftreten von Zugspannungen der maximalen Zugspannung)

nach dem *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* der Hauptnormalspannung im Grenzzustand σ_{1f} in Abhängigkeit von σ_3 ,

$$\sigma_{1f} = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \sigma_3 - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi}} \quad (7)$$

mit Φ - Winkel der inneren Reibung in [°]

c - der Kohäsion in [MPa].

Zur Beurteilung der Auflockerung des Salinargebirges durch Dilatanz dient der Dilatanzquotient k_{Dil} ,

$$k_{Dil} = \frac{\tau_{DilG}}{\tau_{Dil}} \quad (8)$$

mit τ_{DilG} - Grenzwert der Oktaeder-Schubspannung (Dilatanzgrenze) in [MPa]

τ_{Dil} - vorhandene Oktaeder-Schubspannung (vgl. Formel (4)) in [MPa].

Eine Einschätzung des Zustandes der Kontaktfuge (Haftreibung/Gleitreibung) geschieht mittels des Bewertungskoeffizienten $k_{\tau K}$:

$$k_{\tau K} = \frac{|\tau_{KG}|}{|\tau_K|} = \frac{-\sigma_{nK} \tan \Phi_K}{|\tau_K|} \quad (9)$$

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 69 von 209

($\sigma_{nK} < 0$, mit den in Formel (5) verwendeten Bezeichnungen).

Der erste Teil der Auswertungen besteht aus der Einschätzung des geomechanischen Verhaltens des umgebenden Gebirges vor dem Einbau der Verfüllsäule. Dies ermöglicht einen Vergleich mit den nach dem Einbau der Verfüllsäule und nach einer Fluiddruckbelastung eintretenden Beanspruchungen des Gebirges. Die Berechnungsfälle A0 (*Zustand nach dem Abteufen*) und E 0 (*Zustand unmittelbar vor dem Einbau der Verfüllsäule*) liefern die entsprechenden Ergebnisse. Vorrangig werden die Gebirgsbeanspruchungen hinsichtlich des *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUMS* und der Dilatanz analysiert (Bewertungskoeffizienten k_τ (nach Formel (6)) für das Deckgebirge; Dilatanzkoeffizienten k_{Dil} (nach Formel (8)) für den Salinarbereich).

Der zweite Teil der Ergebnisauswertung beinhaltet Berechnungen für den gesamten Schachtbereich hinsichtlich der im Kapitel 2.2 genannten Bewertungskriterien (1) bis (5). Die Datenbasis, Vorgehensweise und Ergebnisse der Auswertung sowie die Nachweisführung werden ausführlich für die zwei Referenzlastfälle,

Lastfall LF 1: Fluiddruckbelastung von oben am Dichtelement DE 1,

Lastfall LF 6: Fluiddruckbelastung von unten am Übergangsbereich

beschrieben.

Im Folgenden wird die Vorgehensweise bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse für die in Kapitel 2.2 erläuterten geomechanischen Kriterien der Nachweisführung erläutert:

Kriterium 1:

Die Protokolle der Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf in charakteristischen Punkten der Unter-/Oberkante der kombinierten Widerlager-Dichtelemente dienen zum Nachweis der Konvergenz des numerischen Verfahrens (siehe Anlage 6, Anlage 7 und Anlage 8, jeweils Blatt 2, Bild 1).

Kriterium 2:

Die Auswertungen der Vertikalspannungen σ_V in der Verfüllsäule erfolgen in Form von colorierten Isoflächen für die jeweils relevanten Bereiche (Dichtelement DE 1, kombinierte Widerlager-Dichtelemente DE 2 und DE 3, Übergangsbereich zwischen

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 70 von 209

den beiden kombinierten Widerlager-Dichtelementen) hinsichtlich des Lastabtrages der vertikalen Belastungen. Dies ergänzt eine Grafik des teufenabhängigen Verlaufes von σ_V in der Mitte der Verfüllsäule (siehe Anlage 6, Blatt 2, Bild 2; Blatt 3, Bild 3; Anlage 7, Blatt 3, Bild 2; Anlage 8, Blatt 4, Bild 5, Blatt 5, Bild 6).

Kriterium 3.1:

Die für das Gesamtmodell berechneten Spannungszustände in der Verfüllsäule und im Gebirge werden in Form von grafischen Auswertungen mittels colorierter Isoflächen (siehe Darstellung der Hauptnormalspannungen in Anlage 6, Blatt 4, Bilder 4 und 5, in Anlage 7, Blatt 4, Bilder 3 und 4 und in Anlage 8, Blätter 9, 10, Bilder 13 bis 16) zusammengefasst. Weiterhin erfolgt die Berechnung der Bewertungskoeffizienten k_τ (Anlage 6, Blatt 5, Bild 7; Anlage 7, Blatt 5, Bild 6).

Kriterium 3.2:

Die Analyse der Spannungszustände im Gebirge erfolgt mittels:

- Auswertung der minimalen Spannungen (grafische Auswertung siehe Anlage 6, Blatt 4, Bild 5, Blatt 5, Bild 6; Anlage 7, Blatt 4, Bild 4, Blatt 7, Bild 5; Anlage 8, Blatt 2, Bild 3, Blatt 8, Bilder 11, 12, Blatt 10, Bilder 15, 16; Anlage 9)
- Berechnung und Auswertung der Bewertungskoeffizienten k_τ (siehe Formel (6)) in den Bereichen Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und Hutgestein (Auswertung der Änderungen von k_τ bei den betrachteten Belastungsszenarien siehe Anlage 9)
- Berechnung und Auswertung der Dilatanzkoeffizienten k_{Dil} (siehe Formel (8)) für den Bereich des Salinars. Die Ergebnisse werden ebenfalls grafisch (siehe Anlage 6, Blatt 6, Bild 8, Anlage 7, Blatt 6, Bild 7, Anlage 8, Blatt 11, Bild 17) dargestellt.

Auf diese Weise erfolgt die Nachweisführung mit dem *FRAC-KRITERIUM*, mit dem *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* und mit dem Dilatanzkriterium

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 71 von 209

Kriterium 4:

Es erfolgt die Auswertung der Vertikalverschiebungen an der Ober- und Unterkante des Dichtelementes DE 1 und eine Bewertung hinsichtlich der maximal zulässigen Längenänderung (siehe Anlage 9).

Kriterium 5:

Die Auswertung der Normal- und Schubspannungen in der Kontaktzone sowie die Berechnung und Auswertung der Bewertungskoeffizienten $k_{\tau K}$ nach Formel (9) ermöglicht den Nachweis einer Haftreibung in der Kontaktzone (siehe Anlage 9).

Die wesentlichen Berechnungsergebnisse, Bewertungskoeffizienten und Ergebnisse der Nachweisführung hinsichtlich der Kriterien (1) – (5) für alle Berechnungsfälle des Gesamtmodells (E 1, LF 1 bis LF 6, GE 1, GLF 1, GLF 2, GLF 6) sind in tabellarischer Form zusammengefasst (siehe Anlage 9).

Der dritte Teil der Nachweisführung beinhaltet die Sicherheitsanalyse. Sie beruht auf dem Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2.

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in einer tabellarischen Dokumentation der wesentlichen Berechnungsergebnisse, deren Auswertung und der Nachweisführung (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Die Interpretation der Berechnungsergebnisse unter dem Aspekt der Nachweisführung sowohl beim Sicherheitsnachweis ($\gamma = 1,5$) als auch bei der Sensitivitätsanalyse geschieht wie folgt:

Kriterium 1:

Durch die Auswertung der Protokolle der Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf in charakteristischen Punkten an der Unter-/Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, wird der Nachweis der Konvergenz des numerischen Verfahrens erbracht (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Kriterium 2:

Die Auswertung der Vertikalspannungen σ_V in dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 und die Ermittlung der Minima von σ_V ermöglichen die Einschät-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 72 von 209

zung des Lastabtrages der vertikalen Belastung durch das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 (siehe Anlage 12, Anlage 13 und Anlage 14).

Kriterium 3.1:

Es erfolgt die Berechnung der Bewertungskoeffizienten k_{τ} und von deren Minima im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2. Diese bildet die Grundlage der Untersuchungen zur Beanspruchung dieses Schachtverschlusselementes (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Kriterium 3.2:

Die Analyse der Spannungszustände im Gebirge beruht auf der Auswertung der minimalen Spannungen im gesamten Gebirgsausschnitt und folgender Koeffizienten:

Hutgestein: Berechnung der Bewertungskoeffizienten k_{τ}

Salinar: Berechnung der Dilatanzkoeffizienten k_{Dil} .

Diese Analysen ermöglichen die Nachweisführung hinsichtlich des *FRAC-KRITERIUMS*, des *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUMS* sowie des Dilatanzkriteriums (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Kriterium 4:

Die Prognose der Längenänderung des Dichtelementes DE 1 erfolgt durch die Auswertung der Vertikalverschiebungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Diese werden anhand der maximal zulässigen Längenänderungen des Dichtelementes DE 1 bewertet.

Kriterium 5:

Die Auswertung der Normal- und Schubspannungen in der Kontaktzone sowie die Berechnung und Auswertung der Bewertungskoeffizienten $k_{\tau K}$ nach Formel (9) ermöglichen den Nachweis der Haftreibung in der Kontaktzone (siehe Anlage 12 und Anlage 14).

Die Sicherheitsanalyse ergänzen numerische Simulationen des Versagenszustandes.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 73 von 209

Der 4. Teil der Nachweisführung beinhaltet Untersuchungen zum Einfluss der Füllörter. Die Ergebnisse der Simulationen (Berechnungsfälle TMF 1, TMF 2 und TMF 3) werden mittels der Kriterien 6.1 und 6.2 wie folgt bewertet:

Kriterium 6.1:

Die im Berechnungsverlauf protokollierten Vertikalverschiebungen und Horizontalverschiebungen im Füllortbereich dienen dem Nachweis, dass das System sich in einem statischen Gleichgewichtszustand befindet. Auswertungen der Beanspruchungszustände vervollständigen den Tragfähigkeitsnachweis und bestätigen die Auslaufsicherheit (siehe Anlage 11).

Kriterium 6.2:

Die berechneten Vertikalverschiebungen im Schacht an der Oberkante des Füllortes ermöglichen die Ermittlung der im Füllortbereich auftretenden zusätzlichen Setzungen (siehe Anlage 11).

Diese werden hinsichtlich der maximal zulässigen Vertikalverschiebungen in einer zum Kriterium 4 analogen Weise bewertet.

5.1.6 Darstellung und Auswertung der Berechnungsergebnisse

Für vergleichende Betrachtungen wurden zunächst die Spannungszustände im Gebirge nach dem Abteufen des Schachtes berechnet (Berechnungsfall A 0).

Eine Analyse der Beanspruchungen des Salinargebirges mit dem Dilatanzkriterium (nach Gleichung (4)) mittels der in Formel (8) definierten Dilatanzquotienten zeigt, dass sich eine dilatante Zone mit einer maximalen Breite von ca. 0,30 m im Schachttiefsten ausbildet (siehe Anlage 4).

Die Beanspruchungen des Deckgebirges werden mit dem Bewertungskoeffizienten k_r analysiert. Numerisch wurden nur die Beanspruchungen im Fall minimaler horizontaler Primärspannungen untersucht. Für den Fall der maximalen horizontalen Primärspannungen erhält man deutlich höhere Beanspruchungen des Deckgebirges, die zum Bruch führen würden. Im Abschnitt 5.1.2 wurde dargelegt, dass diese nicht realistisch sind. Aus diesem Grund

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 74 von 209

sind nur vergleichende Betrachtungen möglich. Hierfür genügt es, den hinsichtlich Lastabtrag und FRAC ungünstigsten Fall der minimalen horizontalen Primärspannungen zu untersuchen.

Im Hutgestein sind die Beanspruchungen im zulässigen Bereich, wie die berechneten Koeffizienten $k_{\tau} > 1,4$ verdeutlichen. Für den Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel ergibt sich $k_{\tau} > 0,8$ (elastische Berechnung). Das bedeutet, dass bei den verwendeten Belastungsannahmen und Festigkeitsparametern plastizierte Bereiche auftreten.

Den Zustand des umgebenden Gebirges unmittelbar vor dem Einbau der Verfüllsäule, d.h. nach 100 Jahren Standzeit (Kriechen des Salinar bei konservativer Vernachlässigung des Ausbaus), dem Nachriss der Kontur um 75 cm und einem weiteren Jahr Standzeit bis zum Einbau, charakterisieren die Berechnungsergebnisse des Berechnungsfalles E0. Daraus geht hervor, dass sich die Beanspruchungen im Salinarbereich signifikant verringern. Nach dem Nachriss der Kontur tritt kein dilatanter Bereich mehr auf, d.h. es ergeben sich Dilatanzquotienten $k_{Dil} > 1$ (siehe Anlage 5). Die Beanspruchungen im Deckgebirge ändern sich, aufgrund des rheologischen Verhaltens der liegenden Salinarschichten, nur unwesentlich.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse für die Belastungsszenarien nach dem Einbau der Verfüllsäule erfolgt beispielhaft für die beiden Referenzlastfälle (LF 1 – Anlage 6, LF 6 – Anlage 7). Eine tabellarische Zusammenfassung der Berechnungsdaten in Bezug zu den im Kapitel 2.2 erläuterten Nachweiskriterien enthält Anlage 9.

Auswertung der Berechnungsergebnisse und Nachweisführung für den Referenzlastfall 1:

(Berechnungsfall LF 1, Fluidruckbelastung von oben, Lastangriff am Dichtelement DE1)

Auswertung nach Kriterium 1:

Die Konvergenz des numerischen Verfahrens verdeutlicht das in Anlage 6, Blatt2, Bild 1 enthaltene Protokoll der Vertikalverschiebungen. Die von der Belastung abhängige Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 1 konvergiert nach dem Erreichen der maximalen Belastung p_{Fo} . Damit ist nachgewiesen, dass sich das System Verschlussbauwerk/Gebirge in einem statischen Gleichgewichtszustand befindet.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 75 von 209

Auswertung nach Kriterium 2:

Den Lastabtrag der aus dem Fluiddruck $p_{Fo} = 1,8 \text{ MPa}$ resultierenden mechanischen Belastung in das Gebirge zeigen die in Anlage 6, Blatt 2, Bild 2 und Blatt 3, Bild 3 dargestellten Vertikalspannungen σ_V . Im für den Lastabtrag entscheidenden kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 (siehe Ausschnitt DE 1/DE 2 in Anlage 6, Blatt 3, Bild 3) fällt der Betrag von σ_V bis auf den im Einbauzustand vorhandenen Wert von ca. $\sigma_V = -0,2 \text{ MPa}$ ab. Die Fluiddruckbelastung von oben wird folglich im Bereich des Dichtelemente DE 1 und des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 vollständig in das Gebirge abgetragen.

Auswertung nach Kriterium 3.1:

Die Bilder 4 bis 6 der Anlage 6 zeigen die Spannungszustände in der Verfüllsäule, die die Grundlage der Auswertung hinsichtlich der Beanspruchung bilden. Die in Blatt 5, Bild 7 der Anlage 6 dargestellten Bewertungskoeffizienten k_τ verdeutlichen, dass die Beanspruchungen in der Verfüllsäule im zulässigen Bereich verbleiben. Da für alle berechneten Bewertungskoeffizienten in der Verfüllsäule $k_\tau > 1$ gilt, ist das *MOHR-COULOMB-BRUCHKRITERIUM* erfüllt. In dem für den Lastabtrag wesentlichen kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 ist $k_\tau > 1,3$ (siehe Anlage 9).

Auswertung nach Kriterium 3.2:

Im Gebirge treten keine Zugspannungen auf, d.h. bei diesem Belastungsszenarium ist keine Gefährdung durch Fracrisbildung vorhanden. Dies illustrieren die Darstellungen der minimalen Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N2} (siehe Anlage 6, Bild 5) und der Tangentialspannungen σ_t (Hauptnormalspannung in Richtung der Normalen der Betrachtungsebene, siehe Anlage 6, Bild 6). Es gilt $\sigma_3 = \min\{-\sigma_{N2}, -\sigma_t\} < 0$ (Druckspannungen negativ).

In den Bereichen des Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und des Hutgesteins führen der Einbau der Verfüllsäule und die vertikale Belastung zu günstigeren Beanspruchungszuständen im Vergleich zum Berechnungsfall E 0. Für den gesamten Bereich wurden Koeffizienten von $k_\tau > 1,2$ errechnet.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 76 von 209

Die Auswertung des Dilatanzkoeffizienten k_{Dil} im Salinar verdeutlicht, dass sich im betrachteten Belastungszenarium keine dilatante Zone ausbildet (siehe Anlage 6, Blatt 6, Bild 8). Es ist $k_{Dil} > 1,1$ (siehe Anlage 9).

Damit ist die Zulässigkeit der Beanspruchungszustände im Bauwerk und im Gebirge nachgewiesen.

Auswertung nach Kriterium 4:

Durch Setzung und Fluiddruckbelastung verringert sich die Gesamtlänge des Dichtelementes DE 1 um ca. 0,41 m. Dies führt zu einer Erhöhung der Dichte um 0,7 % und damit zu einer geringen, aber vernachlässigbaren Quelldruckerhöhung (siehe Anlage 9).

Auswertung nach Kriterium 5:

Da in diesem Lastfall keine Auflockerung des Dichtelementes DE 1 eintritt, ist bei dessen vollständiger Durchfeuchtung ein Quelldruck $p_Q = 3,3 \text{ MPa}$ vorhanden, der eine sichere Abdichtung der Kontaktfuge zwischen dem Dichtelement DE 1 und dem Gebirge gewährleistet ($p_Q > 1,0 \text{ MPa}$).

Die Auswertungen der Normalspannungen σ_{nK} und der Schubspannungen τ_K in den Kontaktflächen der kombinierten Widerlager-Dichtelemente und dem Gebirge mittels des Bewertungskoeffizienten $k_{\tau K}$ (nach Formel (9)) zeigen, dass in der gesamten Fuge Haftreibung vorhanden ist. Für diese Bereiche wurden Werte von $k_{\tau K} > 1$ ermittelt (siehe Anlage 9).

Auswertung der Berechnungsergebnisse und Nachweisführung für den Referenzlastfall 2:

(Berechnungsfall LF 6, Fluiddruckbelastung von unten, Lastangriff am Übergangsbereich)

Auswertung nach Kriterium 1:

Die Konvergenz des numerischen Verfahrens ergibt sich analog zu Referenzlastfall 1 aus dem Protokoll der Vertikalverschiebungen (siehe Anlage 7, Blatt 2, Bild 1). Damit ist der statische Gleichgewichtszustand nachgewiesen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 77 von 209

Auswertung nach Kriterium 2:

Den Lastabtrag der aus dem Fluiddruck $p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$ resultierenden mechanischen Belastung in das Gebirge verdeutlichen die Auswertungen von σ_V in Anlage 7, Blatt 3, Bild 2. Im für den Lastabtrag entscheidenden Widerlager-Dichtelement DE 2 sind im mittleren Bereich die Beträge der Vertikalspannungen ($|\sigma_V| = 0,2 \text{ MPa}$) geringer als an der Oberkante von DE 2 ($|\sigma_{VOK}| = 0,4 \text{ MPa}$). Somit ist der vollständige Lastabtrag der Fluiddruckbelastung von unten in das Gebirge erfolgt und die Tragfähigkeit gewährleistet.

Auswertung nach Kriterium 3.1:

Die in den Bildern 3 bis 5 der Anlage 7 dargestellten Hauptnormalspannungen verdeutlichen, dass die Beanspruchungen in der Verfüllsäule im zulässigen Bereich verbleiben. In dem für die Tragfähigkeit wesentlichen kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 gilt für die den Beanspruchungszustand einschätzenden Bewertungskoeffizienten $k_\tau > 1,5$ (siehe Anlage 7, Blatt 5, Bild 6).

Auswertung nach Kriterium 3.2:

Für das Gebirge im Bereich Dogger/Schluff/Tonstein/Mergel und im Hutgestein gelten zum Referenzlastfall 1 analoge Aussagen.

Die Auswertungen von σ_{N2} und σ_t in Anlage 7, Blatt 4, Bild 4 und Blatt 5, Bild 5 zeigen, dass im umgebenden Gebirge keine Zugspannungen auftreten. Die Auswertungen hinsichtlich Schädigungen/Dilatanz des Salinargebirges mit dem Dilatanzkoeffizienten k_{Dil} erlauben auch hier die Schlussfolgerung, dass beim betrachteten Belastungsszenarium keine dilatante Zone entsteht (siehe Anlage 7, Blatt 6, Bild 7). Für den Salinarbereich gilt $k_{Dil} > 1,1$.

Folglich sind damit die die Beanspruchung von Bauwerk und Gebirge bewertenden Kriterien (FRAC, MOHR-COULOMB, Dilatanz) erfüllt.

Auswertung nach Kriterium 4:

Durch die Fluiddruckbelastung von unten erfolgt keine Vertikalverschiebung der Unterkante des Dichtelementes DE 1, da der Lastabtrag ins Gebirge hier bereits

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 78 von 209

vollständig erfolgt ist. Diese von unten einwirkende Belastung beeinflusst also nicht die Funktionsfähigkeit des Dichtelementes DE1 (siehe Anlage 9).

Auswertung nach Kriterium 5:

In der Kontaktfuge zwischen dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 und dem Gebirge ist Haftreibung ($k_{\tau K} > 1$) vorhanden (siehe Anlage 9). In Folge der viskosen Eigenschaften des Asphaltens bildet sich ein hydrostatischer Druck im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 in Höhe des Fluiddruckes p_{Fu} aus. Dies gewährleisten der asphaltgedichte Übergangsbereich und das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2, da beide Elemente den Abfluss von Asphalt aus dem Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 verhindern und dessen vertikale Verschiebung begrenzen. Wegen der zusätzlich vorhandenen Adhäsion zwischen dem Bitumen/Asphalt und dem Gebirge ist die Radialspannung im Kontaktbereich größer als der Fluiddruck p_{Fu} und somit der Verschluss der Kontaktfuge auch im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 gegeben.

Damit sind alle Nachweiskriterien für beide Referenzlastfälle auch bei der gewählten konservativen Vorgehensweise erfüllt. Die Untersuchung der restlichen Belastungsszenarien geschieht in analoger Weise. Die Anlage 8 (Detailauswertung zum Berechnungsfall GLF1, d.h. der Simulation des Aufkriechens des Salinargebirges, Fluiddruckbelastung von oben an DE 1) und die Anlage 9 (Zusammenfassung in tabellarischer Form) enthalten die Ergebnisse.

Gesamteinschätzung für alle Lastfälle:

Die grafischen Auswertungen der Referenzfälle und des Berechnungsfalles GLF1 (Anlage 6, Anlage 7 und Anlage 8) sowie die Tabelle der Berechnungsergebnisse und deren Auswertungen (Anlage 9) verdeutlichen, dass in allen Lastfällen die Kriterien (1) bis (5) erfüllt sind. Damit sind der Tragfähigkeitsnachweis und der geomechanische Gebrauchstauglichkeitsnachweis erbracht.

Da der Lastabtrag der Fluiddruckbelastungen wesentlich für die Tragfähigkeit ist, sind zusätzlich in Anlage 10 für die Berechnungsfälle LF 2 bis LF 5, GLF 2, GLF 6 sowie für die Berechnungen ohne Fluiddruck (Einbauzustand E 1, Zustand nach 30.000 Jahren ohne Flu-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 79 von 209

idruckbelastung GE 1) die Vertikalspannungen in den für den Lastabtrag relevanten Teilbereichen der kombinierten Widerlager-Dichtelementen grafisch dargestellt.

Dabei wird deutlich, dass bei allen Belastungsszenarien mit einer Fluidruckbelastung von oben die Vertikalspannungen auf das Niveau des Einbauzustandes abfallen.

Die mechanische Belastung, die aus dem Fluidruck von unten resultiert, wird stets soweit in das Gebirge abgetragen, dass die Vertikalspannungsbeträge im lastabtragenden Element geringer sind, als die auf die Oberkante einwirkenden Vertikalspannungen (Eigengewicht, Fluidruck von oben). Diese Grafiken zum Lastabtrag zeigen, dass die Tragfähigkeit des Bauwerkes auf hohem Niveau sichergestellt ist.

Die in der Anlage 9 enthaltenen Auswertungen verdeutlichen, dass die Beanspruchungen von Bauwerk und Gebirge sich bei den Belastungsszenarien nur gering unterscheiden. Folglich gelten hier zu den Referenzberechnungen analoge Aussagen.

Die maximale Deformation des Dichtelementes DE 1 ergibt sich beim Referenzlastfall 1 (siehe Anlage 9). Bei den anderen Belastungsszenarien erhält man eine geringere Kompaktion des Dichtelementes DE1, also vernachlässigbare Quelldruckerhöhungen. Auflockerungen des Dichtelementes DE 1 treten nicht auf.

Die Beanspruchungen in der Kontaktfuge (siehe Auswertung $k_{\tau K}$ nach Formel (9) in Anlage 9) sind bei den Berechnungsfällen weitgehend identisch. Durch das Aufkriechen des Salinargebirges erhöhen sich die maximal in der Kontaktfuge zulässigen Schubspannungen und damit die Bewertungskoeffizienten $k_{\tau K}$, so dass mit wachsender Zeit das Sicherheitsniveau der Konstruktion ansteigt.

Den Abschluss bilden Untersuchungen zum Einfluss der Füllörter auf die Tragfähigkeit der Verfüllsäule und hinsichtlich zusätzlicher Vertikalverschiebungen. Dabei wird von dem realitätsnahen Ansatz einer Belastung der Schachtverfüllung im Füllortbereich von $p_{Fo} = 0,3 \text{ MPa}$ ausgegangen (siehe Anlage 9, Lastfall LF 3).

Die Ergebnisse (Konvergenz des Verfahrens/statischer Gleichgewichtszustand) in Anlage 11 zeigen, dass die Tragfähigkeit im Füllortbereich bei den betrachteten Füllortgeometrien gewährleistet ist. Die zusätzlichen Setzungen betragen ca. 0,01 m und gefährden damit nicht die

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 80 von 209

Gebrauchstauglichkeit der Verfüllsäule. Die Auslaufsicherheit der Verfüllsäule ist somit zwangsläufig gegeben.

Die Berechnungsergebnisse liefern folglich die geomechanischen Nachweise von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Sicherheitsanalyse:

Die Abschätzung des Sicherheitsniveaus erfolgt mittels des Teilmodells des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2.

Zunächst werden die Parameter Φ_{Kontakt} , Φ_{Schotter} , $E_{\text{Hutgestein}}$, E_{Salinar} , E_{Schotter} mit den Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$ abgemindert. Da eine Erhöhung von E_{Schotter} auf $\gamma E_{\text{Schotter}}$ bei gleichzeitiger Abminderung der anderen Materialparameter wegen des sich verschlechternden Lastabtrages u.U. zu einem geringeren Sicherheitsniveau führt, wurde diese Parameterkombination in die Sicherheitsanalyse einbezogen und damit zwei Varianten betrachtet.

Die Berechnungen beruhen auf konservativ gewählten Belastungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 von $p_{Fo} = 5,8 \text{ MPa}$ (Fluiddruck an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE2 zuzüglich des Quelldruckes in DE1) und an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 mit $p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$.

Anlage 12 enthält in tabellarischer Form die Auswertung der Berechnungsergebnisse auf Basis der 5 Bewertungskriterien für den Einbauzustand, für die sich an den Referenzlastfällen orientierenden Belastungsszenarien „Fluiddruck nur von oben“ und „Fluiddruck nur von unten“ sowie für eine Belastung „von oben und unten“. Ergänzend dazu enthält die Anlage 13 die grafische Auswertung zum Lastabtrag.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass für die um die Teilsicherheiten $\bullet = 1,5$ abgeminderten Parameter die Tragfähigkeit in allen Belastungsszenarien gewährleistet ist (siehe Anlage 12, Auswertungen mit den Nachweiskriterien (1) bis (3)).

Für die geomechanische Gebrauchstauglichkeit des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 sind hinsichtlich der Widerlagerfunktion die Vertikalverschiebungen (Nachweiskriterium 4) wesentlich. Da aus den berechneten Vertikalverschiebungen der Oberkante von DE 2 und damit auch der Unterkante des Dichte-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 81 von 209

menten DE 1 eine Auflockerung von DE 1 von maximal 0,7% resultiert, reduziert sich bei einer vollständiger Durchfeuchtung von DE 1 der Quelldruck in DE 1 geringfügig auf $p_Q = 3,1 \text{ MPa}$ (siehe Formel (10) in Kapitel 5.2.2.2). Somit ist die sichere Abdichtung der Kontaktfuge zwischen dem Dichtelement DE 1 und dem Gebirge gewährleistet ($p_Q > 1,0 \text{ MPa}$). Gleiches gilt für das Widerlager-Dichtelement DE 2 (Nachweiskriterium 5).

Eine Abminderung von E_{Schotter} ist hinsichtlich der Vertikalverschiebung des Dichtelementes DE 1 ungünstiger, so dass der richtige Ansatz gewählt wurde.

Eine Wichtung der Materialparameter hinsichtlich ihrer Bedeutung für das Sicherheitsniveau ist mit Hilfe der in Anlage 14 zusammengefassten Sensitivitätsanalyse von Φ_{Kontakt} , Φ_{Schotter} , $E_{\text{Hutgestein}}$, E_{Salinar} und E_{Schotter} möglich. Es wurden für alle Parameter die drei Teilsicherheitsfaktoren $\gamma = 1,5; 2,0; 3,0$ verwendet. Die Nachweise konnten in allen Fällen erbracht werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit und die geomechanische Gebrauchstauglichkeit wesentlich durch die Kontaktreibung (Φ_{Kontakt}) und die Festigkeit des Schotters (Φ_{Schotter}) beeinflusst werden.

Zusätzliche Simulationen erbrachten, dass bei einer Belastung $p_{Fu} = 6 \text{ MPa}$ Versagenszustände bei $\Phi_{\text{Kontakt}} < 4^\circ$ bzw. $\Phi_{\text{Schotter}} < 2^\circ$ eintreten. Dies verdeutlicht das sehr hohe Sicherheitsniveau, das wesentlich durch den Lastabtrag über die kombinierten Widerlager-Dichtelemente bestimmt wird.

5.1.7 **Einschätzung des Sicherheitsniveaus**

Für alle Belastungsszenarien wurden die Tragfähigkeit und geomechanische Gebrauchstauglichkeit nachgewiesen. Dies gilt für die Fälle, bei denen die Fluidruckbelastung vor dem Aufkriechen des Salinargebirges eintritt und auch für die Szenarien mit einer Berücksichtigung des aus dem Aufkriechen resultierenden Gebirgsdruckes (nach 30.000 Jahre). Der Gebirgsdruck verbessert den Lastabtrag und führt zu einer Erhöhung des Sicherheitsniveaus.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 82 von 209

Die Auslaufsicherheit der Füllörter bei der angegebenen Füllortverfüllung wird ebenfalls nachgewiesen. Hinsichtlich der geomechanischen Gebrauchstauglichkeit der Verfüllsäule haben die Füllörter nur eine geringe Bedeutung.

Das gewählte Schachtverschlussbauwerk besitzt aus geomechanischer Sicht ein sehr hohes Sicherheitsniveau. Es wurde ein Sicherheitsnachweis mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$ der wesentlichen Materialparameter erbracht. Für die Belastungen wurden generell konservative Extremwerte angesetzt.

Sensitivitätsanalysen zeigen, dass die Eigenschaften der Kontaktfuge (Reibung) und die Festigkeit des Verfüllmaterials (Φ_{Schotter}) wesentlich die Tragfähigkeit beeinflussen.

Eine Ermittlung des Versagenszustandes durch eine weitere Abminderung dieser Parameter bis zum Verlust der Tragfähigkeit bestätigt das sehr hohe Sicherheitsniveau.

5.2 Geohydraulische Untersuchungen zum Gebrauchstauglichkeitsnachweis

5.2.1 Vorgehensweise

Die geohydraulischen Untersuchungen umfassen die Auslegung der Dichtelemente innerhalb der Schachtverschlüsse des ERA Morsleben. Als Dichtmaterialien kommen Bentonit und Bitumen bzw. Asphalte zum Einsatz. Die Auswahl bestimmter Materialmodifikationen unter den gegebenen Randbedingungen des ERA Morsleben werden erörtert.

Der erste Schwerpunkt der geohydraulischen Untersuchungen ist die Dimensionierung der Deckgebirgsdichtungen. Es werden die Auswahl eines geeigneten Bentonitmaterials und dessen hydraulische Kennwerte beschrieben. Die mit den vorliegenden Kennwerten durchgeführten numerischen Modellrechnungen werden erläutert. Die Auslegung des Dichtelementes erfolgt zunächst ohne Kreditnahme von weiteren Elementen innerhalb des Schachtverschlusses.

Der zweite Schwerpunkt beinhaltet die Auslegung der kombinierten Widerlager-Dichtelemente auf Schotter-Asphalt-Basis. Dazu werden auf Grundlage der vorliegenden Erkenntnisse u.a. über die anstehenden Wässer und Lösungen geeignete Bitumen und

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 83 von 209

entsprechende Füllermaterialien ausgewählt. Die Bemessung der kombinierten Widerlager-Dichtelemente erfolgt ohne die Kreditnahme von weiteren Schachtverschlusskomponenten. Eine Einschätzung des erreichten Sicherheitsniveaus für jedes Einzelement wird abschließend abgegeben.

Im Weiteren erfolgen Angaben über mögliche Asphaltverluste, die sich vor allem auf Erfahrungswerte anderer ausgeführter Projekte stützen. Ergänzend erfolgen hypothetische Betrachtungen zum Eindringen von Bitumen/Asphalten in permeable Gebirgsbereiche.

Abschließend wird eine zusammenfassende Betrachtung des erreichten Sicherheitsniveaus unter Einbezug aller im Gesamtsystem integrierten Dichtelemente durchgeführt und die insgesamt zulaufenden bzw. ausgepressten Fluidmengen abgeschätzt.

Zur Auslegung der Dichtelemente wird als Bemessungsziel (vgl. Kapitel 2.3) für jedes Einzeldichtelement ein maximaler Volumenstrom von zwei Kubikmetern pro Jahr angestrebt. Dieser Grenzvolumenstrom stellt gleichzeitig auch das einzige gültige Sicherheitskriterium für den geohydraulischen Gebrauchstauglichkeitsnachweis dar. Die Dimensionierung erfolgt sowohl über zu berechnende Volumenströme durch das Dichtelement als auch über den ausbruchsnahen, aufgelockerten Gebirgsbereich.

Ein Volumenstrom über die Kontaktfuge zwischen Dichtung und Gebirge ist nicht zu besorgen, da sowohl für den Bentonit auf Grund des Quelldrucks als auch für das Bitumen/Asphalt auf Grund der Adhäsionskräfte und der Fluideigenschaften (Druckaufbau) kein Aufklaffen der Kontaktfuge möglich ist. Der Nachweis der Abdichtung der Kontaktfuge erfolgt für die kombinierten Widerlager-Dichtelemente durch Einschätzung nach Kriterium 5 im Kapitel 5.1.

Die Dimensionierung der Dichtelemente hängt im starken Maße von den geohydraulischen Eigenschaften der umgebenden Gebirgshorizonte ab. Aus diesem Grund sind dem erreichbaren Gesamtvolumenstrom stets natürliche Grenzen gesetzt, die entweder nicht oder nur mit unvertretbar hohem Aufwand überwunden werden können. Dieser Tatsache ist bei einer Gesamteinschätzung der Dichtwirkung des Systems Rechnung zu tragen.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 84 von 209

5.2.2 *Deckgebirgsdichtung*

5.2.2.1 *Dichthorizonte im Deckgebirge und hydraulische Kennwerte*

Sowohl für die Dichtelemente im Salinarbereich der Schächte des ERA Morsleben als auch für die Dichtungen im Deckgebirge müssen geeignete Einbauhorizonte festgelegt werden. Die Auswahl erfolgt auf Grund der vorliegenden hydraulischen Kennwerte d.h. speziell auf Basis der hydraulischen Leitfähigkeiten, welche in [74], [80] und [81] dokumentiert sind.

Der Aufbau des Deckgebirges stellt sich für die beiden Schächte Marie und Bartensleben sehr unterschiedlich dar. Aus diesem Grund werden die nachfolgenden Ausführungen auf jeden Schacht getrennt bezogen.

5.2.2.1.1 *Dichthorizonte Schacht Marie*

Das Deckgebirge am Schacht Marie ist verhältnismäßig einfach aufgebaut. Unmittelbar unterhalb der bis zu einer Teufe von 8 m unter Gelände anstehenden quartären Schichten wurden mächtige Ton- und Schluffsteinkomplexe aufgeschlossen, die sich bis in eine Teufenlage von 176 m erstrecken. Innerhalb der Ton- und Schluffsteinschichten wurden lagenweise Dolomitmergelsteine angetroffen. Der letzte Zufluss aus dem Deckgebirge wurde in einer Teufenlage von 129 m registriert [74].

Abbildung 8 zeigt schematisch den Aufbau des Deckgebirges und die in [74] dokumentierten bzw. in [81] ermittelten hydraulischen Kennwerte (hydraulische Leitfähigkeit). In Tabelle 7 sind die Werte tabellarisch zusammengefasst.

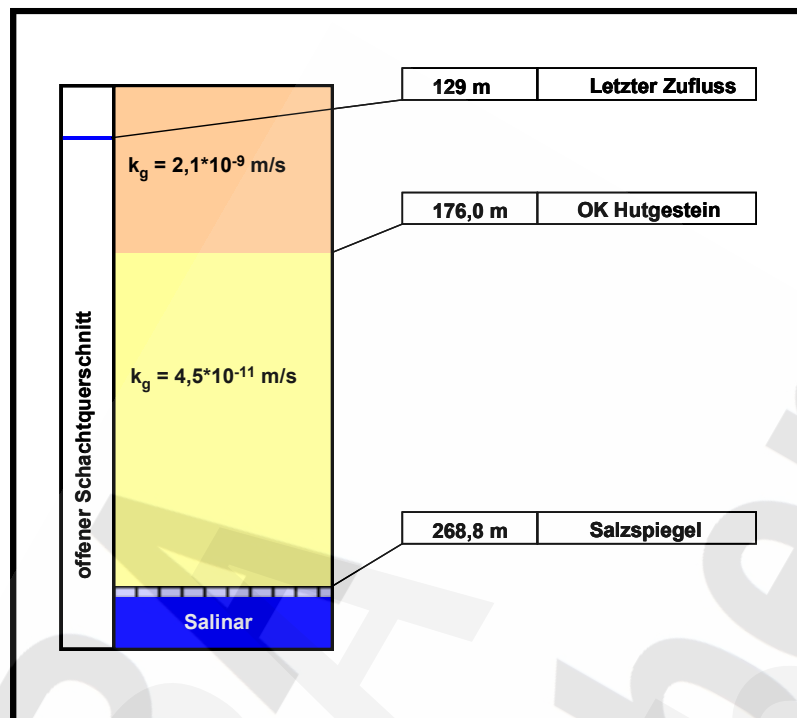


Abb. 8: Schacht Marie – Lage der potentiellen Dichthorizonte und deren hydraulische Kennwerte – schematische Darstellung

Tabelle 7: Schacht Marie - Hydraulische Leitfähigkeit des Deckgebirges unterhalb des letzten Zuflusses [74], [81]

Homogenbereich	Stratigraphische Bezeichnung	Teufenbereich [m unter GOK]	Hydraulische Leitfähigkeit [m/s]
2	Dogger/Tonstein/Schluffstein	130,0 – 176,0	$2,1 \cdot 10^{-9}$
3	Hutgestein/Gipsstein	176,0 – 268,8	$4,5 \cdot 10^{-11}$

Insbesondere der mächtige Hutgesteinsbereich eignet sich auf Grund seiner geringen hydraulischen Leitfähigkeit als Dichthorizont für den Einbau eines Dichtelementes gegenüber Deckgebirgswässern.

Über Auflockerungszonen auf Grund mechanischer Beanspruchungen in Deckgebirgsbereichen, etwa analog zur Dilatanzproblematik im Salinar, liegen derzeit keine fundierten Erkenntnisse vor. Aktuell wurde nur in [82] über Möglichkeiten zur direkten Messung der Deckgebirgspermeabilitäten berichtet, jedoch explizit darauf hingewiesen, dass es sich bei den angegebenen Kennwerten um stark standortspezifische Größen handelt. Aus diesem Grund wird von einer durch die beim Schachtausbruch angewendete Bohr- und Sprengtechno-

logie induzierte Auflockerungszone (ALZ) von 0,75 m ausgegangen. Eine weitere Auflockerung nach erfolgter gebirgsschonender Beraubung dieser ALZ wird nicht unterstellt (Ansatz elastisches Gebirgsverhalten), so dass von den in [74] dokumentierten hydraulischen Kennwerten ausgegangen wird. Dieser Sachverhalt gilt ebenso für die Deckgebirgsbereiche des Schachtes Bartensleben.

5.2.2.1.2 *Dichthorizonte Schacht Bartensleben*

Entgegen der einfachen Deckgebirgsstruktur am Schacht Marie gestaltet sich der Aufbau des Deckgebirges am Schacht Bartensleben komplexer. Unterhalb des letzten Zuflusses bei etwa 178 m Teufe im Feinsandstein wurde ab 186 m eine Schluffsteinschicht angetroffen. Ihr folgen eine Tonsteinschicht und der gering durchlässige Hutgesteinskomplex, der im Gegensatz zum Schacht Marie geringmächtiger ausfällt. Für die angeführte Tonsteinschicht erfolgte in den Arbeitsunterlagen [74] und [80] keine Angabe der hydraulischen Leitfähigkeit, so dass für diese Schicht der Wert des im Teufenbereich von ca. 145 m bis 177 m desselben Schachtprofils aufgeschlossenen Tonsteinpaketes angesetzt wurde. Der in Abbildung 9 eingetragene Kennwert der hydraulischen Leitfähigkeit für den Feinsandstein zwischen 177 m und 186 m entspricht dem Größtwert einer Störung, die in diesem Bereich lokalisiert wurde.

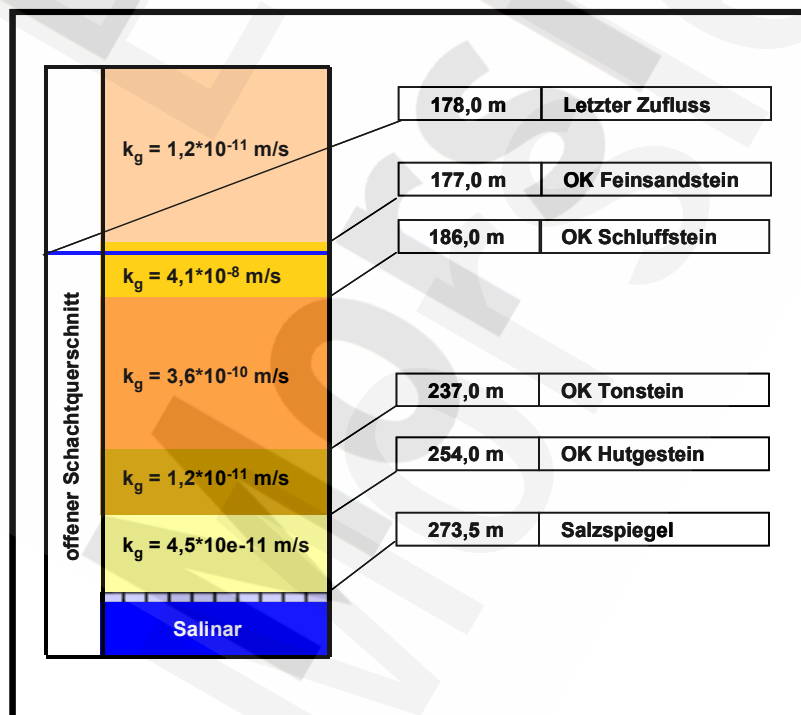


Abb. 9: Schacht Bartensleben – Lage der potentiellen Dichthorizonte und deren hydraulische Kennwerte – schematische Darstellung

Als Dichthorizonte stehen entsprechend den in Tabelle 8 zusammengefassten Kennwerten die Schluff- und Tonsteinhorizonte und der Hutgesteinskomplex des Schachtes Bartensleben zur Verfügung.

Tabelle 8: Schacht Bartensleben - Hydraulische Leitfähigkeit des Deckgebirges unterhalb des letzten Zuflusses [80], [74]

Homogenbereich	Stratigraphische Bezeichnung	Teufenbereich [m unter GOK]	Hydraulische Leitfähigkeit [m/s]
8	Feinsandstein	177,0 – 186,0	$4,1 * 10^{-8}$ bis $5,0 * 10^{-9}$
9	Schluffstein	186,0 – 237,0	$3,6 * 10^{-10}$
10	Tonstein	237,0 – 254,0	$1,2 * 10^{-11}$
11	Hutgestein / Gipsstein	254,0 – 273,5	$5 * 10^{-13}$ ($4,5 * 10^{-11}$)*

* Der Wert in Klammern stellt als „negativster“ Messwert im Hutgestein beider Schächte eine konservative Annahme dar und wird den hydraulischen Berechnungen zu Grunde gelegt.

5.2.2.2 Dichtmaterialauswahl und hydraulische Kennwerte

Auf Grund der Löslichkeit der Salinargesteine gegenüber den ungesättigten Deckgebirgswässern ist durch die Existenz der Salzlagerstätten stets eine langzeitwirksame, geohydraulische Trennung zwischen Deck- und Salinargebirge nachgewiesen. Diese Trennung erfolgt durch dichtende Schichten innerhalb des Deckgebirgskomplexes, die jedoch beim Schachtabteufen durchbrochen wurden. Durch die Brunnenwirkung des Schachtes erfolgt eine Entwässerung der wasserführenden Schichten im schachtnahen Deckgebirge und dort die Aufhebung der geohydraulischen Trennung zwischen Deckgebirge und Salinar.

Die Beurteilung der hydrogeologischen/geohydraulischen Situation auf der Basis gemessener Zuflussmengen bzw. durch visuelle Begutachtung von Feuchtstellen im Schacht stellt lediglich eine Bestandsaufnahme der zum Zeitpunkt der Messungen/Beobachtungen vorliegenden Situation dar. Die ursprüngliche (vor dem Schachtabteufen) und die langfristig wieder zu erwartende (nach Einbau des Dichtelementes) hydrogeologische/geohydraulische Situation kann nur durch In-Situ-Permeabilitätsmessungen quantitativ erfasst werden. Die In-Situ-Messungen der Permeabilität bzw. hydraulischen Leitfähigkeit und die geologische Erkun-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 88 von 209

dung der Schichtmächtigkeiten bilden somit die Grundlagen für den rechnerischen Nachweis zur Gebrauchstauglichkeit (Grenzvolumenstrom $2 \text{ m}^3/\text{a}$) des Dichtsystems. Die vorliegenden und angesetzten Messwerte zur hydraulischen Leitfähigkeit und die Stratigraphie müssen deshalb in weiteren Planungsschritten bestätigt werden.

Die vorliegenden Werte zur hydraulischen Leitfähigkeit der Deckgebirgsschichten lassen den Schluss zu, dass im Deckgebirge nicht von einer technisch dichten Barriere (im Sinne der Vorgehensweise im Salinar) ausgegangen werden kann. Somit kann sich bei der Modellierung der Strömungsprozesse nicht nur auf die Dichtung selbst und das unmittelbar angrenzende u.U. aufgelockerte Deckgebirge beschränkt werden, sondern es muss vielmehr der gesamte Einflussbereich des Schachtes untersucht werden. Die Ausdehnung dieses Einflussbereichs ist vom Schachtradius, von den Druckverhältnissen, den hydraulischen Leitfähigkeiten des Gebirges, den durchströmten Schichtmächtigkeiten und der Standzeit des Schachtes abhängig.

Auch die Materialauswahl für ein Dichtelement im Deckgebirge muss den genannten Grundsätzen Rechnung tragen. Innerhalb des Deckgebirges ist keine absolut dichte Querschnittsabdichtung erforderlich. Vielmehr ist im Sinne einer Nachbildung der ehemals bestehenden natürlichen Situation vorzugehen und ein Dichtmaterial auszuwählen, dass die Wiederherstellung dieser geohydraulischen Ausgangsverhältnisse auch im Schachteinflussbereich garantiert.

Dieser Grundsatz ist durch die gezielte Materialauswahl bzw. die Einstellung von Materialeigenschaften realisierbar. Für die Dichtelemente gegen Deckgebirgswässer werden Bentonitmaterialien ausgewählt. Durch eine Vielzahl internationaler wissenschaftlicher Untersuchungen u.a. in [19], [83], [84] und nicht zuletzt durch die breite Anwendung dieser Materialien in der geotechnischen Praxis als Dichtmaterial in über- und untertägigen Absperrbauwerken u.a. in [85] konnte die prinzipielle Eignung dieser Bentonite nachgewiesen werden.

Die entscheidenden Bemessungsgrößen (hydraulische Leitfähigkeit und Quelldruck) sind für die ausgewählten Bentonitmaterialien stets abhängig von der gewählten Einbautrockendichte und der Art der angreifenden Flüssigkeit. Diese Zusammenhänge wurden in einer ganzen Reihe wissenschaftlicher Publikationen veröffentlicht [13], [86], [19], [83], [75]. Insbesondere

re im Zusammenhang mit salinaren Lösungen wurden durch deutsche und amerikanische Arbeiten der Wissensstand erweitert und die Datenbasis ergänzt [14], [15].

Als die für Abdichtungsaufgaben entscheidende Einflussgröße muss die Quelldruckausbildung des Bentonits unter Flüssigkeitszutritt identifiziert werden. In Folge dieses Quelldrucks stellen sich in der Kontaktfuge zum Gebirge stets Flächenpressungen ein, die über dem angreifenden Flüssigkeitsdruck liegen. Somit wird die vollständige Abdichtung der Fuge zwischen Dichtung und Gebirge durch den Überdruck zum angreifenden Flüssigkeitsdruck gewährleistet. Die Zusammenhänge zwischen angreifenden Flüssigkeitsdrücken und gemessenen Gesamtdrücken sind u.a. ausführlich in [14] diskutiert.

Für die Auslegung der Dichtelemente hinsichtlich der Ausbildung eines Quelldrucks wird im Folgenden die Veröffentlichung von DIXON [83] herangezogen. Dieser Quelle liegen die wichtigsten Literaturstellen [19], [20], [21], [22], [23], [24], [25], [26], [27], [28], [29], [30], [31], [32], [33], [34] zur Quelldruckproblematik im nichtsalinaren Umfeld zu Grunde.

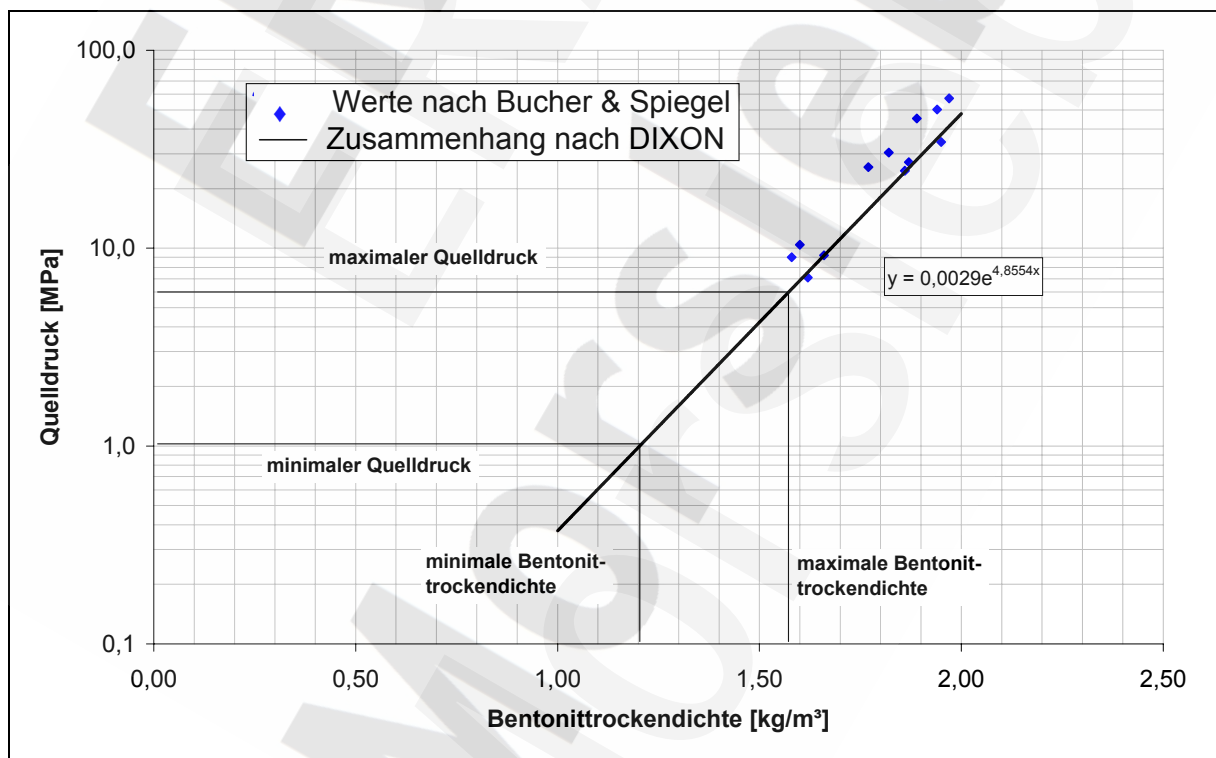


Abb. 10: Zusammenhang zwischen Quelldruck und Bentonittrockendichte gegenüber Wasser nach [83]

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 90 von 209

Entscheidend für die Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit des Verschlusssystems ist die Einhaltung des Quelldrucks in zu definierenden Grenzen. Der in Abbildung 10 empirisch gefundene Zusammenhang zwischen dem Quelldruck und der Trockendichte ist neben der ausgewählten Bentonitart und dem quelldruckinduzierenden Fluid auch von den versuchstechnischen Randbedingungen im Labor (Quelldruckapparatur, Oedometer, Temperatur, etc.) abhängig.

Generell ist anzumerken, dass der bei Flüssigkeitszutritt im Bentonit sich aufbauende Quelldruck empfindlich auf die Änderung der Trockendichte reagiert. Aus diesem Grunde ist in den weiteren Planungsphasen (Entwurfs-, Ausführungsplanung) ein geeignetes Qualitätssicherungssystem zu entwickeln, welches den qualitätsgerechten Einbau des Bentonits hinsichtlich der Einhaltung der Trockendichte über den gesamten abzudichtenden Schachtquerschnitt überwacht und somit auch die Ausbildung des Quelldruckes bei Flüssigkeitszutritten in den vorgegebenen Grenzen gewährleistet.

Der in Abbildung 10 angegebene Zusammenhang zwischen Bentonittrockendichte und Quelldruck nach [83] wurde empirisch für verschiedene Bentonitarten bestimmt. Untersuchungen zum Quelldruckverhalten in Abhängigkeit von der Bentonittrockendichte wurden für MONTIGEL (MONTIGEL früherer Handelsname von CALCIGEL) von BUCHER & SPIEGEL [19] durchgeführt. Diese ebenfalls in Abbildung 10 mitaufgetragenen Versuchsergebnisse liegen im Bereich des in [83] ermittelten Zusammenhanges zwischen Bentonittrockendichte und Quelldruck. Im Rahmen der Konzeptplanung wird daher der in [83] angegebene Zusammenhang:

$$p_Q = 0,0029 \cdot \exp(4,8554 \cdot \rho_{tr}) \quad (10)$$

mit p_Q - Quelldruck in [MPa] und
 ρ_{tr} - Bentonittrockendichte in [g/cm³].

zur Auslegung des Dichtelement DE 1 (Dichtmaterial Calcigel-Granulat) genutzt. Auch bei anderen internationalen Projekten [87] wird der Ansatz aus [83] verfolgt.

Zur vollständigen Abdichtung der Kontaktfuge zwischen Gebirge und Dichtelement wurde in Technikum- und In-Situ-Versuchen ein Mindestquelldruck von 1 MPa ermittelt [14], [75]. Neben der Abhängigkeit des Quelldrucks von der Einbautrockendichte des Bentonits spielt

auch die angreifende Flüssigkeit bzw. deren Mineralisation eine entscheidende Rolle. Die Reduzierung der Quelldrücke bei angreifenden salinaren Lösungen gegenüber den Referenzwerten für Wasser wurde bereits in früheren Untersuchungen [14] festgestellt und konnte auch durch internationale Forschungen bestätigt [15], [83] werden.

Neben dem Mindestquelldruck zur sicheren Abdichtung der Kontaktfuge muss als oberer Grenzwert der Fracdruck des umgebenden Gebirges beachtet werden. Der Quelldruck des Bentonits wirkt als Flächenpressung auf die Schachtstöße. Die aus den in [74] angegebenen primären Gebirgsdrücken resultierenden minimalen Tangentialspannungen bilden somit das obere Grenzkriterium für die anzusetzenden Quelldrücke.

In der Tabelle 9 sind die Horizontalkomponenten der Primärspannungen nach den Vorgaben [74] in den ersten beiden Spalten enthalten. Nach der elastischen Lösung der Spannungen um kreisförmige Hohlräume ergeben sich bei diesen Primärspannungen die in der 3. Spalte angeführten minimalen Tangentialspannungen (M - Marie; B - Bartensleben) an der Kontur. Diese stimmen mit den in Abschnitt 5.1.2 beschriebenen Werten überein.

Tabelle 9: Gebirgsdrücke aus [74] und berechnete minimale Tangentialspannung als Fracdruck-Kriterium

Homogenbereich	Gebirgsdruck horizontal max.	Gebirgsdruck horizontal min.	Tangentialspannung am Ausbruch min.
	MPa	MPa	MPa
M 2	10,10	6,30	8,80
M 3	20,6	11,6	14,20
B 8	7,27	5,13	8,12
B 9	keine Angabe	keine Angabe	8,12*
B 10	8,18	7,01	12,85
B 11	8,81	6,29	10,06

* minimaler Wert der umgebenden Homogenbereiche

Für die Dichtelemente gegen zufließende Deckgebirgswasser wird ein CALCIGEL-GRANULAT (0 – 10 mm) mit einer Bentonittrockendichte bei Einbau von 1,45 g/cm³ vorgeschlagen. Nach Gleichung (10) ergibt sich damit ein Quelldruck von 3,3 MPa. Dieser Wert deckt auch Unsicherheiten ab, die aus einer teilweisen Mineralisation der zufließenden Deckgebirgswasser

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 92 von 209

(vgl. [74]) und aus Auflockerungen des Dichtelementes infolge von Setzungen der Widerlagersäule resultieren können.

Ein Vergleich mit den in Tabelle 9 dokumentierten minimalen Tangentialspannungen an der Schachtkontur beweist, dass ein FRAC infolge des Quelldruckes von $3,3 \text{ MPa}$ nicht auftritt.

Bei der angesetzten Bentonittrockendichte von $1,45 \text{ g/cm}^3$ ist eine hydraulische Leitfähigkeit von etwa $2 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$ zu erwarten. Dieser Wert liegt oberhalb der in [83] angegebenen Werte, stellt dadurch jedoch eine konservative Annahme gegenüber zu erwartenden negativen Einflüssen (Mineralisation der Deckgebirgswässer, Auflockerung, Imperfektionen) dar. Abschließend sind die Kennwerte für die Deckgebirgsdichtungen der Schächte Marie und Bartensleben in Tabelle 10 zusammengefasst.

Tabelle 10: Kennwerte des Dichtmaterials (Calcigel-Granulat 0 – 10 mm) für das Dichtelement DE 1

Bentonittrockendichte	Quelldruck	hydraulische Leitfähigkeit
[g/cm ³]	[MPa]	[m/s]
1,45	3,3	$2 \cdot 10^{-12}$

Vereinfachend wird für die Dichtelemente DE 1 ein homogener Aufbau angenommen. In den weiteren Planungsschritten ist eine detailliertere Abstufung der hydraulischen Kennwerte in Verbindung mit den vorzusehenden In-Situ-Gebirgspermeabilitätsmessungen vorzunehmen.

5.2.2.3 Geohydraulische Modellrechnungen

Wie bereits beschrieben, ist die geohydraulische Situation im Deckgebirge anders als die Situation im Salinarbereich der Schächte zu beurteilen. Während im Salinar von einer begrenzten Umströmung der Dichtelemente durch die konturne Auflockerungszone ausgegangen wird (ungestörte Bereiche des Salinargebirges sind technisch dicht), muss im Deckgebirge von einer großräumigen Um- und Anströmung des Dichtelementes bzw. des Schachteinflussbereiches ausgegangen werden. Der Schacht wirkt als entwässernder Brunnen, so dass die großräumige, hydrogeologische Gesamtsituation gestört ist. Aus diesem Grund kann die sich langfristig wiederinstellende hydrogeologische Konstellation nicht ausschließlich an Hand von Zuflussmessungen eingeschätzt werden.

5.2.2.3.1 Referenzmodell

Berechnungen, die sowohl die Volumenströme durch und um das Dichtelement als auch die Anströmvorgänge aus den umgebenden Deckgebirgshorizonten berücksichtigen, können auf Grund der komplexen und gekoppelten Geoströmungsvorgänge nur mit Hilfe numerischer Modelle durchgeführt werden.

Für die Simulation wurde das Programmsystem MODCALIF verwendet. Das Programm ermöglicht die Simulation dreidimensionaler, dichtebeeinflusster Strömungs- und Stofftransportprozesse. Das Programm wurde an mehreren Benchmark-Modellen verifiziert (Bsp.: Hydrocoin [88]) und findet Anwendung für die Abbildung und Prognose großräumiger Strömungs- und Stofftransportprozesse [88], [89].

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 94 von 209

Zunächst wurde zur Untersuchung verschiedener Einflussgrößen ein dreidimensionales Referenzmodell entwickelt. Untersucht wurde der Einfluss unterschiedlicher hydraulischer Druckgradienten, verschiedener Dichtelementlängen, unterschiedlicher hydraulischer Leitfähigkeiten des Dichtelementes und der Einfluss der Größe des offenen Schachtabchnittes unterhalb des Deckgebirgsdichtelementes DE 1 bei Vernachlässigung der nachgeschalteten Dichtelemente.

Als wesentliche Ergebnisse aus den Berechnungen mit dem Referenzmodell können zusammengefasst werden:

1. Der kritische Volumenstrom von $2 \text{ m}^3/\text{a}$ kann bei ausschließlicher Betrachtung des Dichtelementes (ohne Um- und Anströmung durch und aus dem Gebirge) und dem Ansatz der unter Absatz 5.2.2.2 eingeführten hydraulischen Kennwerte bereits bei Dichtelementlängen von weniger als 10 m eingehalten werden.
2. Der Gesamtvolumenstrom durch das Dichtelement und der Um- bzw. Anströmung aus dem umgebenden Gebirge hängt im Wesentlichen von der Länge des theoretisch angenommenen, offenen Schachtabchnittes unterhalb des Deckgebirgsdichtelementes DE 1 und damit entscheidend von der angesetzten Deckgebirgs- bzw. Hutgesteinspermeabilität ab.

5.2.2.3.2 *Berechnungen Schacht Marie*

In Abbildung 11 ist das entworfene Modell für den Schacht Marie dargestellt. Es wurden der Schacht und ein Gebirgsausschnitt mit den in Abbildung 11 dokumentierten geometrischen Abmessungen in ein rotationssymmetrisches Berechnungsmodell überführt. Die Druckbelastung am oberen Modellrand beträgt entsprechend der Teufenlage 148,80 m Wassersäule. Die Dichte der strömenden Deckgebirgsässer wurde mit $1,078 \text{ g/cm}^3$ als konservativer Höchstwert der in [74] dokumentierten Dichten angesetzt. Die Kennwerte für das Dichtmaterial bzw. für das umgebende Gebirge wurden, wie in den Abschnitten 5.2.2.1 und 5.2.2.2 beschrieben, in das Berechnungsmodell übernommen. Für das Hutgestein wurde von einer einheitlichen hydraulischen Leitfähigkeit von $4,5 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ für beide Schächte ausgegangen. Für den oberhalb des Dichtelementes liegenden Schachtabschnitt wurde ein Verfüllmaterial mit einer hydraulischen Leitfähigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ (Mineralgemisch)

simuliert. Der offene Schachtbereich unterhalb des Dichtelementes wurde mit einem Luftdruck von 0,10 MPa beaufschlagt. Die Vorgabe der Randbedingung von 0,1 MPa (Luftdruck) im Schachtbereich unterhalb der Deckgebirgsdichtung simuliert konservativ (kein Dichtelement, kein Druckausgleich durch Flüssigkeitszulauf) einen maximalen Druckgradienten zwischen Deckgebirge und Grubengebäude. Modellunterschiede zum vorliegenden Bauwerksentwurf beruhen lediglich auf den Längen der nicht berücksichtigten Filter- und Übergangsschichten.

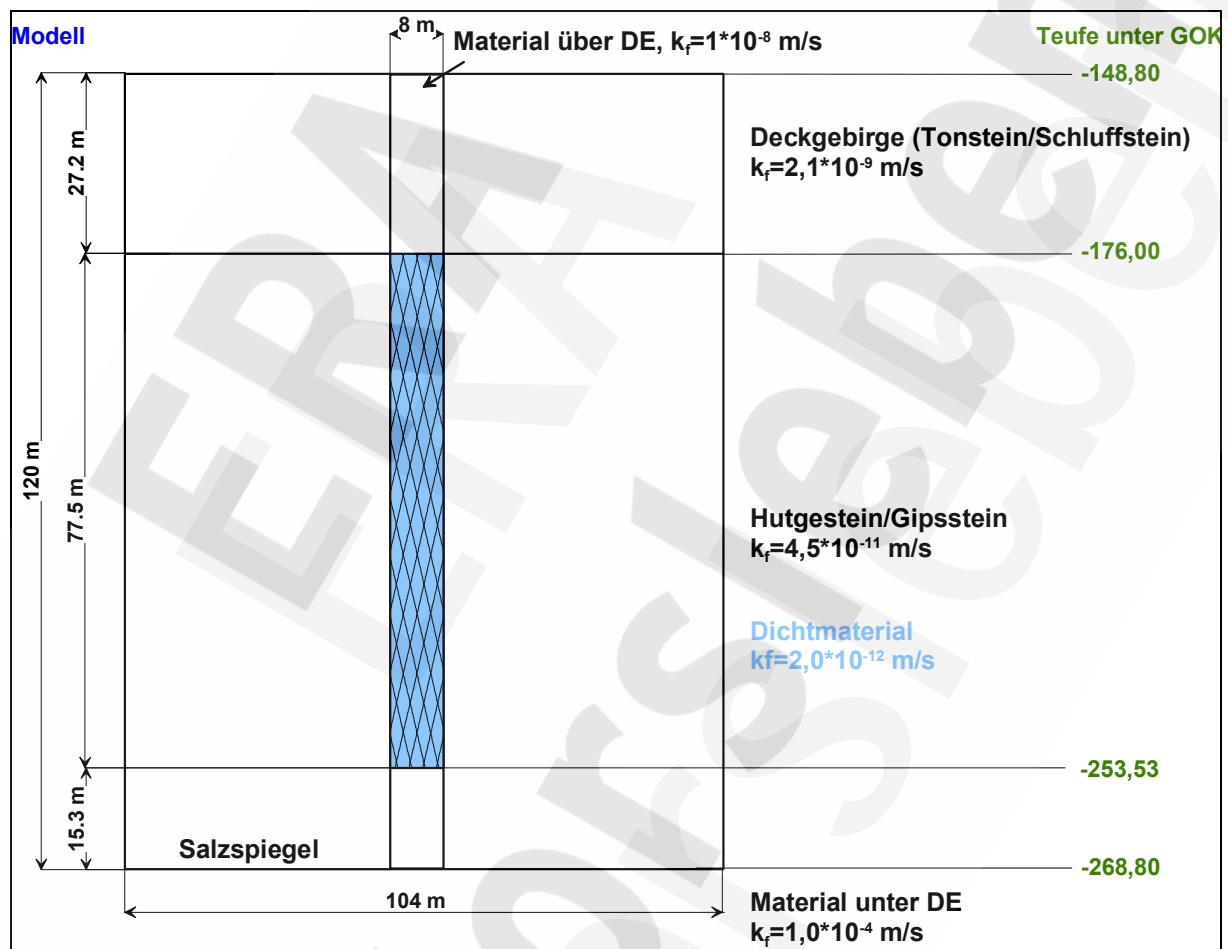


Abb. 11: Schematische Darstellung des Modellaufbaus für den Schacht Marie

In Auswertung der Modellrechnungen für den Schacht Marie ergab sich ein Volumenstrom, der mit 4,0 m³/a über dem Grenzkriterium des zulässigen Volumenstroms von 2 m³/a liegt. Die Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten in Abbildung 12 bzw. in Abbildung 13 zeigt, dass die größte Strömungsgeschwindigkeit unterhalb des Dichtelementes am offenen

Schachtabschnitt auf Grund des dort vorliegenden maximalen Druckgradienten auftritt. Der vertikale Zufluss durch das Dichtelement fällt wesentlich geringer als die horizontale Anströmung des offenen Schachtbereiches aus. Entscheidend dafür sind die im Verhältnis zum Dichtmaterial großen hydraulischen Leitfähigkeiten des umgebenden Gebirges (Hutgestein), die die Werte des Dichtmaterials um das 22,5fache übersteigen. In den Abbildungen ist zusätzlich zu den Strömungsgeschwindigkeiten das Stromliniennetz dargestellt. Die Stromlinien münden in den offenen Schachtabschnitt an der unmittelbaren Unterkante des Dichtelementes DE 1.

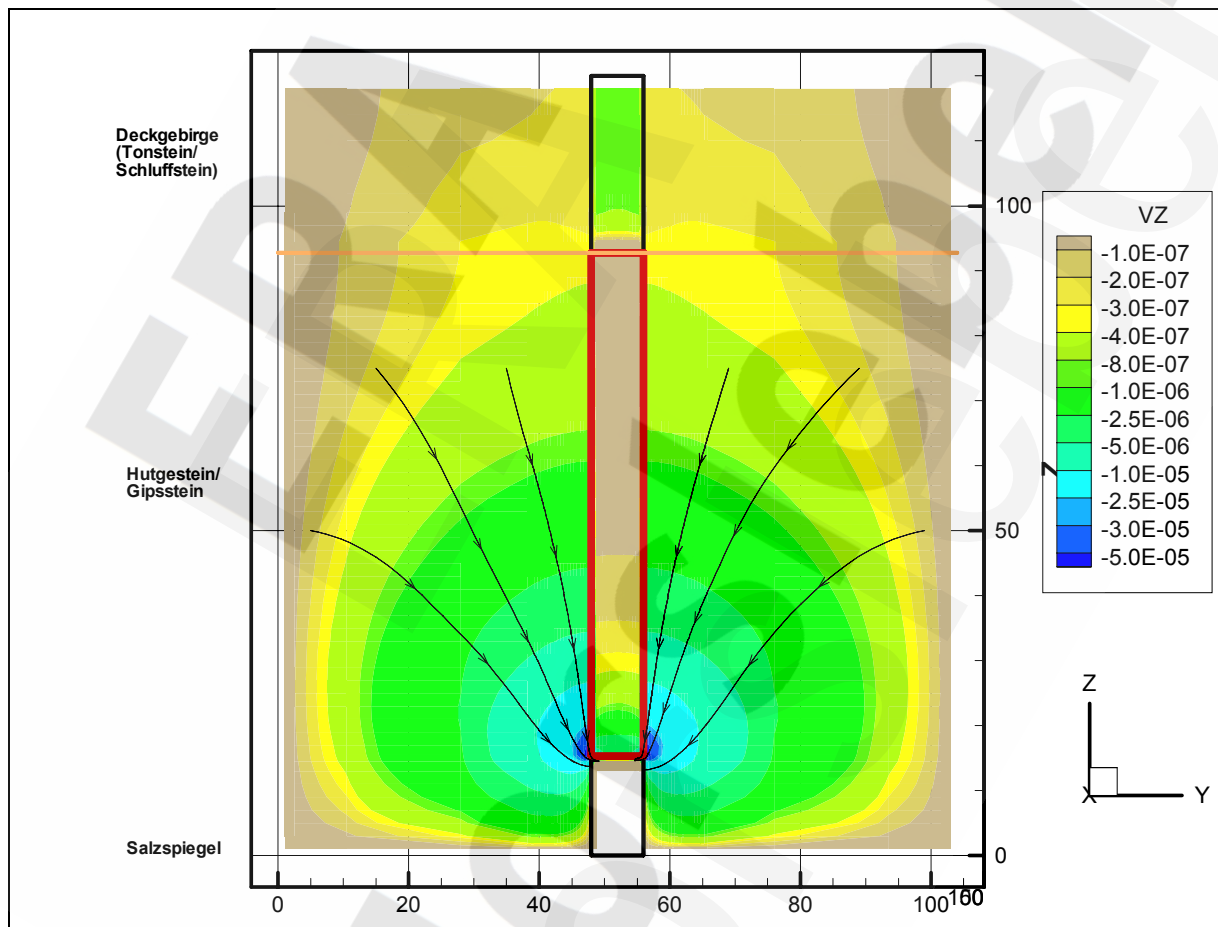


Abb. 12: Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in z-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Marie

Wird die Deckgebirgsdichtung unabhängig vom umgebenden Gebirge betrachtet, so ergeben sich nur wenige Meter an Dichtungslänge, die das geforderte Grenzkriterium erfüllen. Die

Berechnungen belegen somit, dass für die Deckgebirgsdichtung als wesentlichster Einflussparameter die hydraulische Leitfähigkeit des Gebirges zu betrachten ist.

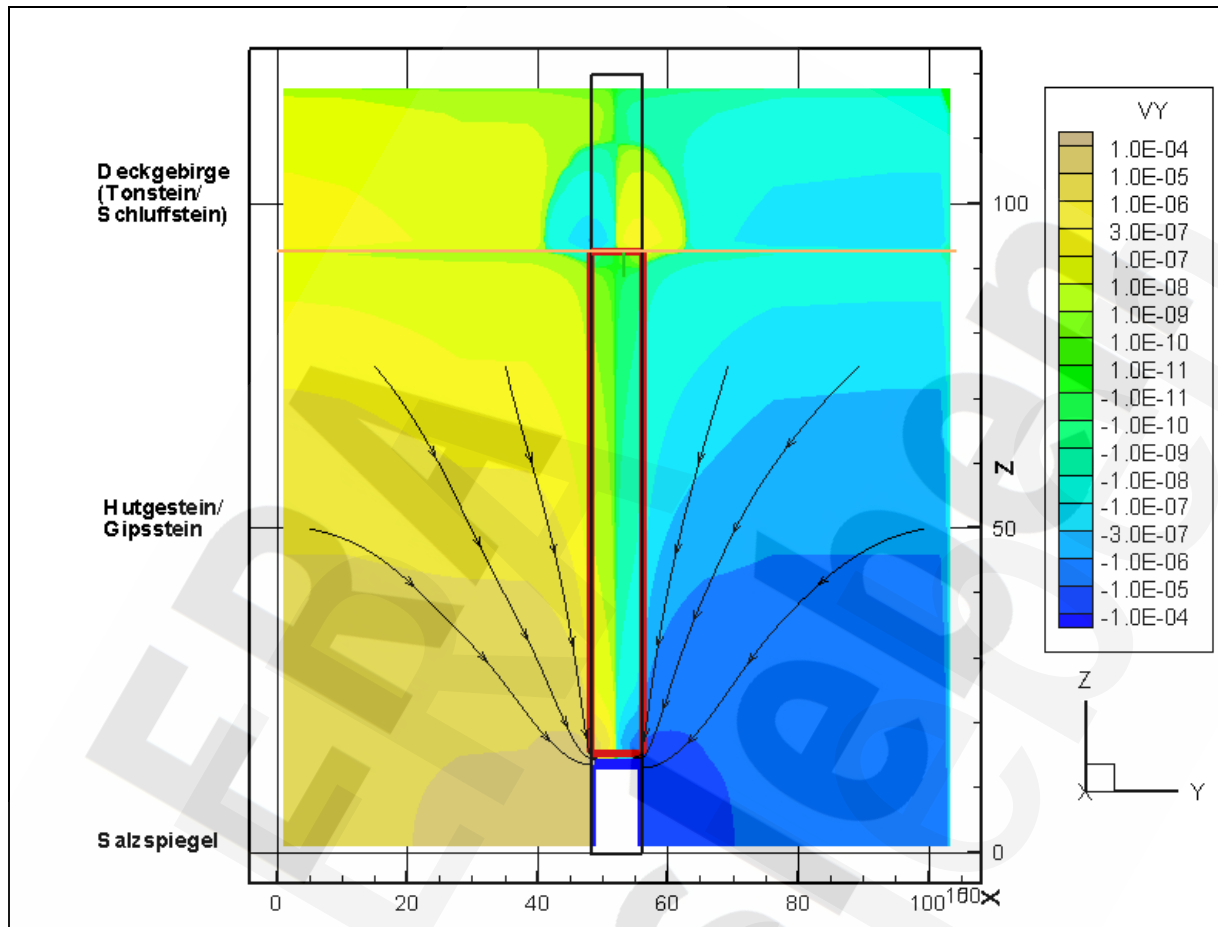


Abb. 13: Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Marie

5.2.2.3.3 Berechnungen Schacht Bartensleben

Unter Beachtung der geometrischen Vorgaben aus dem Bauwerksentwurf wurde für den Schacht Bartensleben das in Abbildung 14 dargestellte Berechnungsmodell entwickelt.

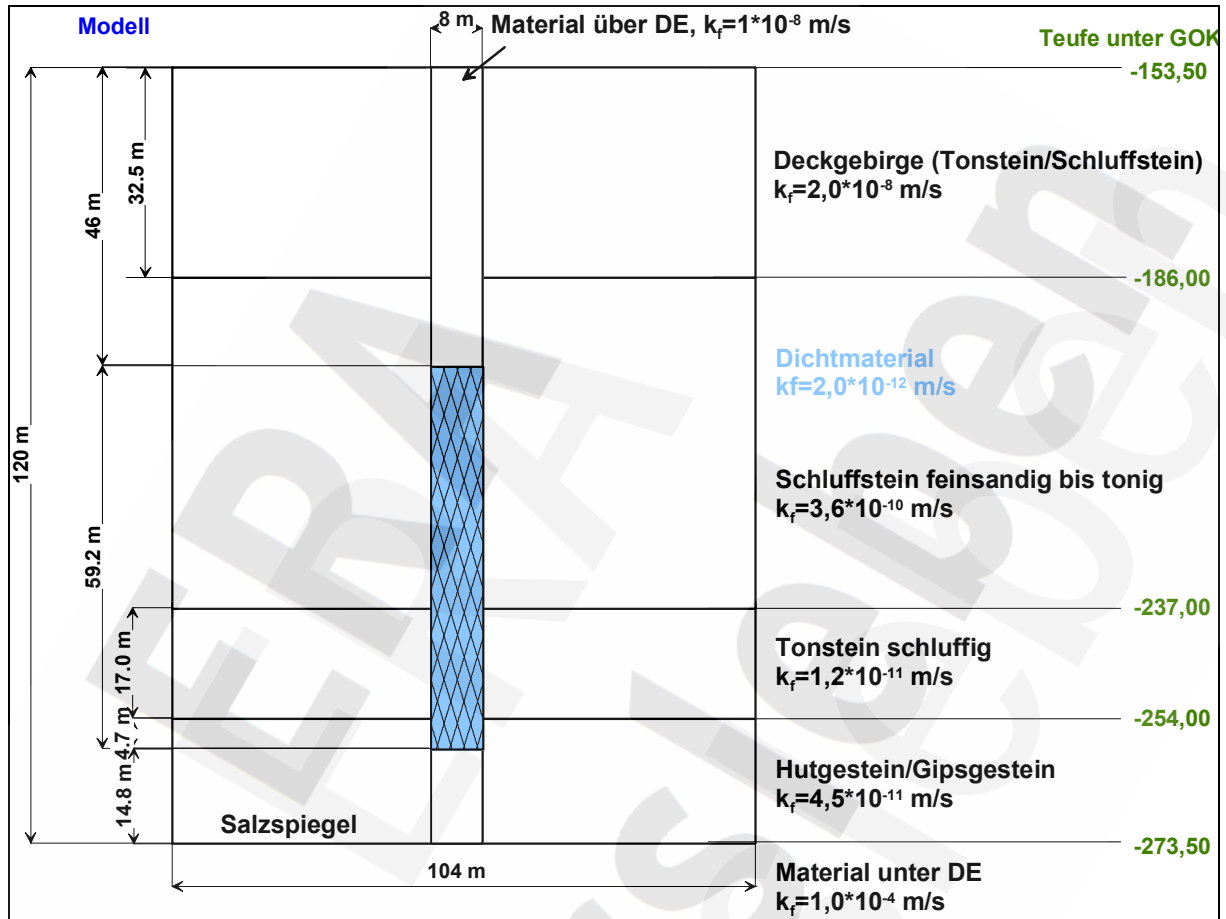


Abb. 14: Schematische Darstellung des Modellaufbaus für den Schacht Bartensleben

Im Vergleich mit den vorliegenden geologischen Schachtprofilen in [74] wurde im Berechnungsmodell die Feinsandschicht nicht abgebildet. Vielmehr wurde vereinfachend und konservativ das Gebirge oberhalb des Dichtelementes als Homogenkomplex mit einer mittleren hydraulischen Leitfähigkeit von $k_f = 2 \cdot 10^{-8}$ m/s abgebildet. Die Füllsäule oberhalb des Dichtelementes wurde konservativ mit einem durchlässigeren Material modelliert und die an das Dichtelement anschließende redundante/diversitäre Asphaltabdichtung vernachlässigt, so dass unterhalb des Dichtelementes ein offener Schachtbereich angesetzt wurde. Für diesen Schachtbereich wurde wiederum ein Luftdruck von 0,1 MPa angesetzt. Die hydraulische Leit-

fähigkeit des Hutgesteins wurde aus konservativen Gründen entgegen den Angaben in [80] auf $4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s festgelegt.

Als Ergebnis der Modellrechnungen für den Schacht Bartensleben ergab sich für das beschriebene Modell ein Gesamtvolumenstrom in den offenen Schachtbereich von $3,00 \text{ m}^3/\text{a}$. Die Strömungsgeschwindigkeiten nach DARCY (Abbildung 15 und Abbildung 16) belegen, dass der wesentliche Anteil des Gesamtvolumenstroms über das Gebirge in den offenen Schachtbereich strömt.

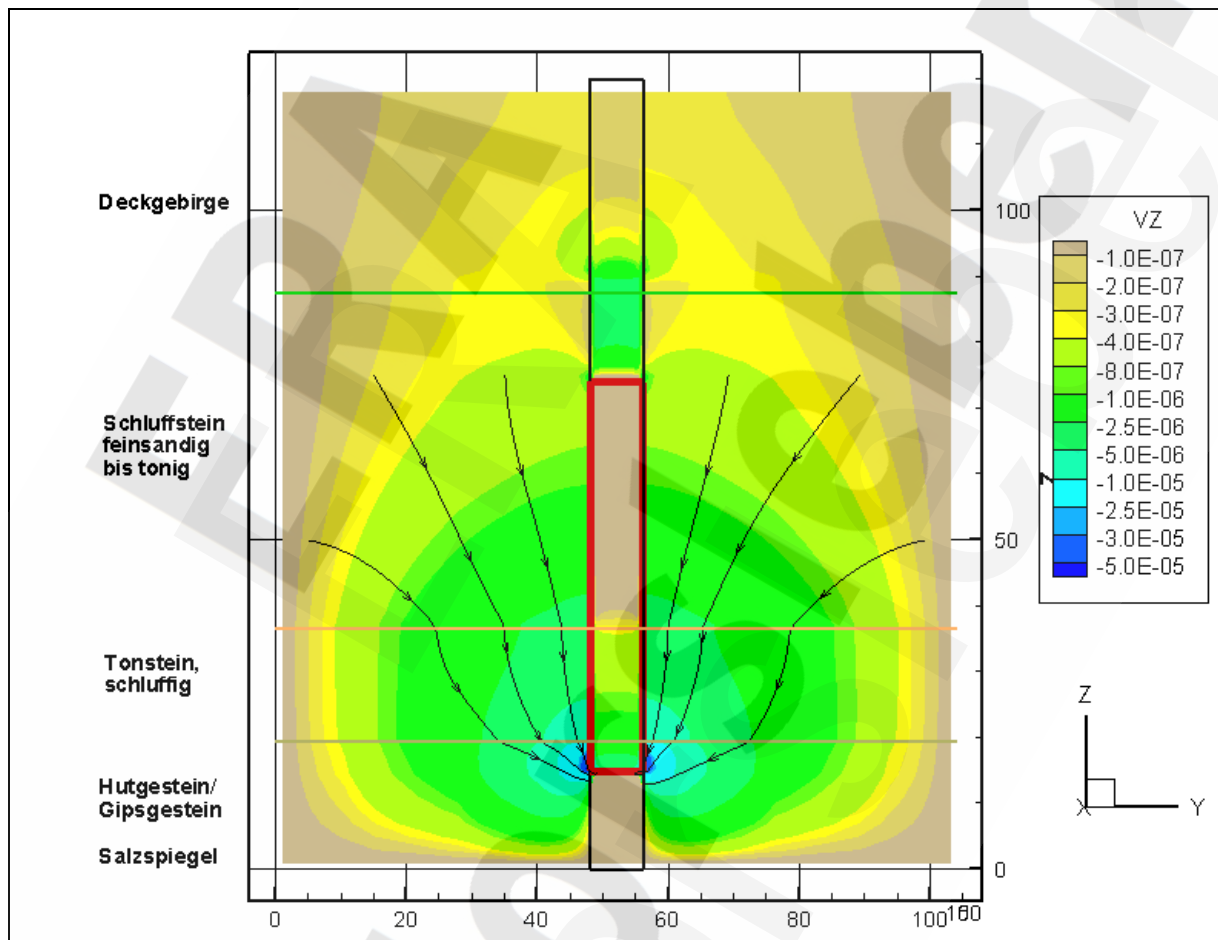


Abb. 15: Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in z-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Bartensleben

Wie die Berechnungen für die beiden Schächte zeigen, ist der zufließende Volumenstrom nur bedingt von der hydraulischen Leitfähigkeit des Dichtmaterials und der Länge der Dichtung abhängig, sondern resultiert im Wesentlichen aus dem Zusammenwirken verschiedener Geostromungsprozesse, die sich überlagern. Die in [80] und [81] angegebenen hydraulischen

Leitfähigkeiten des Hutgesteins weichen für beide Schächte sehr stark (Faktor 90) voneinander ab. In den Modellrechnungen wurde deshalb konservativ vom ungünstigsten Größtwert der hydraulischen Leitfähigkeit ($k_f = 4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s) ausgegangen.

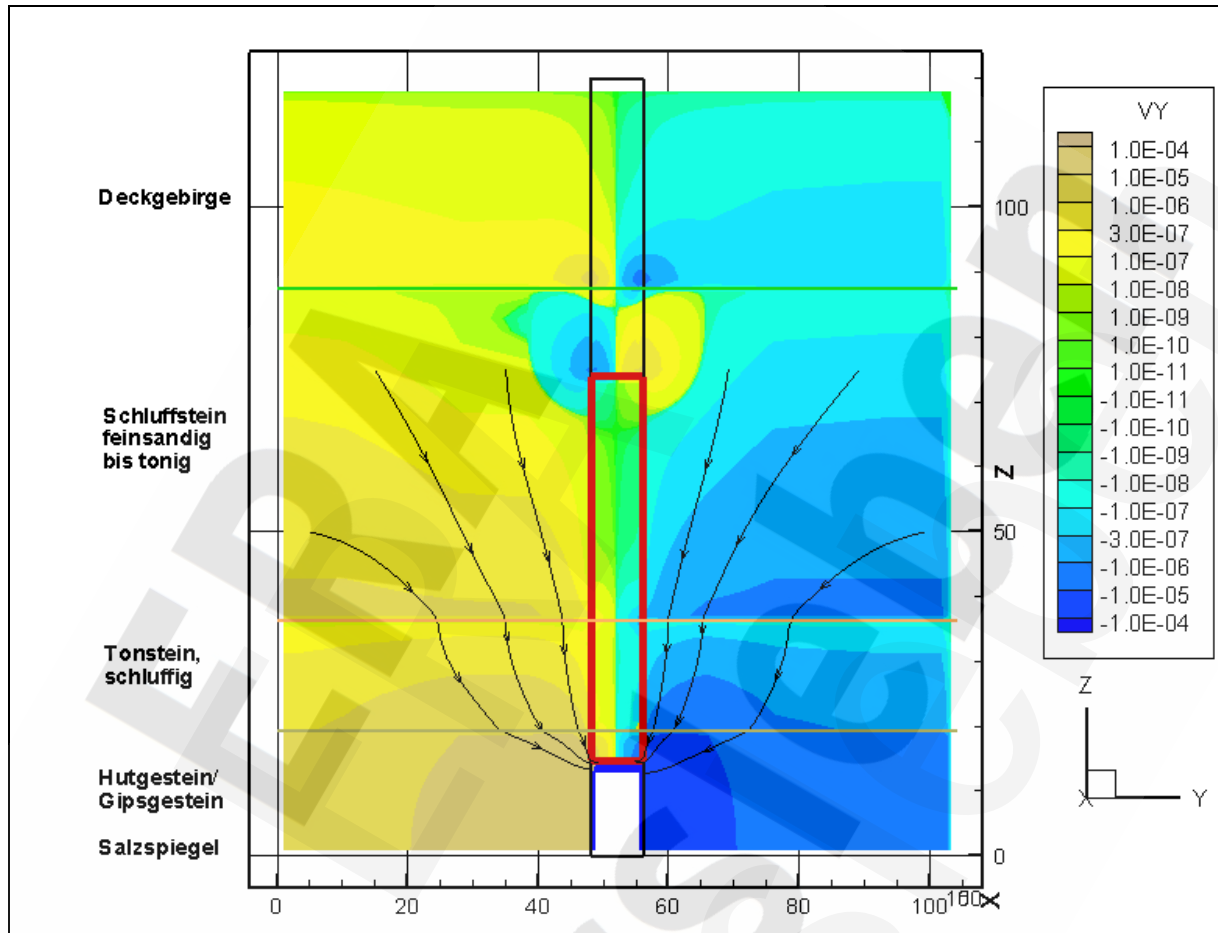


Abb. 16: Vertikalschnitt, Darcy-Geschwindigkeit in x, bzw. y-Richtung (m/d) und Stromliniennetz, Schacht Bartensleben

5.2.2.4 *Einschätzung des Sicherheitsniveaus*

Trotz der in den numerischen Berechnungen auf Grund der vorgegebenen hydraulischen Leitfähigkeiten im Deckgebirge ermittelten Volumenströme, die das Grenzkriterium ($2 \text{ m}^3/\text{a}$) überschreiten, wird die Konstruktion des Schachtverschlusses für beide Schächte als ausreichend sicher eingeschätzt. Folgende Gesichtspunkte, die wesentlich für die Einschätzung der vorangegangenen Berechnungen sind, jedoch nicht in diese eingingen, lassen diese Aussage zu:

Bfs	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 101 von 209

- Das jeweilige Dichtelement im Deckgebirge wurde als Einzelement ohne nachgeschaltete Dichtelemente betrachtet. Nur so konnte sich ein radialer Zustrom aus dem umgebenden Gebirge hin zum „offenen Schacht“ ausbilden, der schließlich auf Grund der verhältnismäßig hohen hydraulischen Leitfähigkeit des Deckgebirges zum Überschreiten des Grenzvolumenstromes von 2 m³/a führt. In der Realität existiert kein offener Schachtbereich (anschließendes kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2). Ein sich durch evtl. abfließendes Bitumen verursachtes „offenes Fenster“ würde nach kurzer Zeit mit Deckgebirgschwässern zulaufen und es käme zum Druckausgleich.
- Die angegebenen hydraulischen Leitfähigkeiten des Deckgebirges müssen einer Prüfung unterzogen werden, die direkt aus dem Schacht heraus erfolgen sollte. Die Randbedingungen am ERA Morsleben lassen auf relativ begrenztem Raum derartige Unterschiede (Faktor 90) zwischen den Standorten Marie und Bartensleben nicht erwarten. Eine Neubestimmung dieses stark auf die Auslegung der Dichtsysteme einflussnehmenden Parameters, sollte auch im Sinne einer Kostenreduzierung (Länge der Dichtelemente) durchgeführt werden.
- Selbst bei Bestätigung der angesetzten Kennwerte für die hydraulische Leitfähigkeit im Deckgebirge durch In-situ-Permeabilitätsmessungen, sind die berechneten Zuflussmengen nur bei vorhandenem Flüssigkeitsangebot realistisch. Weder beim Abteufen noch innerhalb der etwa einhundertjährigen Standzeit der Schächte wurden in den betreffenden Hutgesteinskomplexen Zuflüsse registriert, die eine solche Erwartung rechtfertigen würden.
- Die unter Abschnitt 5.2.2.2 abgeleiteten hydraulischen Eigenschaften des Dichtmaterials genügen den Anforderungen bzw. garantieren auch bei nicht auszuschließenden Schwankungen der Einflussgrößen eine langzeitfunktionsfähige Schachtabdichtung. Solche Einflüsse können Auflockerungen des Dichtelementes durch Setzungen oder Dichteimperfektionen beim Einbau und erhöhte Mineralisationen der zuzitenden Deckgebirgschwässer sein.

Der sich unter Normalbedingungen einstellende Quelldruck von ca. 3 MPa liegt um das dreifache über dem zur vollständigen Abdichtung der Kontaktzone zwischen Dichtung und

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 102 von 209

Gebirge erforderlichen Mindestwert. Der Nachweis, dass ein derartiger Quelldruck nicht zum Aufreißen des Gebirges (FRAC) führt, wurde erbracht.

5.2.3 Durch- bzw. Umströmung der Asphalt-dichtelemente

5.2.3.1 Angreifende Wässer und saline Lösungen

Ergebnisse zu Dichtebestimmungen der Deckgebirgswässer sind in [74] zusammengefasst. Es liegen Dichtemessergebnisse der Deckgebirgswässer für alle Homogenbereiche des Deckgebirges der Schächte vor. Als unterer Grenzwert für nicht mineralisierte Wässer wird eine Dichte von $1,000 \text{ g/cm}^3$ angenommen. Als obere Schranke wird in [74] eine Dichte von $1,078 \text{ g/cm}^3$ für die Wässer im Hutgestein des Schachtes Marie angegeben.

Im Gegensatz zum Deckgebirge liegen für die aus dem Salinar angreifenden Lösungen keine eindeutigen Vorgaben hinsichtlich der Zusammensetzung bzw. der Eigenschaften vor. Aus diesem Grund muss von verschiedenen möglichen Laugenzusammensetzungen ausgegangen werden. In [7] wurde von folgenden sich im Grubengebäude durch Um- und/oder Auflösprozesse einstellenden Lösungen angesetzt:

IP 21-Lösung:	$1,292 \text{ g/cm}^3$
NaCl-Lösung:	$1,198 \text{ g/cm}^3$
NaCl-Lösung 50%-ig:	$1,142 \text{ g/cm}^3$

Die Dichten für die Lösungen wurden bei einer Temperatur von 25 °C bestimmt [7].

In den weiteren Betrachtungen wird von einer IP21-Lösung ausgegangen, die mit einer Dichte von $1,292 \text{ g/cm}^3$ zum Ansatz gebracht wird.

5.2.3.2 Gebirgstemperaturen

Im Hinblick auf die hydraulischen Berechnungen und die Betrachtungen zu möglichen Asphaltverlusten spielen die vorherrschenden Gebirgstemperaturen eine wesentliche Rolle. Insbesondere sind die Viskositäten der eingesetzten Bitumen/Asphalte und der anstehenden Laugen stark temperaturabhängig.

Die umfangreichen, untertägigen Temperaturmessungen sind in [90] dokumentiert. Als Ergebnis der Auswertungen von Messungen in mehr als 40 Bohrungen unterschiedlicher Länge wurde eine relativ schmale Bandbreite der Gebirgstemperatur von 18,1 bis 22,4 °C ermittelt. Dabei wurde ein Teufenbereich von -225 bis -480 m NN untersucht. Um konservativ eventuellen Messfehlern und/oder lokalen Inhomogenitäten im Temperaturfeld des Salzstockes Morsleben zu begegnen, wird als Bezugswert für alle weiteren Überlegungen eine Temperatur von 25 °C festgelegt, da diese bezüglich der Viskositäten den konservativen Fall darstellt. Die in [90] dargestellte geothermische Karte Norddeutschlands über die Temperaturverteilung in 500 m Teufe bestätigt die gewählte Vorgehensweise (vgl. Abbildung 17).

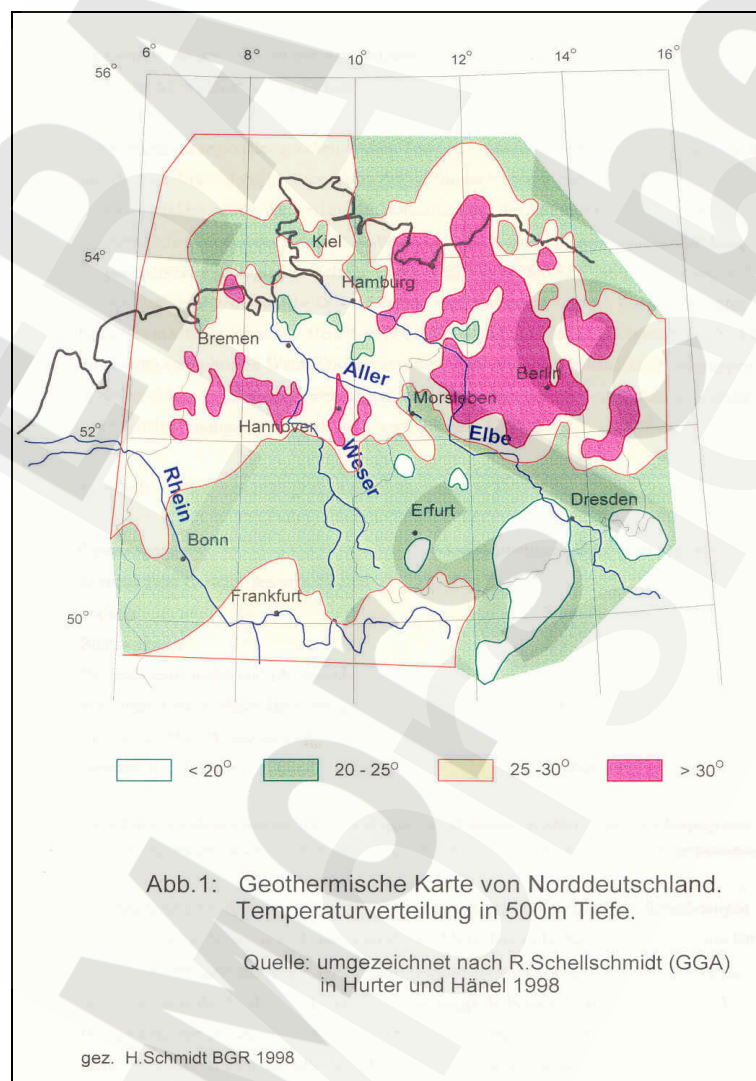


Abb. 17: Geothermische Karte Norddeutschlands; Temperaturverteilung in 500 m Teufe [90]

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 104 von 209

5.2.3.3 Materialauswahl Asphalt/Bitumen

Bitumen stellen komplexe, natürliche oder künstlich hergestellte Kohlenwasserstoffverbindungen dar. Bitumen können als schwerlösliche Rückstände bei der Erdölaufbereitung gewonnen oder aber als Rohstoff abgebaut werden.

Asphalte dagegen stellen Gemische aus Bitumen mit Mineralstoffen dar, die ggf. auch weitere Zuschläge enthalten können. Die Begriffe Bitumen und Bitumenmischungen sind in [91] genormt.

Bitumen ist gegenüber Wasser und Salzlösungen undurchlässig. Die Eignung von Bitumen und Asphalten für bergbauliche und andere Aufgaben ist unbestritten und wurde in Abschnitt 3.2 nachgewiesen.

Auf Grund der großen Adhäsionskräfte zwischen Bitumen und Salzoberfläche (Stein- und Kalisalze) wirkt das Bitumen als benetzendes Fluid, so dass sich bei ggf. einstellenden Bitumenverlusten eine kugelförmige, konkav gekrümmte Oberfläche einstellt, die eine vollständige Abdichtung der Kontaktfugen garantiert. Versuche zu dieser Problematik wurden in [11] beschrieben.

Die üblicherweise im Straßenbau zur Anwendung gebrachten Kennwerte für die Charakterisierung der Bitumen, sind für eine langzeitige Einschätzung des Bitumenverhaltens nicht ausreichend. Bei langzeitiger Beanspruchung verhalten sich Bitumen wie zähfließende Flüssigkeiten. Dichte und Viskosität im zutreffenden Temperaturbereich sind deshalb als maßgebende Kennwerte zu bewerten.

Es werden Bitumen der Sorte B 200 und B 80 ausgewählt. Auf Grund der verhältnismäßig geringen Viskosität bei der unter 5.2.3.2 ermittelten Umgebungstemperatur ist für diese Bitumen ein gleichmäßiges Einbringen in das „Schottergerüst“ sowie darüber hinaus ein Abdichten höherpermeabler Gebirgsbereiche zu erwarten.

Für den Asphalt des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 ist ein Beschweren durch Kalksteinmehlfüller vorzusehen, um mit ausreichender Sicherheit ein Aufschwimmen auf den gering mineralisierten Deckgebirgswässern zu verhindern. Auf Grund des Feststoffanteils im Bitumen erhöht sich dessen Viskosität, wie nachfolgend beschrieben wird. Um für beide Dichtelemente annähernd gleiche Viskositätswerte zu erhalten, wird für das obere, zu be-

schwerende Dichtmaterial ein B 200 ausgewählt. Dabei wird für das Rohbitumen im Ausgangszustand von den in [11] angegebenen und in [42] bestätigten Viskositäten ausgegangen.

Tabelle 11: Dynamische Viskositäten für Bitumen B 80 und B 200 [11], [42]

Temperatur	Viskosität B 80	Viskosität B 200
[°C]	[Pa*s]	[Pa*s]
20	200.000	100.000
30	20.000	10.000
40	2.400	1.200
50	480	230
60	130	60
80	18	9
100	5	2,5

Wie aus Tabelle 11 erkennbar ist, ist die Viskosität der Bitumen stark temperaturabhängig. Aus diesem Grund ist eine Interpolation auf die anzusetzende Gebirgstemperatur erforderlich. In Abbildung 18 sind die Viskositäten über die Temperaturen aufgetragen und entsprechende Ausgleichskurven angegeben. Auf Basis dieser Ausgleichskurven wurden für die Gebirgstemperatur von 25°C folgende dynamische Viskositäten interpoliert:

$$B\ 200: \quad 26.212 \quad \text{Pa*s}$$

$$B\ 80: \quad 52.982 \quad \text{Pa*s}.$$

Die Viskositätsänderung infolge der Zugabe von Füllern wird durch Gleichung (11) theoretisch beschrieben. In Gleichung (11) wird die relative Viskosität als das Verhältnis zwischen Asphaltviskosität (gefüllertes Bitumen) und der ursprünglichen Bitumenviskosität dargestellt. Die Gleichung basiert auf praktischen Untersuchungen in [92]. Auf Grund der empirischen Herleitung der Gleichung und der getroffenen Annahmen (u.a. Füllerstoff als Kugeln gleichen Durchmessers), wird für weitergehende Planungsarbeiten die Erarbeitung eines Qualitätssicherungsprogrammes vor dem Einbau empfohlen.

$$\eta_{rel} = \frac{\eta_{Asphalt}}{\eta_{Bitumen}} = \left(1 + \frac{1,25 \cdot c_v}{1 - 1,35 \cdot c_v} \right)^2 \quad (11)$$

mit $\eta_{Asphalt}$ - dynamische Viskosität des Asphalts

η_{Bitumen} - dynamische Viskosität des Bitumens

c_v - Volumenanteil des Füllers

Die Dichte des Asphaltens im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 (gefüllertes Bitumen) soll 1.300 kg/m^3 betragen, um das Aufschwimmen von geringmineralisierten Deckgebirgwässern (vgl. Gliederungspunkt 5.2.3.4) zu garantieren.

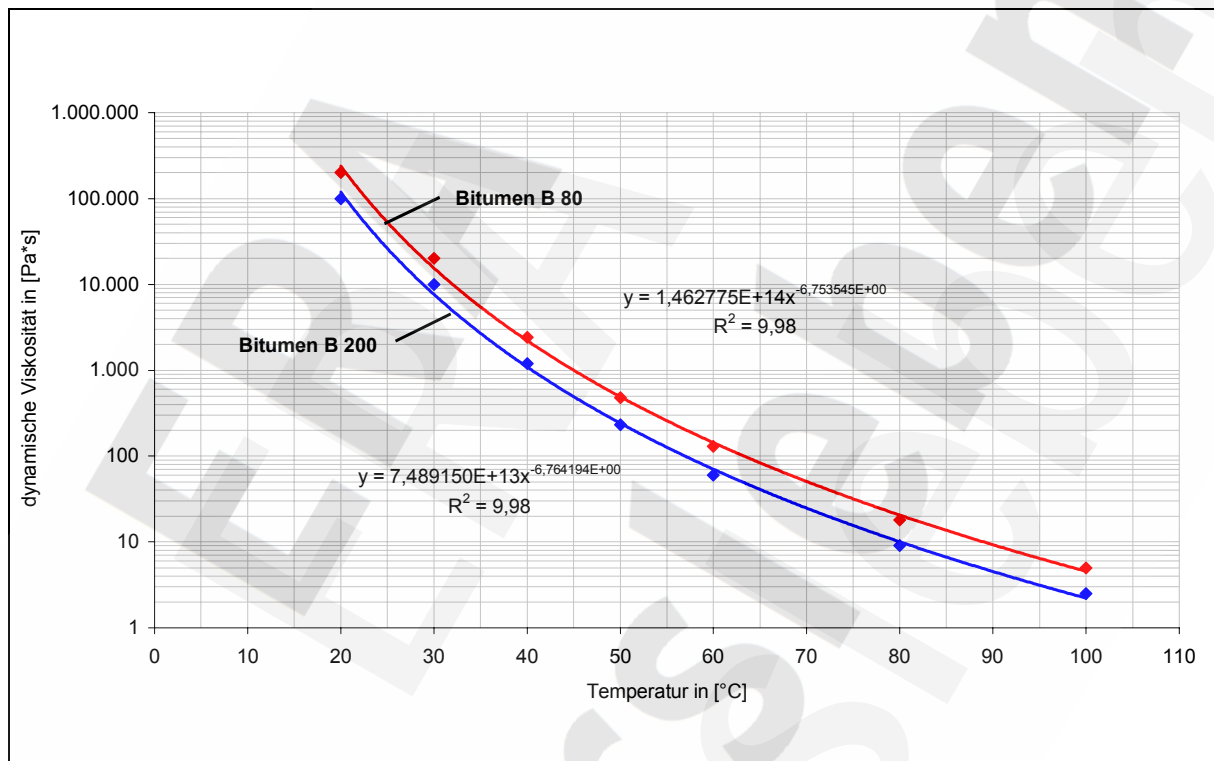


Abb. 18: Dynamische Viskositäten von Bitumen B 200 und B 80 in Abhängigkeit von der Temperatur nach [11]

Entsprechend der Dichte des eingesetzten Bitumens B 200 ($\rho_{\text{Bitumen}} = 1.000 \text{ kg/m}^3$) ergibt sich die zuzugebende Füllermenge nach Gleichung (12). Die mittlere Dichte eines Bitumen-Mineralstoff-Gemisches (Asphalt) ergibt sich zu:

$$\rho_{\text{Asphalt}} = \frac{m_{\text{Bitumen}} + m_{\text{Füller}}}{V_{\text{Bitumen}} + V_{\text{Füller}}} \quad (12)$$

Mit $V_{\text{Bitumen}} = \frac{m_{\text{Bitumen}}}{\rho_{\text{Bitumen}}}$ und $V_{\text{Füller}} = \frac{m_{\text{Füller}}}{\rho_{\text{Füller}}}$ erhält man:

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 107 von 209

$$\rho_{\text{Asphalt}} = \frac{\rho_{\text{Bitumen}} \cdot \rho_{\text{Füller}} \cdot (m_{\text{Bitumen}} + m_{\text{Füller}})}{\rho_{\text{Füller}} \cdot m_{\text{Bitumen}} + \rho_{\text{Bitumen}} \cdot m_{\text{Füller}}} \quad (13)$$

Aus Gleichung (13) kann der Ausdruck zur Berechnung der zuzugebenden Füllermenge abgeleitet werden. Als Füllermaterial wird ein Kalksteinmehl (z.B.: Saxolith®2 HE der Firma GEOMIN Erzgebirgische Kalkwerke GmbH mit einer Körnung von 0 bis 12 µm und einer Korndichte von 2.860 kg/m³) vorgeschlagen.

$$m_{\text{Füller}} = \frac{\rho_{\text{Füller}} \cdot m_{\text{Bitumen}} \cdot (\rho_{\text{Asphalt}} - \rho_{\text{Bitumen}})}{\rho_{\text{Bitumen}} \cdot (\rho_{\text{Füller}} - \rho_{\text{Asphalt}})} \quad (14)$$

Damit ergibt sich beispielhaft als zuzugebende Füllermasse auf 1.000 kg Bitumen nach (14) ein Wert von:

$$m_{\text{Füller}} = \frac{2.860 \cdot 1.000 \cdot (1.300 - 1.000)}{1.000 \cdot (2.860 - 1.300)} \cdot \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{kg} \cdot \text{kg} \cdot \text{m}^3 \cdot \text{m}^3}{\text{m}^3 \cdot \text{m}^3 \cdot \text{kg} \cdot \text{kg}} \right] = 550 \text{ kg}.$$

Dementsprechend kann der Volumenanteil des Füllers am Gesamtvolumen bestimmt werden. Der Anteil beträgt $c_v = 16\%$. Damit ergibt sich nach Gleichung (11) bei einer Temperatur von 25 °C eine Viskosität des Asphalt (Basisbitumen B 200) von

$$\eta_{\text{Asphalt}} = 26.212 \cdot \left(1 + \frac{1.25 \cdot 0.16}{1 - 1.35 \cdot 0.16} \right)^2 \cdot [\text{Pa} \cdot \text{s}] = 26.212 \cdot 1.58 \cdot [\text{Pa} \cdot \text{s}] = 41.291 \cdot [\text{Pa} \cdot \text{s}]$$

Damit liegt die Viskosität des Asphalt (Basis B 200, $\rho_{\text{Asphalt}} = 1.300 \text{ kg/m}^3$) des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, im Bereich der Viskosität des Bitumens (Basis B 80) des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3.

5.2.3.4 Bemessung der Asphalt dichtungen

Die Bemessung der Asphalt dichtungen erfolgt nach dem Prinzip eines einzuhaltenden Gesamtvolumenstroms. Dieser Gesamtvolumenstrom setzt sich aus den Teilvolumenströmen durch den abzudichtenden Querschnitt, durch die Kontaktfuge zwischen Gebirge und Dichtung sowie dem Teilvolumenstrom durch die aufgelockerte ausbruchsnaher Gebirgszone zusammen (vgl. Gleichung (15)).

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 108 von 209

Durch die absolute Dichtheit des Bitumens und durch die vollständige Abdichtung der Kontaktfuge zwischen dem Dichtelement und dem Gebirge verbleibt als einzige für die Dimensionierung relevante Größe, der durch den aufgelockerten Gebirgsbereich strömende Volumenstrom. Beim Ansatz der hydraulischen Höhe H wird die geodätische Höhe (z -Koordinate) vernachlässigt.

$$\dot{V} = \dot{V}_{\text{Querschnitt}} + \dot{V}_{\text{Kontakt}} + \dot{V}_g \quad (15)$$

$$\dot{V}_{\text{Querschnitt}} = 0$$

$$\dot{V}_{\text{Kontakt}} = 0$$

$$\dot{V}_g = \frac{k_{\text{fgeff}} \cdot A_g \cdot H}{L} \quad (16)$$

$$\dot{V}_g = \frac{k_{\text{fgeff}} \cdot \pi \cdot (r_g^2 - r_d^2) \cdot H}{L} \quad (17)$$

- mit
- k_{fgeff} - effektive hydraulische Leitfähigkeit in der Auflockerungszone in [m/s]
 - r_g - Radius der Auflockerungszone in [m]
 - r_d - Radius der Querschnittsabdichtung in [m]
 - H - Druckhöhe in [m]
 - L - Länge der Dichtung in [m].

Für die Dimensionierung der Dichtelemente im Salinargebirge ist es zunächst notwendig, den späteren Einbaureich d.h. das Steinsalz hydraulisch zu charakterisieren. Als Parameter für diese Charakterisierung dienen die Permeabilität bzw. die hydraulische Leitfähigkeit.

In der Literatur werden für Steinsalz im ungestörten Zustand verschiedene Permeabilitäten angegeben [93], [94], [95], [96], [97]. So wurden z.B. bei In-Situ-Messungen in Salzdettfurth und in Sondershausen Permeabilitäten zwischen $k = 10^{-22} \text{ m}^2$ und $k = 10^{-24} \text{ m}^2$ in ca. 750 m Tiefe [93] gemessen. Messungen im ehemaligen Forschungsbergwerk Asse ergaben Werte von $k < 10^{-21} \text{ m}^2$ [95], [96]. Direkt am Standort des ERA Morsleben in 370 m Tiefe im Schacht Marie ergab eine Messung einen Wert von $k = 10^{-19} \text{ m}^2$ [94].

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 109 von 209

In Auswertung der genannten Literaturquellen kann festgestellt werden, dass die Permeabilität des Steinsalzes standortbezogen betrachtet werden muss. Die Permeabilitäten sind dabei so gering, dass sie in der Regel vernachlässigbar sind und das ungestörte Steinsalz als „technisch dicht“ bezeichnet werden kann. Des Weiteren kann beim Vergleich der o.a. Messergebnisse festgestellt werden, dass sich die Permeabilität im Grundspannungszustand mit zunehmender Teufe (zunehmende Belastung = zunehmende Verdichtung) weiter verringert.

Für die hydraulische Leitfähigkeit des Salinargebirges am Standort ERA Morsleben wurde in [74] ein einheitlicher Wert von $k_{f,g} = 2,0 * 10^{-14} \text{ m/s}$ (nach überschlägiger Umrechnung $k = 2,0 * 10^{-21} \text{ m}^2$) angegeben. Es ist anzunehmen, dass dieser Wert für den Grundspannungszustand, also für das ungestörte Steinsalz gilt. Ein entsprechender Verweis fehlt jedoch in den zur Verfügung stehenden Arbeitsunterlagen [74]. Für die Wahl der in den Dichtelement-Dimensionierungsrechnungen anzusetzenden Steinsalz-Permeabilitäten gelten folgende Aussagen/Annahmen:

- Die Untersuchung in [94] liefert den einzigen standortbezogenen In-Situ-Messwert für das Steinsalz im Bereich der Schächte. Es wurde ein Permeabilitätswert von $k = 10^{-19} \text{ m}^2$ angegeben.
- Die Untersuchungen in [80] und [81] beziehen sich auf abweichende Messverfahren bzw. liefern Werte auf unzureichender Berechnungsbasis. Die Permeabilität wird mit $k = 10^{-21} \text{ m}^2$ angegeben.
- Die Permeabilität nimmt mit zunehmender Teufe ab.

Aus den vorliegenden Fakten und unter Beachtung des geforderten hohen Sicherheitsniveaus wird konservativ für die Steinsalzpermeabilität im Grundspannungszustand am Standort ERA Morsleben ein Wert von $k = 1,0 * 10^{-19} \text{ m}^2$ im Teufenbereich zwischen 270 m und 370 m angesetzt.

Der Grundspannungszustand wird durch Hohlräumeffahrungen gestört, und es stellt sich ein sekundärer Spannungszustand um den Hohlraum ein. Mit der Änderung des Spannungszustandes, ändert sich auf Grund des dilatanten Gebirgsverhaltens von Steinsalz auch die Permeabilität. Aus Abbildung 19 wird deutlich, dass für die Auslegung von Dichtbauwerken

im technisch dichten Salinargebirge die Ausdehnung der ALZ und deren gegenüber dem Grundspannungszustand erhöhte Permeabilität zwingend erforderlich ist.

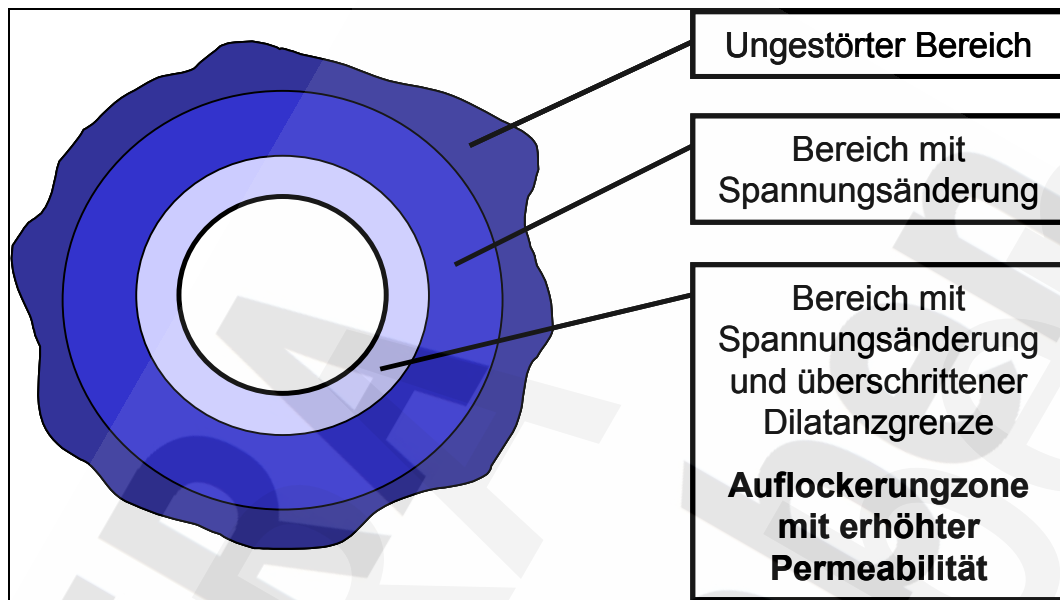


Abb. 19: Prinzipskizze zur Permeabilitätssteigerung durch Änderung des Spannungszustandes bei Ansatz eines ebenen, isotropen Grundspannungszustandes im Schacht

Es ist weiterhin zu bemerken, dass die Art und Weise der Hohlraumherstellung einen wesentlichen Einfluss auf die Ausdehnung der Auflockerungszone hat. Die für das Schachtabteufen der Schächte des ERA Morsleben angewandte Bohr- und Sprengtechnologie im Salinar [103] ist auf Grund der beim Sprengprozess erzeugten dynamischen Beanspruchung ein Verfahren mit hoher Gebirgsbeanspruchung. Aus diesem Grund ist die Entstehung von Auflockerungszonen in den Schächten des ERA Morsleben sowohl auf die angewendete Bohr- und Sprengtechnologie, als auch auf das gebirgsmechanische Verhalten von Steinsalz zurückzuführen.

Während die vortriebstechnologisch bedingte ALZ durch schonende Beraubearbeit entfernbar ist, wird sich die gebirgsmechanisch bedingte ALZ auf Grund der zwischen Hohlraum und Grundspannungszustand vorliegenden Spannungsdifferenz immer wieder einstellen. Wie jedoch die Modellrechnungen unter Anwendung des in [9] und [10] aufgestellten Dilatanzkriteriums gezeigt haben, erfolgte innerhalb der etwa einhundertjährigen Standzeit des Schachtes ein derartiger Spannungsabbau infolge Hohlraumkonvergenz, dass nach He-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 111 von 209

rausnahme der ALZ mit neuerlichen Dilatanz- und damit Auflockerungserscheinungen nicht zu rechnen ist (siehe Abschnitt 5.1.6). Konservativ wird aber trotzdem eine Auflockerung durch Dilatanz von 0,75 m angesetzt.

Weiterhin ist als zusätzliche Sicherheitsreserve ein unmittelbar nach Herausnahme der ALZ erfolgreicher Einbau des Schachtverschlusses vorgesehen, der zu einer Verringerung von Dilatanzerscheinungen führt.

Bei der Dimensionierung der Dichtelemente wird trotzdem konservativ eine Umströmung des Dichtelementes durch die beschriebene aufgelockerte, ausbruchnahe Steinsalzzone unterstellt.

Da die exakten Geometrien sowohl der vortriebstechnologisch bedingten als auch der gebirgsmechanisch induzierten ALZ sowie deren hydraulische Leitfähigkeiten erst in späteren Planungsphasen bestimmt werden, ist es notwendig für diese Größen begründete Annahmen zu treffen.

Verschiedene Veröffentlichungen zu den Ergebnissen von Permeabilitätsmessungen [93], [94], [96], [97] bestätigen, dass die größten Permeabilitäten unmittelbar an der Ausbruchskontur zu erwarten sind und in Abhängigkeit vom Abstand zur Kontur bis auf das Permeabilitätsniveau im Grundspannungszustand abfallen. Die o.g. Forschungsergebnisse rechtfertigen den Ansatz eines linear logarithmischen Zusammenhanges zwischen Konturabstand und Steinsalzpermeabilität, wobei die größte Permeabilität am Ausbruchsrand liegt.

Für die vortriebstechnologisch und gebirgsmechanisch bedingten Auflockerungszonen der Schächte des ERA Morsleben wurden aus Analogieschlüssen von anderen Standorten folgende konservativen Annahmen getroffen:

- Die zu beraubende Auflockerungszone wird mit einer Tiefe von 0,75 m angenommen.
- Die Permeabilität am Ausbruchsrand (nach Entfernung der ALZ) wird mit $5 * 10^{-18} m^2$ angesetzt.
- Die Ausdehnung der gebirgsmechanisch bedingten ALZ beträgt 0,75 m.
- Die Permeabilität im Grundspannungszustand, d.h. im ungestörten Steinsalz beträgt $1 * 10^{-19} m^2$.

Es wird darauf hingewiesen, dass diese wahrscheinlich konservativen Annahmen zu bestätigen sind.

Zur Berechnung der Permeabilität in der verbleibenden Auflockerungszone wird unter Ansatz eines linear logarithmischen Zusammenhangs zwischen den Randwerten an der Kontur und im ungestörten Gebirge ein mittlerer effektiver Wert der hydraulischen Leitfähigkeit berechnet. Nachfolgend wird die Vorgehensweise geschildert. Für die Randwerte wurden folgende bereits erläuterte Annahmen getroffen:

$$k_g(r_g) = 1 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$$

$$k_g(r_d) = 5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$$

mit $k_g(r_g)$ - Permeabilität im ungestörten Steinsalz [m²]
 $k_g(r_d)$ - Permeabilität der ALZ am Ausbruchsrund [m²].

Alle Eingangsgrößen sind in Tabelle 12 zusammengefasst.

Tabelle 12: Zusammenfassung der Eingangsgrößen

Eingangswert	Formelzeichen	Einheit	Wert
Radius des Dichteelementes	r_d	[m]	4,00
Radius der Auflockerungszone	r_g	[m]	4,75
Permeabilität im ungestörten Zustand	$k_g(r_g)$	[m ²]	$1,0 \cdot 10^{-19}$
Permeabilität an der Kontur	$k_g(r_d)$	[m ²]	$5,0 \cdot 10^{-18}$

Zunächst sind die vorliegenden Permeabilitätswerte in Werte der hydraulischen Leitfähigkeit umzurechnen. Der Zusammenhang zwischen Permeabilität und hydraulischer Leitfähigkeit wird über die dynamische Viskosität und die Dichte der durchströmenden Flüssigkeit nach Gleichung (18) hergestellt.

$$k_f = k \cdot \frac{\rho_F \cdot g}{\eta_F} \quad (18)$$

mit k_f - hydraulische Leitfähigkeit [m/s],
 k - Permeabilität [m²],
 ρ_F - Flüssigkeitsdichte [kg/m³],

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 113 von 209

η_F - dynamische Viskosität der Flüssigkeit [Pa*s].

Als Flüssigkeit wird eine „Q-Lauge“ (IP-21 Lösung) angenommen, deren Dichte und dynamische Viskosität nachfolgend angegeben sind:

$$\rho_F = 1.292 \text{ kg/m}^3$$

$$\eta_F = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ Pa*s}$$

Es ergeben sich nach Gleichung (18) für die hydraulische Leitfähigkeit an der Kontur und an der Grenze der ALZ zum ungestörten Grundspannungszustand folgende Werte:

$$k_{fg}(r_g) = 2 \cdot 10^{-13} \text{ m/s}$$

$$k_{fg}(r_d) = 1 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$$

Aus den Randwerten der hydraulischen Leitfähigkeit an der Kontur $k_{fg}(r_d)$ und an der Grenze der ALZ zum ungestörten Grundspannungszustand $k_{fg}(r_g)$ kann über den linear-logarithmischen Ansatz nach Gleichung (19) die effektive hydraulische Leitfähigkeit über die gesamte Breite der ALZ berechnet werden.

$$\frac{k_{fgeff}}{[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]} = e^{ar+b} \quad (19)$$

$$k_{fgeff} = \int_{r_d}^{r_g} k_{fg}(r) \cdot dA(r) \quad (20)$$

mit k_{fgeff} - effektive hydraulische Leitfähigkeit in der ALZ

$dA(r)$ - Fläche der ALZ

a - Parameter aus linear-logarithmischem Ansatz

b - Parameter aus linear-logarithmischem Ansatz.

$$\frac{k_{fgeff}}{[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]} = \frac{1}{\pi(r_g^2 - r_d^2)} \cdot \int_{r_d}^{r_g} 2\pi r e^{ar+b} dr = \frac{2}{(r_g^2 - r_d^2)} \cdot \int_{r_d}^{r_g} r e^{ar+b} dr \quad (21)$$

$$\frac{k_{fgeff}}{[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]} = \frac{2}{a^2(r_g^2 - r_d^2)} \cdot e^b \cdot (e^{ar_d} - e^{ar_g} + ar_g e^{ar_g} - ar_d e^{ar_d}) \quad (22)$$

Die Parameter a und b können folgendermaßen bestimmt werden:

$$a = \frac{\ln[k_{fg}(r_g)] - \ln[k_{fg}(r_d)]}{r_g - r_d} \quad (23)$$

$$b = \ln[k_{fg}(r_g)] - ar_g = \ln[k_{fg}(r_d)] - ar_d \quad (24)$$

Die vollständigen Berechnungsergebnisse zur effektiven hydraulischen Leitfähigkeit enthält Tabelle 13.

Tabelle 13: Berechnungsergebnisse zur effektiven hydraulischen Leitfähigkeit – bezogen auf „Q-Lauge“ (IP 21-Lösung)

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Wert
Permeabilität im ungestörten Zustand	$k_g(r_g)$	[m ²]	$1,0 \cdot 10^{-19}$
Permeabilität an der Kontur	$k_g(r_d)$	[m ²]	$5,0 \cdot 10^{-18}$
Dichte der Lösung	ρ_L	[kg/m ³]	1.292
dynamische Viskosität der Lösung	η_L	[Pa*s]	$5,6 \cdot 10^{-3}$
hydraulische Leitfähigkeit im ungestörten Zustand	$k_{fg}(r_g)$	[m/s]	$2,0 \cdot 10^{-13}$
hydraulische Leitfähigkeit an der Kontur	$k_{fg}(r_d)$	[m/s]	$1,0 \cdot 10^{-11}$
Radius des Dichtelementes	r_d	[m]	4,00
Radius der Auflockerungszone	r_g	[m]	4,75
Parameter	a	[m ⁻¹]	-5,21603067
Parameter	b	[/]	-4,34063343
Effektive hydraulische Leitfähigkeit in der ALZ	k_{fgeff}	[m/s]	$2,71 \cdot 10^{-12}$

Für die Dimensionierung der Dichtelemente ist weiterhin die hydraulische Druckhöhe, erforderlich. Als sich maximal einstellende Druckbelastung auf das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 gegen aus dem Grubengebäude aufsteigende Lösungen wurde ein Fluiddruck von $p = 6,0 \text{ MPa}$ vorgegeben. Dieser Fluiddruck kann in eine äquivalente Höhe der Flüssigkeitssäule nach Gleichung (25) umgerechnet werden.

$$p = \rho_F \cdot g \cdot H_F \quad (25)$$

$$H_F = \frac{p}{\rho_F \cdot g} \quad (26)$$

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 115 von 209

- mit p - Flüssigkeitsdruck in [Pa],
 ρ_F - Flüssigkeitsdichte in [kg/m³],
 H_F - Höhe der Flüssigkeitssäule, Druckhöhe in [m],
 g - Erdbeschleunigung in [m/s²].

Aus der vorgegebenen Flüssigkeitsdruckbelastung von $p = 6 \text{ MPa}$ und der Dichte der IP 21-Lösung $\rho_F = 1.292 \text{ kg/m}^3$ ergibt sich nach Gleichung (26) eine Höhe der Flüssigkeitssäule (Druckhöhe) von $H_F = 473,39 \text{ m}$.

Auf Grund der vollständigen Abdichtung des Querschnitts und der Kontaktfuge kann, wie bereits erörtert, die Gleichung (15) zu den einfachen Gleichungen (16) bzw. (17) reduziert werden.

Die Gleichung (17) ist nur von der Länge der Dichtung abhängig. Alle anderen Einflussgrößen müssen bei der Dimensionierungsaufgabe vorgegeben werden.

Mit dem geforderten Grenzwert des einzuhaltenden Grenzvolumenstroms von 2 m³/a kann Gleichung (17) in folgender Form geschrieben werden:

$$\dot{V}_{\text{Grenz}} = \frac{k_{\text{fgeff}} \cdot \pi \cdot (r_g^2 - r_d^2) \cdot H_F}{L_{\text{erf}}} \quad (27).$$

Die erforderliche Länge des Dichtelementes ergibt sich dann zu

$$L_{\text{erf}} = \frac{k_{\text{fgeff}} \cdot \pi \cdot (r_g^2 - r_d^2) \cdot H_F}{\dot{V}_{\text{Grenz}}} \quad (28).$$

In Gleichung (28) bedeuten:

- mit \dot{V}_{Grenz} - Grenzvolumenstrom nach Vorgabe 2 m³/a
 L_{erf} - erforderliche Länge des Dichtelementes in [m].

Mit den oben beschriebenen Eingangsgrößen erhält man nach Gleichung (28):

$$L_{\text{erf}} = \frac{2,71 \cdot 10^{-12} \cdot \pi \cdot [(4,75)^2 - (4,00)^2] \cdot 473,39}{[2/(60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365,25)]} \cdot \left[\frac{\text{m} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{m} \cdot \text{s}}{\text{s} \cdot \text{m}^3} \right] = 0,42 \text{ m}.$$

Die Berechnung demonstriert, dass eine geringmächtige Bitumen-/Asphaltschicht ausreicht, um den geforderten Volumenstrom, der auf Grund der absoluten Dichtheit von Bitumen und Asphalt nur auf der Gebirgsumströmung beruht, einzuhalten. Es wird vorgeschlagen, die Asphaltschichten auch unter Berücksichtigung von Verlusten (Abfließen in das Gebirge und mikrobielle Degradation) auf eine Mindestlänge von 15 m zu konzipieren.

Die nachfolgende Sicherheitsbetrachtung widerspiegelt das sehr hohe Sicherheitsniveau, das auf die vollständige Querschnitts- und Kontaktfugenabdichtung durch das Bitumen sowie auf die geringe effektive, hydraulische Leitfähigkeit der Auflockerungszone zurückzuführen ist.

In Abbildung 20 sind der Volumenstrom durch die aufgelockerten Gebirgsbereiche um das Dichtelement und der Sicherheitsfaktor als Quotient zwischen einzuhaltendem und berechnetem Volumenstrom über die Länge des Dichtelementes aufgetragen.

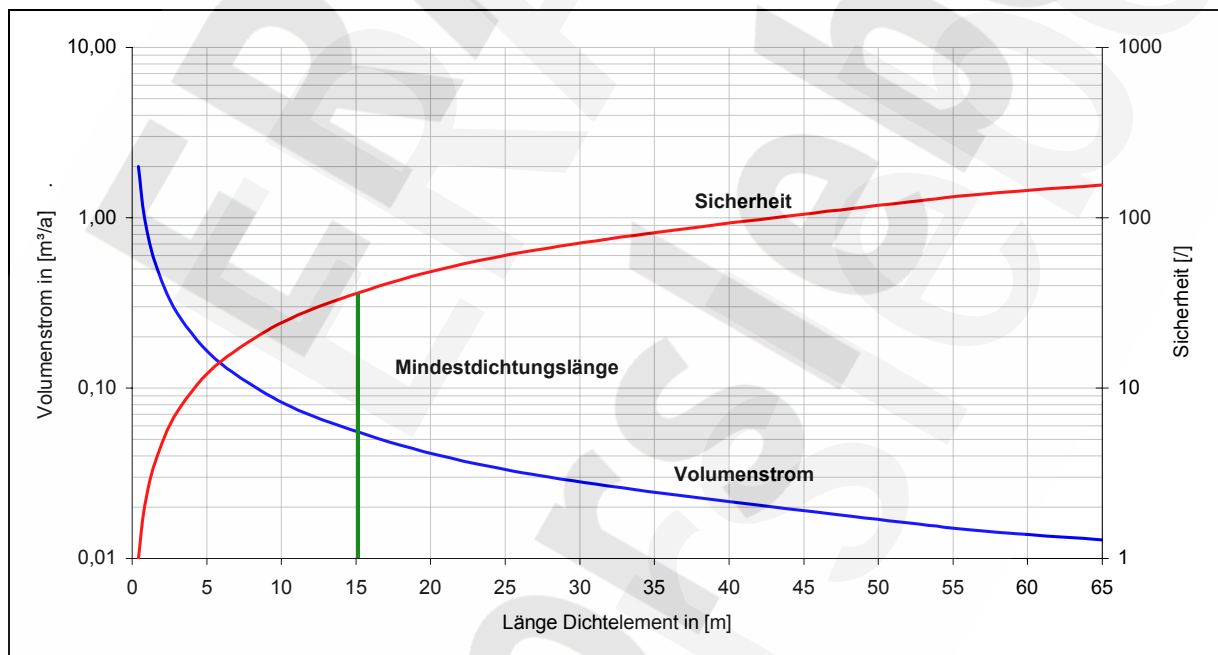


Abb. 20: Volumenstrom durch die aufgelockerten Gebirgsbereiche um das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 und der dazugehörige Sicherheitskoeffizient aufgetragen über die Länge des Dichtelementes

Die Berechnungen beziehen sich lediglich auf das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 gegenüber aus dem Grubengebäude aufsteigende Lösungen. Um den gegebenenfalls (bei vollständigen Ausfall des Dichtelementes DE 1) über das kombinierte Widerlager-

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 117 von 209

Dichtelement DE 2 in den Schacht strömenden Volumenstrom zu erfassen, sind die hydraulischen Parameter und die Druckverhältnisse zu erörtern.

Wenn innerhalb der Hutgesteinskomplexe des ERA Morsleben überhaupt ausreichende Wasser- bzw. Lösungsvorkommen existieren (trockener Schacht beim Ausbruch, einhundertjährige Standzeit ohne wasserdichten Ausbau, keine Zuflüsse), die eine Umströmung des Dichtelementes DE 1 bewirken (in den hydraulischen Modellrechnungen angesetzt), dann erfolgt deren Aufsättigung an Steinsalz direkt am Salzspiegel. Die einsetzende Laugendichteschichtung verhindert weitere Lösungsprozesse.

Das Bitumen des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 verhindert das Eindringen wässriger, ggf. untersättigter Lösungen in den Schachtinnenbereich, so dass es an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 zum Druckaufbau kommt.

Für die hydraulischen Betrachtungen wird deshalb die Druckbelastung die, wie oben erwähnt, von der Lage der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelements DE 2 abhängt, konservativ auch auf eine Salzlösung bezogen. Dieser Ansatz stellt eine konservative, aber sehr unwahrscheinliche (Steinsalzlösung bis Geländeoberkante) Annahme dar.

Wie die nachfolgende Rechnung zeigt, spielen die Druckunterschiede an dieser Stelle ohnehin eine untergeordnete Rolle. Für die Steinsalzlauge wird eine Dichte von 1.198 kg/m^3 angesetzt.

Für den Schacht Marie errechnen sich folgende Werte:

für Steinsalzlösung:

$$p = \rho_F \cdot g \cdot H_F = 1.198 \cdot 9,81 \cdot 256,5 = 3,0 \cdot 10^6 \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}{\text{m}^3 \cdot \text{s}^2} = \text{Pa} \right].$$

Für den Schacht Bartensleben liegen die Werte in ähnlichen Bereichen

für Steinsalzlösung:

$$p = \rho_F \cdot g \cdot H_F = 1.198 \cdot 9,81 \cdot 262 = 3,1 \cdot 10^6 \left[\frac{\text{kg} \cdot \text{m} \cdot \text{m}}{\text{m}^3 \cdot \text{s}^2} = \text{Pa} \right].$$

Für die weiteren Berechnungen zum kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 wird konservativ von der maximalen Druckhöhe $H = 262 \text{ m}$ ausgegangen. Unter Anwendung der bereits beschriebenen Vorgehensweise kann eine effektive hydraulische Leitfähigkeit für die aufgelockerten Steinsalzbereiche berechnet werden. Das Hutgestein im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 bleibt unberücksichtigt. Die Daten in Tabelle 14 entsprechen prinzipiell den Werten in Tabelle 13. Änderungen ergeben sich lediglich bei der Viskosität der angreifenden Lösung und damit abschließend auch bei der effektiven hydraulischen Leitfähigkeit.

Tabelle 14: Berechnungsergebnisse zur effektiven hydraulischen Leitfähigkeit – bezogen auf Steinsalzlösung

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Wert
Permeabilität im ungestörten Zustand	$k_g(r_g)$	[m ²]	$1,0 \cdot 10^{-19}$
Permeabilität an der Kontur	$k_g(r_d)$	[m ²]	$5,0 \cdot 10^{-18}$
Dichte der Lösung	ρ_L	[kg/m ³]	1.198
dynamische Viskosität der Lösung	η_L	[Pa*s]	$2,04 \cdot 10^{-3}$
hydraulische Leitfähigkeit im ungestörten Zustand	$k_{fg}(r_g)$	[m/s]	$5,8 \cdot 10^{-13}$
hydraulische Leitfähigkeit an der Kontur	$k_{fg}(r_d)$	[m/s]	$2,9 \cdot 10^{-11}$
Radius des Dichtelementes	r_d	[m]	4,00
Radius der Auflockerungszone	r_g	[m]	4,75
Parameter	a	[m ⁻¹]	-5,21603067
Parameter	b	[/]	-3,40635454
effektive hydraulische Leitfähigkeit in der ALZ	$k_{f\text{geff}}$	[m/s]	$6,89 \cdot 10^{-12}$

In Anlehnung an Abbildung 20 kann auch für das kombinierte Widerlager-Dichtelemente DE 2 auf Schotter-Asphalt-Basis ein Zusammenhang zwischen Dichtelementlänge, Volumenstrom und Sicherheit angegeben werden. Im Diagramm Abbildung 21 sind die Zusammenhänge grafisch dargestellt.

Letztendlich fehlt noch eine Berechnung zum Volumenstrom über die projektierten Längen. Die projektierten Dichtelementlängen und die berechneten Volumenströme für die Schotter-Asphalt-Dichtelemente sind in Tabelle 15 aufgelistet.

Tabelle 15: Projektierte Dichtelementlängen und berechnete Volumenströme

Bezeichnung	Dichtelementlänge	Volumenstrom	Sicherheit
	[m]	[m³/a]	
Marie Deckgebirgszuflüsse	47,0	0,02	80
Marie Lösungen aus Grubenbau	25,0	0,03	60
Bartensleben Deckgebirgszuflüsse	47,0	0,02	80
Bartensleben Lösungen aus Grubenbau	42,5	0,02	102

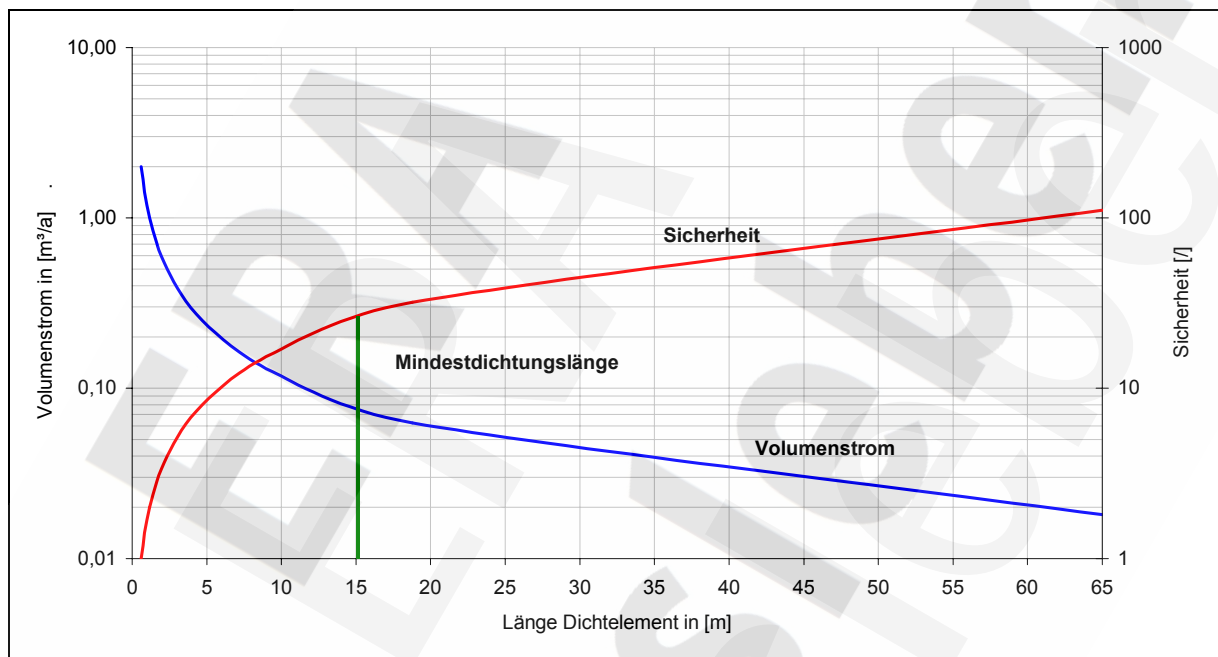


Abb. 21: Volumenstrom durch die aufgelockerten Gebirgsbereiche um das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 und der dazugehörige Sicherheitskoeffizient aufgetragen über die Länge des Dichtelementes

Letztendlich sind noch die benötigten Asphaltvolumina für die kombinierten Widerlager-Dichtelemente zu bestimmen. Als Richtwert für die erreichbare Einbaudichte der Schottersäule wird ein Wert $\rho_S = 1.700 \text{ kg/m}^3$ angesetzt. Dieser Wert konnte durch die umfangreichen In-Situ-Großversuche innerhalb des Forschungsprojektes Schachtverschluss Salzdettfurth [98] bestätigt werden. Die Einbringtechnologie über Fördergefäße mit Bodenentleerung und festgeschriebener Fallhöhe ist dabei einzuhalten, u.U. ist auch ein qualitätsmäßig überwachter Versturz durch Fallrohre möglich.

Das Porenvolumen je laufenden Meter Schachtquerschnitt berechnet sich nach Gleichung (30).

$$n = \left[1 - \frac{\rho_{\text{Einbau}}}{\rho_{\text{Schotter}}} \right] \quad (29)$$

$$V_{\text{Bitumen}}(h) = n \cdot V_{\text{Gesamt}} = n \cdot \pi \cdot r^2 \cdot h \quad (30).$$

Die für die einzelnen Dichtelemente benötigten Bitumen- bzw. Asphaltvolumina sind in Tabelle 16 zusammengefasst.

Tabelle 16: Benötigte Bitumen-/Asphaltvolumina für die kombinierten Widerlager-Dichtelemente

Bezeichnung	Dichtelementlänge	Bitumenvolumen
	[m]	[m ³]
Marie Deckgebirgszuflüsse (DE 2)	47,0	978
Marie Lösungen aus Grubenbau (DE 3)	25,0	520
Bartensleben Deckgebirgszuflüsse (DE2)	47,0	978
Bartensleben Lösungen aus Grubenbau (DE 3)	42,5	884

5.2.3.5 *Einschätzung des Sicherheitsniveaus*

Das Eindringen von Deckgebirgswässern bzw. von salinaren Lösungen über die Schachtverschlusssysteme in das Grubengebäude ist nur dann möglich, wenn:

1. die in [74] dokumentierten Kennwerte der Permeabilität bzw. der hydraulischen Leitfähigkeit des Deckgebirges tatsächlich vorliegen sollten,
2. ein ausreichendes Wasser- bzw. Lösungsvorkommen im Deckgebirge zur Verfügung steht (dagegen spricht das bei den Abteufarbeiten und danach keine Zuflüsse angeschnitten bzw. festgestellt worden sind und die einhundertjährige Standzeit des Schachtes in Mauerwerk d.h. ohne wasserdichten Ausbau),
3. das obere Dichtelement DE 1 auf Bentonitbasis vollständig versagt,
4. sich im Salinar nach erfolgter gebirgsschonender Beraubung erneut eine ALZ in der in den Rechnungen unterstellten Größenordnung ausbildet und

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 121 von 209

- kein Bitumen/Asphalt als Dichtmaterial in diese ALZ eindringt und diese dauerhaft versiegelt.

Der bei Erfüllung der Punkte 1 bis 5 über das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 2 in das Grubengebäude eindringende Flüssigkeitsvolumenstrom beträgt, bei vorliegendem Ausgangsbitumenspiegel (ohne Verluste) lediglich $0,02 \text{ m}^3/\text{a}$ in beiden Schächten. Auch bei einem Absinken des Bitumenspiegels liegt ein ausreichend hohes Sicherheitsniveau vor (vgl. Abbildung 21). Zusätzlich wirken sich alle unterhalb des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 angeordneten Schachtverschlüsselemente zuflusshemmend aus.

Ein *Auspressen von Lösungen aus dem Grubengebäude* ist nur dann möglich, wenn:

- ein ausreichendes Lösungsvolumen in das Grubengebäude über natürliche Wegsamkeiten eingedrungen ist,
- die Streckenabdichtungen ihre Aufgaben nicht erfüllen bzw. korrodiert sind,
- durch Gasbildung und Konvergenz der angesetzte hohe Druck auftritt,
- sich im Salinar nach erfolgter gebirgsschonender Beraubung eine neuerliche ALZ in der in den Rechnungen unterstellten Größenordnung ausbildet

und

- kein Bitumen/Asphalt als Dichtmaterial in diese ALZ eindringt und diese dauerhaft versiegelt.

Der bei Erfüllung der Punkte 1 bis 5 über das kombinierte Widerlager-Dichtelement DE 3 aus dem Grubengebäude ausgepresste Volumenstrom beträgt, bei vorliegendem Ausgangsbitumenspiegel (ohne Verluste) $0,02 \text{ m}^3/\text{a}$ am Schacht Bartensleben bzw. $0,03 \text{ m}^3/\text{a}$ am Schacht Marie. Bei Absinken des Bitumenspiegels liegt ein ausreichend hohes Sicherheitsniveau vor (vgl. Abbildung 20 und Abbildung 21). Zusätzlich wirken sich alle oberhalb des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3 angeordneten Schachtverschlüsselemente austrittshemmend aus.

Die Sicherheitskoeffizienten aus einzuhaltendem und berechnetem Volumenstrom belegen das hohe Sicherheitsniveau. Insbesondere durch die vollständige Abdichtung der Kontaktfuge und des freien Schachtquerschnitts kann ein minimaler Volumenstrom in den und aus dem

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 122 von 209

Grubenbereich garantiert werden. Die Berechnungen basieren auf einer Vielzahl von konservativen Annahmen (jeweils Punkte 1 bis 5), die alle erfüllt sein müssen um die rechnerische Extremwertprognose einzuhalten.

5.2.4 Durchfluss durch das Gesamtsystem

In allen Berechnungen zur Dimensionierung der Dichtelemente wurde auf konservativen Modellannahmen aufgebaut. Zum Teil setzen diese Annahmen das vollständige Versagen anderer Teile des Verschlusses z.B. des Dichtelementes DE 1 voraus.

Diese Gesichtspunkte erschweren die Berechnung eines Volumenstroms über das Gesamtsystem in das bzw. aus dem Grubengebäude. Nachfolgend soll jedoch trotz dieser Umstände eine solche Berechnung durchgeführt werden. Bei der weiteren Behandlung der berechneten Volumenströme sind jedoch sämtliche Modellannahmen zu beachten. In den nachfolgend dargestellten Ergebnissen werden lediglich die Längen der kombinierten Widerlager-Dichtelemente DE 2 und DE 3 berücksichtigt.

Volumenstrom in das Grubengebäude:

Wird wie im Abschnitt 5.2.3.4 von der Aufsättigung der Deckgebirgswässer am Salzspegel ausgegangen und werden die zu Grunde gelegten Kennwerte (Breite der ALZ, effektive hydraulische Leitfähigkeit) beibehalten, ergeben sich Fluidvolumenströme in das Grubengebäude in der Größenordnung von 0,03 m³/a für den Schacht Marie und 0,02 m³/a für den Schacht Bartensleben. Die hydraulisch wirksame Dichtelementlänge wurde als Summe der Längen beider kombinierter Widerlager-Dichtelemente gewählt bzw. diese Gesamtlänge um 30 m reduziert (maximale Verluste von 15 m an beiden Elementen, vgl. Abschnitt 5.2.5).

Volumenstrom aus dem Grubengebäude:

Wird ebenfalls wie im Abschnitt 5.2.3.4 von den zu Grunde gelegten Kennwerten (Breite der ALZ, effektive hydraulische Leitfähigkeit) ausgegangen, ergeben sich Volumenströme aus dem Grubengebäude über die beiden kombinierten Widerlager-Dichtelemente in der Größenordnung von etwa 0,02 m³/a für beide Schächte. Dabei

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 123 von 209

wurde von einer konstanten Druckhöhe und konstanten hydraulisch wirksamen Längen der Dichtelemente ausgegangen.

Beide Berechnungen belegen, dass das Kriterium des einzuhaltenden Volumenstroms von 2 m³/a stets erfüllt wird. Die Werte für den Gesamtvolumenstrom sind eher theoretischer Natur. Für den Verschluss ist realistisch mit keinem Durchfluss zu rechnen. Das gilt für Zuflüsse in das Grubengebäude als auch für aufsteigende Lösungen aus der Grube.

5.2.5 Aussagen zu Asphaltverlusten

5.2.5.1 Zusammenstellung von Daten und Richtwerten aus der Praxis

In der bergbaulichen Praxis kommen Bitumen und Asphalt bei gleitfähigen Schachtausbauten mit Bitumen- bzw. Asphaltfugen zum Einsatz. Nach Fertigstellung der Schächte wird bis auf die Anfangsphase (bis zum Abkühlen der heiß eingebrachten Bitumen/Asphalte und den damit verbundenen Volumenkontraktionen) den Füllständen der Bitumen-/Asphaltfugen nur wenig Aufmerksamkeit zugeordnet. Es liegen daher nur wenige vollständige Messreihen vor. Dieser Sachverhalt kann auch der Tatsache geschuldet sein, dass bisher keinerlei Schadensfälle bekannt geworden sind, bei denen ein größeres Absinken des Asphaltspiegels auftrat und dadurch Schäden am Schachtausbau verursacht wurden.

Nur in [99] wurde bislang über Asphaltverluste bei Gleitschächten im Steinkohlenrevier an der Ruhr berichtet, wo jedoch die geologischen Verhältnisse hinsichtlich dieser Verluste (Klüftigkeit, Permeabilität) wesentlich schlechter als im Salinar sind.

In Abbildung 22 sind gemessene Asphaltverluste bezogen jeweils auf 1.000 m² Schachtmantelfläche dargestellt. Interessant ist, dass in [99] als ungefährender Grenzwert der insgesamt auftretenden Asphaltverluste 25 m³ pro 1.000 m² Schachtmantelfläche angegeben wird. Die Spiegelkonstanz der Asphaltsäule wird laut [99] nach etwa 1½ Jahren erreicht.

Zu beachten sind in jedem Fall die Beschaffenheit des umgebenden Gebirges und u.U. die des Außenausbaus, die Viskosität der Bitumen/Asphalte, die Korngrößen der Füller sowie mögliche Temperaturschwankungen im jahreszeitlichen Verlauf (schwankende Spiegel im Sommer und Winter).

Diesbezüglich ist zu bemerken, dass die in [99] angegebenen Asphaltverluste bezogen auf die Beschaffenheit des umgebenden Gebirges (Durchlässigkeit, Klüftigkeit, etc.) für die Schächte am Standort des ERA Morsleben weitaus günstigere Verhältnisse erwarten lassen. Insbesondere übersteigt die Permeabilität der das Steinkohlengebirge überlagernden Schichten (Oberkreide und Quartär) die des Salinargebirges als Einbauhorizonte der kombinierten Widerlager-Dichtelemente um ein Vielfaches.

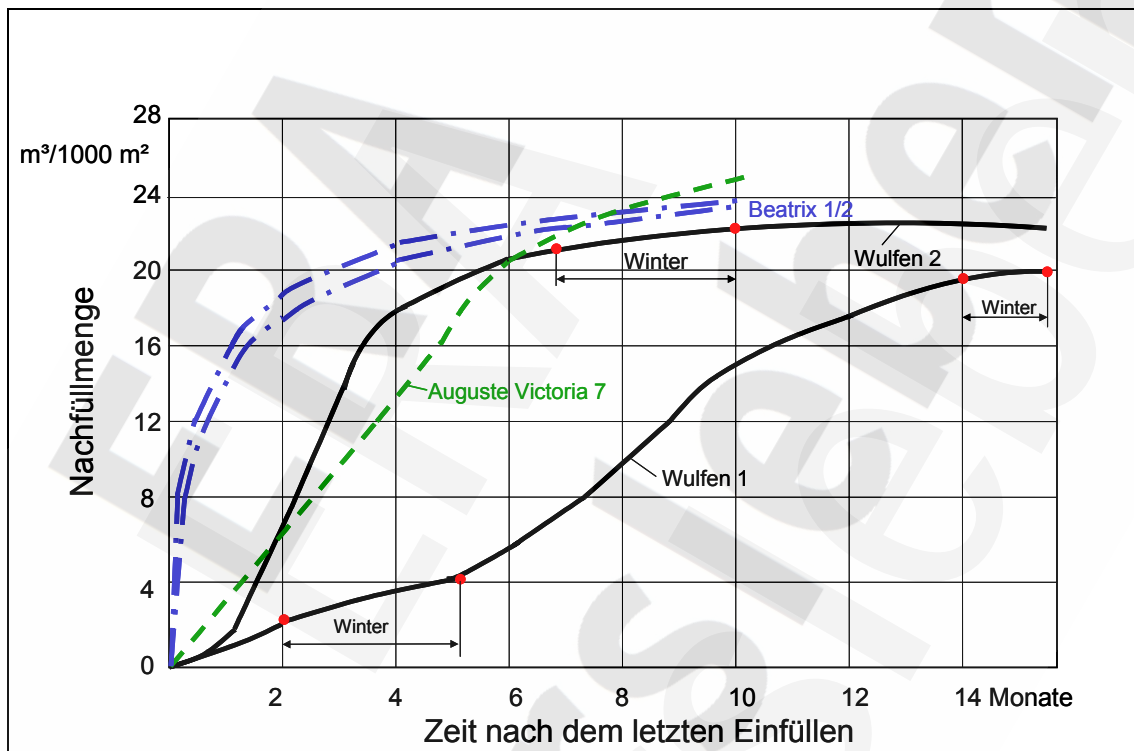


Abb. 22: Nachfüllmengen an Asphalt in Gleitschächten nach [99] (Nachfüllmengen [m³] sind auf 1.000 m² Mantelfläche umgerechnet)

Exakte Messreihen über Asphaltspiegelhöhen in den Schächten der Kali und Salz AG liegen nicht vor. Eine überschlägige Messung am Wetterschacht Riedel des Kali und Steinsalzbergwerks Niedersachsen-Riedel [100] ergab im Zeitraum seit der Ersteinfüllung im Jahr 1975 bis zum 22.09.1990 Verluste von ca. 14,5 m³ über eine Schachtlänge von etwa 150 m. Bei einem mittleren Schachtaußendurchmesser von 5,23 m ergibt das einen Wert von rund 6 m³ je 1.000 m² Schachtmantelfläche. Der Wert liegt damit deutlich unter den Angaben aus dem Steinkohlenbergbau [99].

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 125 von 209

In [101] sind umfangreiche Messreihen zu Asphaltverlusten an den Schächten des Erkundungsbergwerkes Gorleben dokumentiert. In diesen beiden Schächten befindet sich im Deckgebirgsbereich eine Asphaltfuge zwischen einem zum Gebirge hin befindlichen Betonformsteinausbau und einem Stahlliner. Mögliche Asphaltverluste ergeben sich also durch Ausfüllen der Fugen bzw. durch Abfließen durch die Fugen des Bentonformsteinausbaus in das Deckgebirge (Quartär, Tertiär).

In [101] wurden als maximale Spiegeldifferenz 32 m beobachtet. Das resultierende Verlustvolumen bei einem theoretisch angenommenen Schachtaußendurchmesser von 9 m, bei Asphaltfugenbreiten von 29 cm bzw. 28 cm über etwa eine Teufe von 300 m, bezogen auf die Schachtmantelfläche ergibt ebenfalls Werte, die weit unterhalb der in [99] angegebenen 25 m³ pro 1.000 m² Mantelfläche liegen.

Hypothetische Beispielrechnung für die Schächte Gorleben:

Schacht 1:

$$V_{\text{Verlust}} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_a^2 - d_i^2) \cdot h_{\text{Verlust}} = \frac{\pi}{4} \cdot [(9,00 \text{ m})^2 - (8,71 \text{ m})^2] \cdot 32 \text{ m} = 129 \text{ m}^3$$

Schacht 2:

$$V_{\text{Verlust}} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_a^2 - d_i^2) \cdot h_{\text{Verlust}} = \frac{\pi}{4} \cdot [(9,00 \text{ m})^2 - (8,72 \text{ m})^2] \cdot 15 \text{ m} = 59 \text{ m}^3$$

Schachtmantelfläche:

$$A_{\text{Mantel}} = \pi \cdot d_a \cdot h_{\text{Mantel}} = \pi \cdot 9,00 \text{ m} \cdot 300 \text{ m} = 8.482 \text{ m}^2$$

Maximalverlust (Schacht 1):

$$Q_{\text{Verlust}} = 1.000 \text{ m}^2 \cdot \frac{V_{\text{Verlust}}}{A_{\text{Mantel}}} = 1.000 \text{ m}^2 \cdot \frac{129 \text{ m}^3}{8.482 \text{ m}^2} = 15 \text{ m}^3 / 1.000 \text{ m}^2$$

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 126 von 209

5.2.5.2 **Eindringen von Asphalt in permeable Gebirgsbereiche**

Vor den eigentlichen Berechnungen muss daraufhingewiesen werden, dass es sich um rein hypothetische Betrachtungen handelt. Für das umgebende Gebirge liegt lediglich eine Angabe zur hydraulischen Leitfähigkeit in [74] vor.

Größere Spalten und Klüfte sind im Salinarteil, den Einbauhorizonten der Schotter-Asphalt-Elemente, nicht zu erwarten und die Permeabilität am Ausbruchsrand gilt als vorsichtiger Überschlagswert. Diese Tatsachen müssen bei der Beurteilung der Endergebnisse berücksichtigt werden.

Zur Berechnung von abfließenden Bitumenvolumina werden die ungünstigsten Bitumenkennwerte zu Grunde gelegt, d.h. es wird von der geringsten Viskosität und der größten Dichte des Bitumens ausgegangen. Stopfeffekte, die ggf. aus der Korngröße der Füller resultieren, werden vernachlässigt.

Um das Eindringen in permeable Gebirgsbereiche zu beurteilen wird die geringste Permeabilität des Steinsalzes, die unmittelbar am Ausbruchsrand auftritt, herangezogen. Zunächst erfolgt die Umrechnung der Permeabilität in die hydraulische Leitfähigkeit des Steinsalzes gegenüber dem eindringenden Bitumen/Asphalt mit der bereits erörterten Gleichung (18).

Die in Gleichung (18) beinhalteten Kenngrößen werden wie folgt angesetzt:

- $k = 5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ - größte Permeabilität des Steinsalzes am Ausbruchsrand
- $\rho_F = 1.300 \text{ kg/m}^3$ - größte Dichte des Bitumens/Asphalts (konservativ für gefüllerten B 200)
- $\eta_F = 26.212 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ - geringste Viskosität des Bitumens/Asphalts (konservativ für ungefüllerten B 200).

Damit ergibt sich nach Gleichung (18):

$$k_f = k \cdot \frac{\rho_F \cdot g}{\eta_F} = 5 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2 \cdot \frac{1.300 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}}{\text{m}^3 \cdot \text{s}^2 \cdot 26.212 \text{ kg} \cdot \text{s}} = 2,43 \cdot 10^{-18} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Die hypothetische Berechnung der Strömung durch einen Steinsalz Kern mit folgenden Parametern

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 127 von 209

Durchmesser:	d	= 1 m
Länge:	L	= 1 m
Druckhöhe:	H	= 612 m (6 MPa bezogen auf Wassersäule)
hydraulische Leitfähigkeit:	k_f	= $2.43 \cdot 10^{-18}$ m/s

liefert einen Volumenstrom von

$$\dot{V} = k_f \cdot \frac{A \cdot H}{L} = k_f \cdot \frac{\pi \cdot d^2 \cdot H}{4 \cdot L} = 2,43 \cdot 10^{-18} \frac{m}{s} \cdot \frac{\pi \cdot 1 \text{ m}^2 \cdot 612 \text{ m}}{4 \cdot 1 \text{ m}} = 1,17 \cdot 10^{-15} \text{ m}^3 / \text{s}.$$

Dieser Volumenstrom entspricht $0,00111 \text{ m}^3$ in 30.000 Jahren. Das Eindringen von Bitumen in permeable Gebirgsbereiche des Salinars stellt somit ein rein theoretisches, aber praktisch völlig unbedeutendes Szenario dar.

Weiterhin wurde das Eindringverhalten in Spalten und Klüfte untersucht. Auch diese Untersuchungen wurden an für Steinsalz unrealistischen Modellklüften durchgeführt. Unter diesen konservativen Annahmen konnten keine das Nachweisziel beeinträchtigenden Asphalt- bzw. Bitumenverluste festgestellt werden.

5.2.5.3 Sedimentationsverhalten der Asphaltfüller

Das Sedimentieren der Füllerbestandteile als maßgebliche Gefährdung der Dichtwirkung im Nachweiszeitraum kann auf Grund vielfacher Untersuchungen ausgeschlossen werden. Umfangreiche Untersuchungen sind u. a. in [42] dokumentiert.

5.2.5.4 Einschätzung des Sicherheitsniveaus

Zunächst wurde an Hand einer Aufstellung über Bitumenverluste in Schachtausbausäulen versucht, Erfahrungs- und Richtwerte aus der praktischen Anwendung bituminöser Dichtmaterialien unter hydrostatischer Druckbelastung zusammenzustellen. Die Tatsache, dass nur wenige bzw. unregelmäßige Messungen des Bitumenspiegelstandes durchgeführt werden, lässt den Schluss zu, dass einem solchen System großes Vertrauen entgegengebracht wird, was wiederum auf keine bisher bekannten Schadensfälle zurückzuführen ist. Seit den ersten Anwendungen der Schachtausbauten mit Bitumen-/Asphaldfugen [102] sind bisher keine Schäden bekannt geworden. Größere Verluste durch Abfließen in Gebirgsbereiche sind nicht

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 128 von 209

bekannt. Bei allen theoretischen Überlegungen sollten diesen Beobachtungen an praktisch ausgeführten Bauwerken eine gebührende Aufmerksamkeit beigemessen werden.

Die Berechnungen zum Eindringverhalten der Bitumen/Asphalte in permeable Gebirgsbereiche weisen praktisch keinerlei Verluste nach. Dabei wurden bereits äußerst konservative Kennwerte und Ansätze gewählt. Es wurden Bitumen mit der größten Dichte und den geringsten Viskositäten angenommen und die Auflockerung des Steinsalzes mit den Kennwerten des unmittelbaren Konturrandes modelliert. Darüber hinaus haben Versuche gezeigt, dass der Bitumenfluss in Tonen bzw. Ton-Sand-Gemischen mit höheren Permeabilitäten zum Erliegen kommt [11].

Die konservativen Berechnungsannahmen einerseits und die trotz dieser Annahmen erzielten Ergebnisse andererseits lassen auf ein sehr hohes Sicherheitsniveau hinsichtlich der Gestaltung der Abdichtungselemente schließen. Letztlich liefern auch jahrzehntelange Erfahrungen an ausgeführten untertägigen Asphalt- und Bitumendichtungen den notwendigen praktischen Nachweis über die Eignung derartig aufgebauter Dichtelemente.

6 Zusammenfassende ingenieurtechnische Einschätzung

Ziel der ingenieurtechnischen Gesamteinschätzung ist es, die für die durchgeführten Berechnungen getroffenen Annahmen noch einmal den erzielten Ergebnissen gegenüber zu stellen. Dadurch erfahren die Ergebnisse eine Wertung, welche Rückschlüsse auf das tatsächliche Verhalten der Konstruktion ermöglicht.

Die Langzeitstabilität aller eingesetzten Schachtverschlussmaterialien (Bitumen/Asphalte, Bentonit, Schotter) konnte unter Einbeziehung natürlicher Analoga nachgewiesen werden.

Für alle relevanten Belastungsszenarien erfolgten die geomechanischen Nachweise von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Das gilt sowohl für die Berechnungsfälle, bei denen die Fluiddruckbelastung vor dem Aufkriechen des Salinargebirges eintritt, als auch für die Fälle, bei denen der aus dem Aufkriechen resultierende Gebirgsdruck berücksichtigt wurde. Der Gebirgsdruck führt zu einem verbesserten Lastabtrag und somit zu einer Erhöhung des Sicherheitsniveaus mit wachsender Betriebszeit.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 129 von 209

Die Füllörter besitzen bei der angegebenen Füllortverfüllung hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Verfüllsäule nur eine sehr geringe Bedeutung.

Für die gewählte Konstruktionsform des Schachtverschlussbauwerkes ergibt sich ein hohes Sicherheitsniveau. Es wurde ein Sicherheitsnachweis mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$ der wesentlichen Materialparameter erbracht.

Sensitivitätsanalysen zeigen, dass die Eigenschaften der Kontaktfuge (Reibung) und die Festigkeit (innere Reibung) des Verfüllmaterials wesentlich die Tragfähigkeit beeinflussen. Daraus resultieren entsprechende Anforderungen an die Einbauqualität des Schachtverschlusssystems. Es ergab sich ebenfalls ein sehr hohes Sicherheitsniveau hinsichtlich des Versagens (Auslaufen) der Füllortböschung (Füllortverfüllung).

Im geohydraulischen Nachweis wurden zunächst Aussagen zum Verhalten der Deckgebirgsdichtungen getroffen. Die Messungen wiesen für beide Schächte im gleichen Hutgestein stark unterschiedliche hydraulische Leitfähigkeiten aus ($4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s für den Schacht Marie und $5 \cdot 10^{-13}$ m/s für den Schacht Bartensleben) [74]. Um eine einheitliche Einschätzung vornehmen zu können, wurde von der einheitlich konservativ hohen hydraulischen Leitfähigkeit von $4,5 \cdot 10^{-11}$ m/s ausgegangen.

Unter Beachtung der getroffenen Annahmen sind die berechneten Zuflussmengen aus dem Deckgebirge in der Größenordnung von 3 m³/a (Bartensleben) bzw. 4 m³/a (Marie) als hinnehmbar zu bezeichnen, da sie unter konservativen Annahmen als Wert für die Einzelelemente im Deckgebirge und nicht für das gesamte Verschlusssystem berechnet wurden.

Der zweite Schwerpunkt der geohydraulischen Untersuchungen liegt auf den hydraulischen Bemessungen der Schotter-Asphaltdichtelemente. Auf Grund der absoluten Dichtheit der Bitumen/Asphalte und der vollständigen Abdichtung der Kontaktzone verbleibt als einzig bemessungsrelevanter Volumenstrom die Umströmung über aufgelockerte Gebirgsbereiche. Die Permeabilität von Steinsalz im ungestörten Zustand ist so gering, dass von einer Dichtheit ausgegangen werden kann. Auflockerungen ergeben sich lediglich in konturnahen Bereichen. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Erhöhung der Permeabilität mit den vorliegenden Spannungszuständen korreliert. Als Spannungskriterium hat sich dabei das Dilatanzkriterium durchgesetzt. Die mechanischen Modellrechnungen mit diesem Dilatanzkriterium ergaben,

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 130 von 209

dass nach etwa einhundertjähriger Standzeit und dem anschließenden Berauben keine neue Auflockerungszone entsteht. Alle hydraulischen Berechnungen basieren jedoch konservativ auf einer ALZ mit einer Breite von 0,75 m.

Beide Berechnungen belegen, dass das Kriterium des einzuhaltenden Volumenstroms von $2 \text{ m}^3/\text{a}$ stets erfüllt wird. Die Werte für den Gesamtvolumenstrom sind eher theoretischer Natur. Für den Verschluss ist realistisch mit keinem Durchfluss zu rechnen. Das gilt für Zuflüsse in das Grubengebäude als auch für aufsteigende Lösungen aus der Grube.

Abschließend wird auf mögliche Bitumen-/Asphaltverluste eingegangen. Die Berechnungen zeigten, dass keine nennenswerten Verluste durch Abfließen in permeable Gebirgsbereiche auftreten, obwohl auch in diese Rechnungen konservative Parameter eingingen. Dieses Ergebnis ist durch Praxiserfahrungen bestätigt.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass für die konzipierten Schachtverschlusssysteme ERA Morsleben, über den vorgegebenen Zeitraum von 30.000 Jahren, die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit auf hohem Sicherheitsniveau nachgewiesen wurden. Abschließend wird darauf hingewiesen, dass die Berechnungsergebnisse von den im Modell benutzten Annahmen (u.a. Geometrie, Stoffgesetze, Lastannahmen) und von der Güte der Material- und Gebirgsparameter abhängen. Diesbezüglich sind die angesetzten Gebirgskennwerte, besonders der Grundspannungszustand sowie die hohen hydraulischen Leitfähigkeiten des Hutgesteins zu prüfen und die Mächtigkeit der ALZ des Salinars im Bereich der unteren Dichtelemente durch die Messung der hydraulischen Leitfähigkeiten zu ermitteln.

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 131 von 209

QUELLENVERZEICHNIS

- [1] ARGE (2002): Materialauswahl und Variantenvergleich; 9M 223 450 11/GHS/ RA/ 0003/00
- [2] GRS (2001): Untersuchungen zur Entwicklung und Bewertung von Stilllegungsmaßnahmen nach dem Abdichtungskonzept; Braunschweig, 20.04.2001; 9M 232 100-51
- [3] HARVIE, C.E.; MØLLER, N.; WEARE, J.H. (1984): The prediction of mineral solubilities in natural waters: The Na-K-Mg-Ca-Cl-SO₄-OH-HCO₃-CO₃-CO₂-H₂O system at high ionic strengths at 25°C -Geochimica et cosmochimica Acta, 48, (1984), 723-751
- [4] DBE; (2001a): Salzbetoneigenschaften und Materialkennwerte (Referenzmaterial M2); 9M 223 430 11 GH RB 0031
- [5] DBE; (2001b): Ergänzende Untersuchungen – Referenzmaterial Salzbeton M2; 9M 223 430 21 GH RB 0042
- [6] IBEWA; (2001): Zusätzliche Untersuchungen zur Permeabilität von Solebeton M2 und Magnesiabinder
- [7] HERBERT, H.-J.; MEYER, T.; SCHMIDT-DÖHL, F.; DETTMER, F.; (2002): Zementkorrosion, geochemische, geomechanische und strömungstechnische Untersuchungen zur Absicherung der Modellansätze von Langzeitsicherheitsanalysen; Abschlussbericht von GRS und iBMB; GRS – A - 3034; Braunschweig, 01.04.2002; PSP Element 9M 232 200 -11/12
- [8] SITZ, P; GRUNER, M. (1993): Möglichkeiten der Bewertung der Langzeitstabilität von Bentonit durch natürliche Analoga, Sammlung der Vorträge anlässlich des Workshops „Natürliche Analoga zur Endlagerung radioaktiver Abfälle“ am 04. und 05. November 1993 im Kernforschungszentrum Karlsruhe, S. 215-224

- [9] SCHULZE, O.; POPP, T. (2002): Untersuchungen zum Dilatanzkriterium und zum Laugendruckkriterium für die Beurteilung der Integrität eines Endlagerbergwerks in einer Steinsalzformation, Zeitschrift für angewandte Geologie 2/2002
- [10] CRISTESCU, N.; HUNSCHE, U. (1998): Time effects in rock mechanics.- Series: Materials, modelling and computation; 342 pp.; John Wiley & Sons, Chichester (UK) 1998
- [11] SITZ, P. (1981): Querschnittsabdichtungen untertägiger Hohlräume durch Dämme und Pfropfen, Freiburger Forschungsheft A 643, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie
- [12] EHRHARDT, K. (2001): Entwicklung und Eigenschaftsuntersuchung von schüttfähigen Bentonit- Zuschlagstoff- und Bentonit- Gemischen für den untertägigen Einsatz als Dichtmaterial, Dissertation TU Bergakademie Freiberg
- [13] SITZ, P.; SCHMIDT, W.; KESSLER, J. (1992): Physikalische und Chemische Eigenschaften von Bentonit als Verfüll- und Versiegelungsmaterial bei der Endlagerung radioaktiver Abfälle; NAGRA Technischer Bericht 93-37; November 1992
- [14] SITZ, P.; GRUNER, M. (1997): Verschlussbauwerke für Untertagedeponien - Eignungsuntersuchungen an Bentoniten. Vortrag zum Geomechanischen Kolloquium 1997 in Salzburg/Österreich - Felsbau 15 (1997) 6, S. 473 – 476
- [15] DAEMEN, J. J. K., RAN, C. (1996): Bentonit as a Waste Isolation Pilot Plant Shaft Sealing Material, Sandia National Laboratories, SAND 96-1968
- [16] PROJEKT GEWÄHR 1985 (1985): Endlager für Hochaktive Abfälle: Das System der Sicherheitsbarrieren, Projektbericht der NAGRA, NGB 85-04, Baden (Schweiz)
- [17] K+S KALI GMBH (2002): Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdettfurth Schacht II (Kurzfassung), Kurzfassung des Abschlussberichtes zum BMBF-Vorhaben 02C0516

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 133 von 209

- [18] BREIDUNG, K.-P. (2002): Forschungsprojekt Schachtverschluss Salzdettfurth Schacht II, Abschlussbericht, K+S Aktiengesellschaft Kassel, Bad Salzdettfurth, 2002
- [19] BUCHER, F.; SPIEGEL, U. (1984): Quelldruck von hochverdichteten Bentoniten, NAGRA Technischer Bericht, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich 1984
- [20] ALLISON, J., A.; WILSON, J.; MAWDITT, J., M; HURT, J., C. (1990): Research on swelling clays and bitumen as sealing materials for radioactive waste repositories; UK Department of Environment: HMIP-commissioned research report; DoE/HMIP/RR/91/009
- [21] DIXON, D. A.; CHANDLER, N. A.; WAN, A. W-L.; STROES-GASCOYNE, S.; GRAHAM, J.; OSCARSON, D. W. (1998): Pre- and Post –Test properties of the buffer, backfill, sand, and rock components of the Buffer/Container Experiment. Atomic Energy of Canada Limited Report, AECL-11786, COG-97-287-I, 121 p.
- [22] GRAHAM, J.; GRAY, M. N.; SUN, B. C.-C.; DIXON, D. A. (1986): Strength and volume change characteristics of a sand-bentonite buffer. Proc. Canadian Nuclear Society 2nd Int. Conf. On Radioactive Waste Management, Winnipeg, pp. 188-194.
- [23] GRAY, M. N., CHEUNG, S. C. H.; DIXON, D. A. (1984): The influence of sand content on swelling pressures and structure developed in statically compacted Na-bentonite. Atomic Energy of Canada Limited Report, AECL-7825.
- [24] GRAY, M. N., CHEUNG, S. C. H.; DIXON, D. A. (1986): Swelling pressures of compacted bentonite/sand mixtures. Materials Res. Soc. Symposium Proceedings, Vol. 44, pp. 523-530
- [25] KARNLAND, H. (1998): Bentonite swelling pressure in strong NaCl solutions. Helsinki, Posiva Oy Report, POSIVA 98-01

- [26] OSCARSON, D. W.; DIXON, D. A.; GRAY, M. N. (1990): Swelling capacity and permeability of an unprocessed and a processed bentonite clay. *Engineering Geology*, Vol. 28, pp. 281-289.
- [27] OUYANG, S.; DAEMEN, J. J. K. (1992): Sealing performance of bentonite and bentonite/crushed rock borehole plugs. United States Nuclear Regulatory Commission Report, NUREG/CR-5685.
- [28] PETERSON, E.; KELKAR, S. (1982): Laboratory tests to determine hydraulic and thermal properties of bentonite-based backfill materials. Albuquerque, NM., Sandia National Laboratories Contractor Report, SAND 82-7221, 64 p.
- [29] PFEIFLE, T. W.; BRODSKY, N. A. (1991): Swelling pressure, water uptake and permeability of 70/30 crushed salt/bentonite. Albuquerque NM, Sandia National Laboratories Report, SAND91-7070.
- [30] PUSCH, R. (1980): Water uptake, migration and swelling characteristics of unsaturated and saturated, highly compacted bentonite. Stockholm, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB), Technical Report 80-11.
- [31] PUSCH, R. (1980): Swelling pressures of highly compacted bentonite. Stockholm, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB), Technical Report 80-13.
- [32] STORMONT, J. C.; HOWARD, C. L. (1987): Development, implementation and early results: Test series C of the small-scale seal performance tests. Albuquerque, NM, Sandia National Laboratory Report, SAND87-2203, UC-70.
- [33] WARKENTIN, B. P.; SCHOFIELD, R. K. (1962): Swelling pressure of Namontmorillonite in NaCl solutions, *J. of Soil Science*, Vol. 13, No. 1, pp. 98-105.
- [34] YAN, L.; LOW, P. F.; ROTH, C. B. (1996): Swelling pressure of montmorillonite layers versus H-O-H bending frequency of the interlayer water, *Clays and Clay Minerals*, Vol. 44. No. 6, pp. 749-756

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 135 von 209

- [35] SITZ, P.; GRUNER, M. (1994): Materialien für untertägige Abdicht- und Verschlussbauwerke - Anforderungen, Einsatzmöglichkeiten und Erfahrungen; Vortrag zur Tagung "Untertägige Bauwerke" in Mährisch Ostrau; Tagungsband 1994 S. 57 – 60
- [36] SITZ, P.; ELERT, K.-H. (1995): Salzion-natürliches Analogon für geotechnische Barrieren auf Bentonit/Ton-Basis in Endlagern/Untertagedeponien, Vortrag zum Geomechanik-Kolloquium; Freiberg
- [37] SITZ, P.; ELERT, K.-H.; SCHWANDT, A.; GRUNER, M. (2001): Salztone als natürliche Analoga für Bentonit-Dichtelemente im salinaren Gebirge, Tagungsvortrag, Aspekte der Langzeitsicherheit bei der Nachnutzung und Stilllegung von Kali- und Steinsalzbergwerken; Sondershausen
- [38] VAN SAMBEEK, L. L.; LUO, D. D.; LIN, M. S.; OSTROWSKI, L.; OYENUGA, D. (1993): Seal Design Alternatives Study, Contractor Report, SAND 92-7340
- [39] SKB, 2001: Deep repository for spent fuel, Firmenprospekt
- [40] KRAKAU, U.; KÖCKRITZ, V.; SITZ, P. (1990): Querschnittsabdichtung von untertägigen Hohlräumen und von Bohrlöchern unter besonderer Berücksichtigung der Endlagerung radioaktiver Abfallprodukte, Teil IV: Auswahl, Eigenschaften und Untersuchung von Abdichtmaterialien, Zeitschrift Neue Bergbautechnik 20, 11, S. 429-433.
- [41] SCHÖNIAN; E. (1999): The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook, Design and Print Partnership New Malden
- [42] KRAKAU, U. (1990): Untersuchungen zu physikalischen und physikochemischen Wechselwirkungen beim Einsatz von Bitumen und Asphalt zur Abdichtung und Verwahrung untertägiger Hohlräume, Dissertation TU Bergakademie Freiberg
- [43] KRAKAU, U.; SITZ, P. (1991): Auswahl von Bitumen und Asphalt für untertägige Verwendung, Zeitschrift Glückauf 127, 11/12, S. 459-464

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 136 von 209

- [44] OELLERS, T. (1983): Asphalt als aktives Dichtungsmittel für den Schachtbau, Glückauf 119, 1983
- [45] BÜTTNER, G.; FÖRSTER, S.; FÖRSTER, W.; SITZ, P.; LAUBE, R. (1974): Die Abdichtung von Schächten großen Durchmessers als eine Voraussetzung für die Speicherung von Gas in stillgelegten Salzbergwerken, NBT 4 (1974) 11, S. 836 – 839
- [46] OELLERS, T.; SITZ, P. (1986): Entwurf und Berechnung gas- und flüssigkeitsdichter Schachtverschlüsse, Sonderdruck Verlag Glückauf Essen 1986
- [47] OELLERS, T. (1990): Asphalt dichtungen für untertägige Holräume, 9th National Rock Mechanics Symposium, Aachen
- [48] SITZ, P.; KÖCKRITZ, V.; OELLERS, T. (1989): Shaft Sealing for Nuclear Waste Repositories; Shaft Engineering, p. 345-352, The Institution of Mining and Metallurgy, London/ England, 1989
- [49] US DEPARTMENT OF COMMERCE; (1995): Waste Isolation Pilot Plant Sealing System Design Report, National Technical Information Service, Springfield
- [50] MILLER, W.; ALEXANDER, R.; CHAPMAN, N.; MC KINLEY, I.; SMELLIE, J. (1994): NAGRA Technical Report 93-03, Natural Analogue Studies in the Geological Disposal of Radioactive Waste, Elsevier Science
- [51] TRINIDAD LAKE ASPHALT (1997): Trinidad Naturasphalt, Zur Erhöhung der Nutzungsdauer im Straßenbau, im Flugplatzbau, im Brückenbau, Zeitschrift, herausgegeben durch Trinidad Lake Asphalt, Handelgesellschaft Wilh. Asche & Co, Bremen 1997
- [52] ARAND, W. (1995): Langjährig bewährte Asphaltstraßen unter schwerster Belastung, Institut für Straßenwesen, TU Braunschweig, herausgegeben durch Deutsches Asphaltinstitut DAI e.V. Bonn, Mai 1995
- [53] DVWK 237 (1996): Deponieabdichtungen in Asphaltbauweise, Merkblätter 237/1996 des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK)

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 137 von 209

- [54] STEFFEN, H.: Asphalt dichtungen für Abfalldeponien, unveröffentlicht, internes Papier
- [55] GREINACHER, J.; PIEPENBREIER, G. (1992): Langzeitsicherung unterirdisch einzulagernder Abfälle mit mineralischen Abdichtungsmaterialien, Glückauf 128, 1992
- [56] ARBIT 4/92 (1992): Bitumen, Herausgegeben durch die Arbeitsgemeinschaft der Bitumen-Industrie e.V. Hamburg, 1992
- [57] SITZ, P. (1981): Erfahrungen bei der Inbetriebnahme der abgesoffenen Schächte Bernterode I und Bernterode II“; Teil 1: Neue Bergbautechnik, 11. Jg., Heft 6, Juni 1981; Teil 2: Neue Bergbautechnik, 11. Jg., Heft 8, August 1981
- [58] MESSENBRINK, H.; SITZ, P.; ZIPPER, H. (1994): Zur Planung von Gasspeichern in stillgelegten Kali- und Steinsalzbergwerken. Broschüre "20 Jahre Untergrundspeicher Bernburg", 17. - 19. März 1994, Freiberg, S. 81 – 91
- [59] NEUMANN, H.-J. (1981): Bitumen neue Erkenntnisse über Aufbau und Eigenschaften, Erdöl und Kohle-Erdgas-Petrochemie vereinigt mit Brennstoff-Chemie, Band 34, Heft 8, August 1981
- [60] NAGRA TECHNISCHER BERICHT 83-11 (1983): Bitumen, ein Verfestigungsmaterial für radioaktive Abfälle, und seine historischen Analoga, August 1983; ELEKTROWATT Ingenieurunternehmung AG Abteilung Ökologie, Zürich
- [61] NAGRA TECHNISCHER BERICHT 83-18 (1983): Literaturstudie über den Abbau von Bitumen durch Mikroorganismen, Dezember 1984, Institut für Pflanzenbiologie, Universität Zürich
- [62] NAGRA TECHNISCHER BERICHT 89-14 (1989): Mikrobieller Abbau von Bitumen, Institut für Pflanzenbiologie der Universität Zürich, April 1989
- [63] INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY (1986): Sealing of Underground Repositories for Radioactive Wastes, IAEA, Division of Nuclear Fuel Cycle, August 1986

- [64] KRAKAU, U.; KÖCKRITZ, V. (1993): Langzeitbeständigkeit von Bitumen und Asphalten aus geologischer und historischer Sicht, Sammlung der Vorträge anlässlich des Workshops „Natürliche Analoga zur Endlagerung radioaktiver Abfälle“ am 04. und 05. November 1993 im Kernforschungszentrum Karlsruhe, S. 210-211
- [65] JACOBS, G. (1994): Chemische Analyse der Stoffwechselprodukte anaerober Bakterienkulturen in MIOR-Laborversuchen unter Berücksichtigung norddeutscher Lagerstättenbedingungen, Dissertation, Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen, TU Clausthal, ISBN 3-930697-46-7
- [66] NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (2002): Planfeststellungsbeschluss Konrad – B III. 6.2 Verschluss der Schächte
- [67] DIN 4022: Baugrund und Grundwasser, Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
- [68] DEUTSCHE BAHN AG: Technische Lieferbedingungen Gleisschotter, TL 918 061
- [69] KNIPPING, B. (1989): Basalt Intrusions in Evaporits, Lecture Notes in Earth Sciences, 24, VI, 132 pages, Berlin
- [70] ARGE (2001): Vergleich langzeitsicherer Schachtverschlüsse von Grubenbauen im wasserlöslichen Gebirge, 9M 223 450 11/GHS/ RA/ 0001/00
- [71] SIA 260: Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein; 1982
- [72] HUNSCHKE, U.; PLISCHKE, I.; SCHULZE, O.(1998): ERA-Morsleben – Gebirgsmechanische und geotechnische Untersuchungen im Labor und in situ, Abschlussbericht, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover, 1998
- [73] XIE, Z. (2001): Rechnerische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Abdichtungsbauwerken in Untertagedeponien für den Fall eines Lösungszutrittes., Dissertation TU Clausthal, 2001

- [74] PREUSS, J.; WELLMANN, P. L.; (2000): Planungsstudie zum Schachtverschluss der Schächte Bartensleben und Marie, Bundesamt für Strahlenschutz
- [75] EHRHARDT, K. (2001): Entwicklung und Eigenschaftsuntersuchungen von schüttfähigen Bentonit- und Bentonit-Zuschlagstoff-Gemischen für den untertägigen Einsatz als Dichtmaterial. TU Bergakademie Freiberg, Dissertation, 2001
- [76] BRENNER, R.P. (1988): Bohrlochversiegelung: Materialeigenschaften von hochverdichtetem Bentonit mit Eignungsbeurteilung, NAGRA Technischer Bericht 88-04, 1988
- [77] PUSCH, R. (1983): Use of clays as buffers in radioactive repositories, SKBF/KBS Teknisk Rapport 83-46, 1983
- [78] SCHNEIDER, K.-J. (1994): Bautabellen für Ingenieure, Werner-Verlag Düsseldorf, 11. Auflage, Düsseldorf, 1994
- [79] ITASCA (2000): FLAC Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca Consultants Group, Minneapolis, 2000
- [80] GFE, CPE; (1999): Geologische und hydrogeologische Situation des schachtnahen Bereiches Schacht Bartensleben im Oberen Allertal, Abschlussbericht der Geologischen Forschung und Erkundung - GFE - GmbH, Colenco Power Engineering AG; 192 Seiten; Halle und Baden (Schweiz)
- [81] GFE, CPE; (1999): Geologische und hydrogeologische Situation des schachtnahen Bereiches Schacht Marie im Oberen Allertal, Abschlussbericht der Geologischen Forschung und Erkundung - GFE - GmbH, Colenco Power Engineering AG; 166 Seiten; Halle und Baden (Schweiz)
- [82] LAUTERBACH, M. (2001): Möglichkeiten zur direkten Untersuchung der Durchlässigkeit im Deckgebirge von Kali- und Steinsalzlagerstätten, Tagungsvortrag, Aspekte der Langzeitsicherheit bei der Nachnutzung und Stilllegung von Kali- und Steinsalzwerken, Sondershausen 30./31. März 2001
- [83] DIXON, D. A. (2000): Porewater salinity and the development of swelling pressure in bentonite-based buffer and backfill materials, Posiva Report Helsinki Finnland 2000

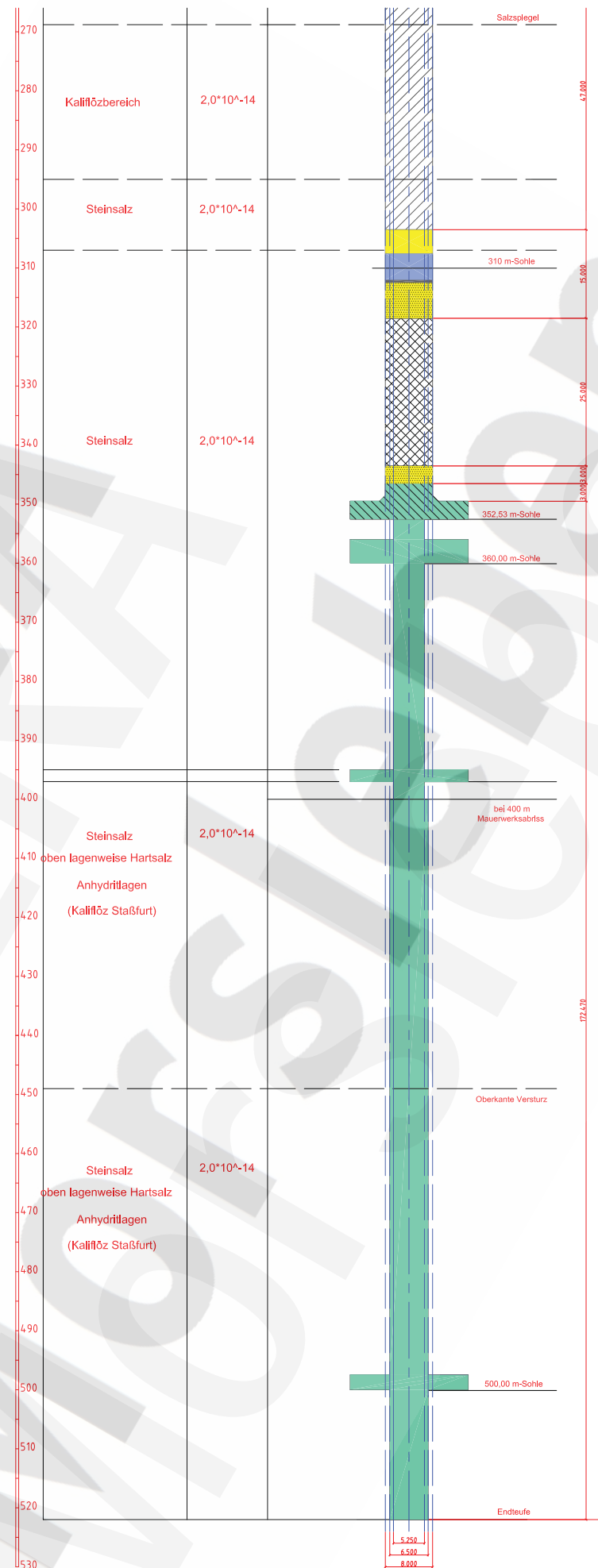
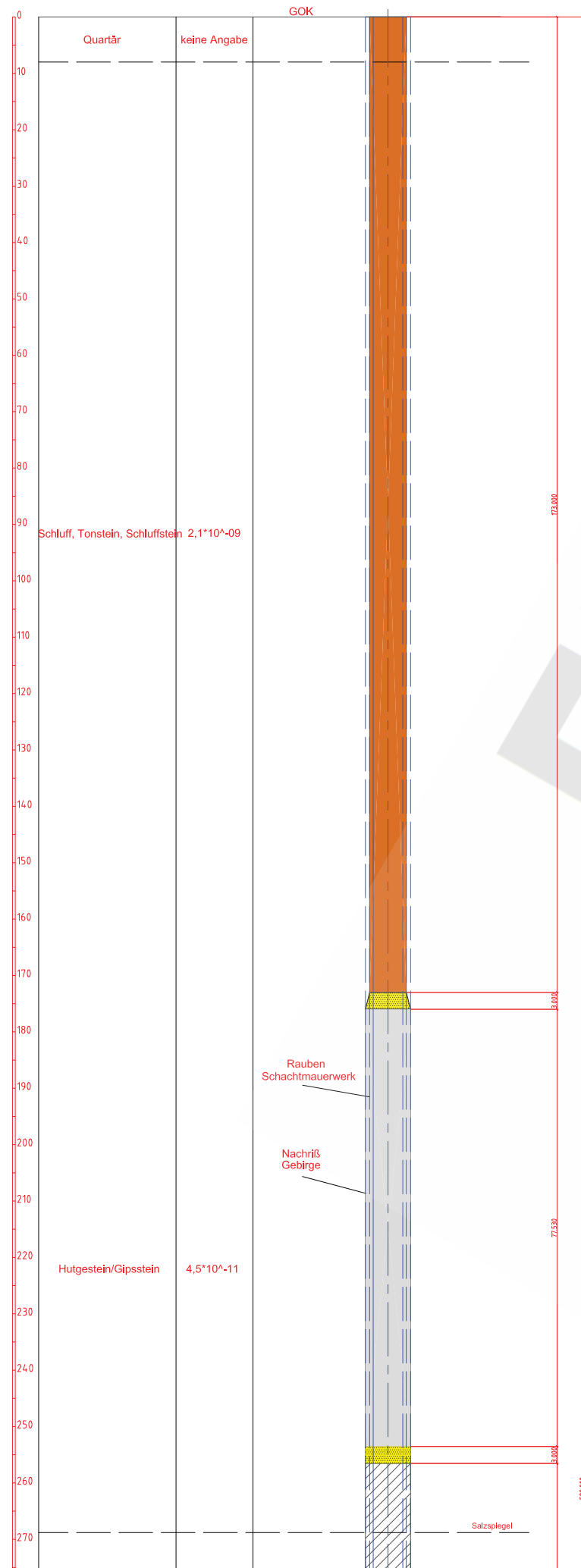
- [84] MADSON, F. T. (1998): Clay mineralogical investigations related to nuclear waste disposal. Clay minerals 33 (1998) S. 109 – 129
- [85] SITZ, P.; KRAUSSE, A.; EULENBERGER, K.-H.; SCHLEINIG, J.-P. (1995): Darstellung des gegenwärtigen Standes von Wissenschaft und Technik für Schachtverschlüsse von Salzbergwerken“; Schachtverschlüsse für untertägige Deponien in Salzbergwerken – Vorprojekt -; GSF – Bericht 32/ 95
- [86] BUCHER, F.; JEDELHAUSER, P.; MAYOR, P.-A. : (1986): Quell-, Durchlässigkeits- und Schrumpfversuche an Quarzsand-Bentonit-Gemischen; NAGRA Technischer Bericht, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH Zürich 1986
- [87] NAGRA (2002): Technical Report 02-05; Projekt Opalinuston; Safety Report; Demonstration of disposal feasibility for spent fuel, vitrified high-level waste and long-lived intermediate-level waste; (Entsorgungsnachweis), Nagra, Wettingen, Schweiz 2002
- [88] BOY, S., HÄFNER, F., HOTH, N., WILSNACK, T. (2001): Simulation dichteabhängiger Stofftransportprozesse. Grundwasser, Heft 1, Band 6
- [89] HÄFNER, F., BOY, S. (2002): An Adaptive Grid Refinement and Other Methods of Acceleration in Variable Density Flow and Transport Modeling with MODCALIF, Proceedings of the conference MODFLOW '01, Colorado School of Mine, Sept.
- [90] GRISSEMANN, C.; CZORA, C.; KOSS, G. (1998): Untertägige Temperaturmessungen im Rahmen der geowissenschaftlichen Standorterkundung des Endlagers für radioaktive Abfälle in Morsleben, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe BGR, Hannover 1998
- [91] DIN 55946 Teil 1 (1983): Bitumen und Steinkohlenteerpech, Begriffe für Bitumen und Zubereitungen aus Bitumen
- [92] EILERS, H. (1941): Die Viskosität von Emulsionen hochviskoser Stoffe als Funktion der Konzentration, Kolloid-Zeitschrift, Band 97, Heft 3 (1941), S. 313-321

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 141 von 209

- [93] HÄFNER, F.; BEHR, A.; FÖRSTER, S.; BELOHLAVEK, K.-U.; POHL, A. (1999): In-Situ-Ermittlung von Strömungskennwerten in Auflockerungszonen gegenüber Gas unter den gegebenen Spannungsbedingungen im Gebirge. Abschlussbericht Förderkennzeichen 02 C 05276 – gefördert durch Bundesministerium für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie und vom Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt
- [94] WITTKÉ, B. (1999): Permeabilität von Steinsalz – Theorie und Experiment. WBI-Print 3, Verlag Glückauf Essen, 1999
- [95] MIEHE, R.; HARBORTH, B.; KLARR, K.; OSTROWSKI, L. (1993): Permeabilitätsbestimmungen im Staßfurt-Steinsalz in Abhängigkeit von einer Streckenauffahrung. Kali und Steinsalz, Band 11, Heft 5/6, 12/1993
- [96] WIECZOREK, K. (1999): Untersuchungen zur hydraulisch wirksamen Auflockerungszone um Endlagerbereiche im Salinar in Abhängigkeit vom Hohlraumabstand und Spannungszustand. Untertägige Entsorgung, 4. Statusgespräch zu F/E-Vorhaben, 14./15. 09. 1999, S. 79 – 90, Forschungszentrum Karlsruhe, Technik und Umwelt, Wissenschaftliche Berichte FZKA-PTE, Nr. 6
- [97] STORMONT, J. C.; HOWARD, C. H.; DAEMEN, J. J. K. (1991): In situ measurements of rock permeability changes due to nearly excavation. Sandia Report Sand 90-3134, 1991, Albuquerque
- [98] BREIDUNG, K.-P. (2002): Verwahrung von Kali- und Steinsalzbergwerken einschließlich langzeitsicherer Schachtabdichtungen, Kali und Steinsalz 02/2002
- [99] KAMPSCHULTE, R., M.; LEHMANN, W.; LINK, H. (1964): Das Abteufen und Ausbauen der Gefrierschächte Wulfen 1 und Wulfen 2.- Glückauf 100, Heft 25, S. 1473 –1495, Essen 1964
- [100] ARGE (K+S AG; ERCOSPLAN; TU BAF/Institut für Bergbau) (2003): Messungen der Asphaltspiegelhöhen im Schacht Riedel des Kali- und Steinsalzbergwerkes Niedersachsen – Riedel, Interne Betriebsunterlage der K+S Aktiengesellschaft, Salzdettfurth 2003, unveröffentlicht

BfS	Nachweisführungen zur Langzeitstabilität, zur Tragfähigkeit und zur Gebrauchstauglichkeit der Schachtverschlüsse ERA Morsleben	
9M/ 223 450 11/GHS/ RA/ 0004/00	Stand: 11.11.2003	Seite 142 von 209

- [101] DBE (2003): Messungen der Asphaltspiegelhöhen in den Schächten Gorleben 1 und 2 im Erkundungsbergwerk Gorleben; Unterlage der DBE im Auftrag des BfS, Peine 2003
- [102] DALEBOUDT, C., H.; WEEHUIZEN, J., M. (1958): Eine Schachtauskleidung aus Stahlbeton, Glückauf 94 (1958) Heft ½
- [103] SITZ, P. (1971): Gutachten über die Standsicherheit des Ausbaues der Schächte Bartensleben und Marie und Maßnahmen zur Verbesserung des Ausbaustandes“; unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg 1971
- [104] HERRMANN, A. (1971): Die Asphalt-Lagerstätte bei Holzen/Ith auf der Südwestflanke der Hils-Mulde, Beitr. geol. Jb. 95, 1255, Hannover



Legende

- obere Widerlagersäule, Mineralgemisch
- untere Widerlagersäule, setzungsarmer Schotter
- Dichtelement DE 1, Calcigel-Granulat
- kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2, (Schotter/Asphalt) [Dichte(Asphalt) > Dichte(zufließender Deckgebirgswasser)]
- kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 3, (Schotter/Asphalt) [Dichte(Asphalt) < Dichte(aufsteigende Lösungen aus dem Grubengebäude)]
- Ton
- Filterschicht, Feinsand mit CaCl₂-"Lauge" als Porenraumfüllung
- Filterschicht, Kies, Sand, Feinsand, abgestuft
- untere Widerlagersäule, Schotter mit Solezementstein
- Gussasphaltplatten

Anlage 1

BFS Bundesamt für Strahlenschutz

Projekt: KPL Schachtverschlüsse ERAM

Datum	Name/Überschrift	Ersteller und Zeichnungsnummer
25.08.2003	Teicherl	
25.08.2003		
25.08.2003		Projekt-Nr.: EGB 00-058

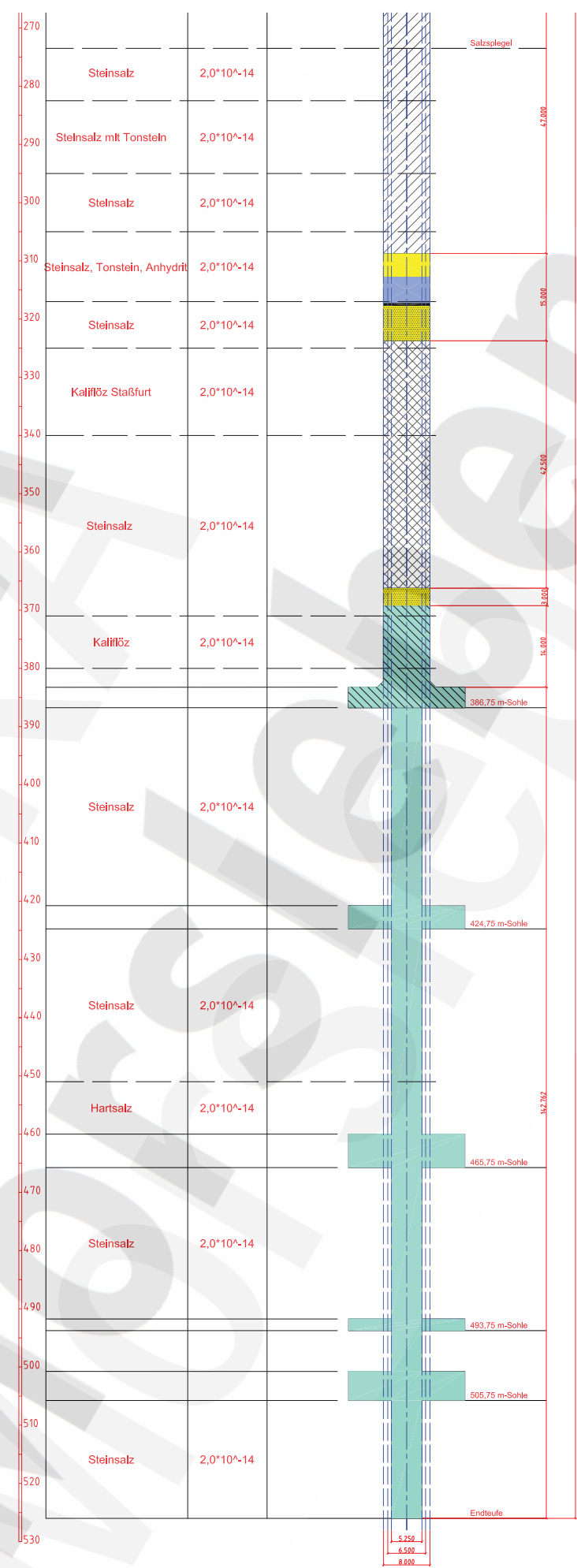
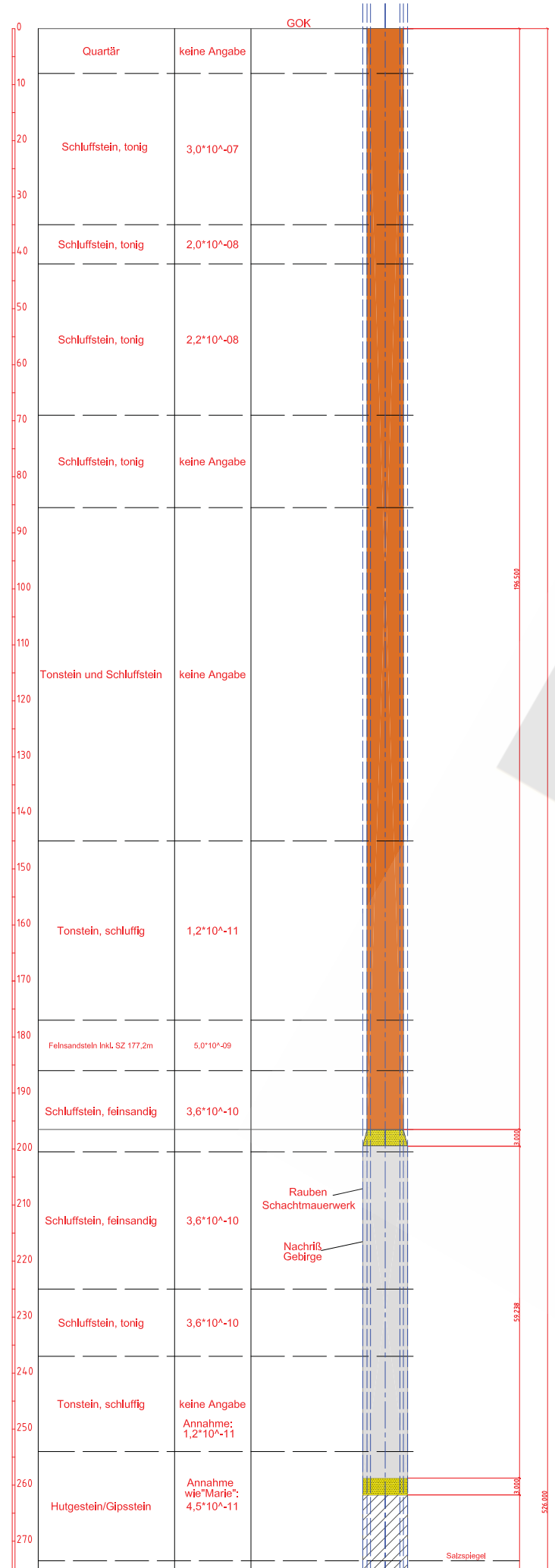
Maßstab: 1 : 500

CAD-Nr.:
Titel: Bauwerksentwurf Schacht Marie











Blatt 1 von 1 Blatt

Klassifizierung:

Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
SH	223 450 11		GHS	RA	0004	00



Legende




-  obere Widerlagersäule, Mineralgemisch
-  untere Widerlagersäule, setzungsarmer Schotter
-  Dichtelement DE 1, Calcigel-Granulat
-  kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt) [Dichte(Asphalt) > Dichte(zufließender Deckgebirgswasser)]
-  kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt) [Dichte(Asphalt) < Dichte(aufsteigende Lösungen aus dem Grubengebäude)]
-  Ton
-  Filterschicht, Feinsand mit CaCl₂-"Lauge" als Porenraumfüllung
-  Filterschicht, Kies, Sand, Feinsand, abgestuft
-  untere Widerlagersäule, Schotter mit Solezementstein
-  Gussasphaltplatten

Anlage 2

BFS Bundesamt für Strahlenschutz

Projekt: KPL Schachtverschlussbauwerke ERAM

Datum	Name/Unterschrift	Ersteller und Zeichnungsnummer	Fremd
gez. 29.08.2003	Tschert		
bezt. 29.08.2003			
gepr. 29.08.2003		Projekt-Nr.:	EGB 00-058
Maßstab:	CAD-Nr.:	Titel:	
1: 500		Bauwerksentwurf Schacht Bartensleben	
Blatt 1 von 1 Blatt			
Klassifizierung:			
Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe
SH	223 450 11	GHS	RA
UA	Lfd. Nr.	Rev.	
	0004	00	

Zusammenstellung der Berechnungsfälle (Schacht Marie)

1. Untersuchung des umgebenden Gebirges, Zustände zwischen Abteufen des Schachtes und Einbau der Verfüllsäule

Berechnungsfall	Bezeichnung
Zustand nach dem Abteufen	A 0
Zustand nach 100a Standzeit, Nachriss der Kontur, 1 Jahr Standzeit bis zum Einbau der Verfüllsäule	E 0

2. Untersuchung des gesamten Schachtes (Gesamtmodell)

Belastung	Lastangriff Fluiddruck	Betrachtungszeitraum	Bezeichnung
Eigengewicht (Einbauzustand)	-	nach Einbau	E 1
Fluiddruck oben, Eigengewicht	DE 1	nach Einbau	LF 1
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht	DE 2 (DE 1)	nach Einbau	LF 2
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht	ÜB (DE 1, DE 2)	nach Einbau	LF 3
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht	DE 2 (DE 1) ÜB	nach Einbau	LF 4
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht	ÜB (DE 2, DE 1) DE 3	nach Einbau	LF 5
Fluiddruck unten, Eigengewicht	ÜB	nach Einbau	LF 6
Eigengewicht		30.000 Jahre	GE 1
Fluiddruck oben, Eigengewicht	DE 1	30.000 Jahre	GLF 1
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht	DE 2 (DE 1)	30.000 Jahre	GLF 2
Fluiddruck unten, Eigengewicht	ÜB	30.000 Jahre	GLF 6

Legende: DE 1, DE 2, DE 3: Dichtelemente 1, 2, 3
 ÜB: Asphalt-dichte Schicht im Übergangsbereich zwischen den Schotter/Asphalt – Elementen

3. Sicherheitsbetrachtungen mit dem Teilmodell des Schotter/ Asphalt – Dichtelementes DE2

3.1 Sicherheitsanalyse mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$ der charakteristischen Materialparameter

Belastung	Bezeichnung
Eigengewicht (Einbauzustand)	TM0 γ
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht	TM1 γ
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht	TM2 γ
Fluiddruck unten, Eigengewicht	TM3 γ

3.2 Sensitivitätsanalyse Φ_{Kontakt} , Φ_{Schotter} , E_{Schotter} , $E_{\text{Hutgestein}}$, E_{Salinar}

Es erfolgt in den Berechnungen die Abminderung des jeweils betrachteten Parameters (Multiplikation mit $1/\gamma$,) bei sonst unveränderten Parametern.

Belastung	Parameter	Teilsicherheitskoeffizient γ	Bezeichnung
Eigengewicht (Einbauzustand)	Φ_{Kontakt}	1,5	TMK1_T0
		2,0	TMK2_T0
		3,0	TMK3_T0
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMK1_T1
		2,0	TMK2_T1
		3,0	TMK3_T1
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMK1_T2
		2,0	TMK2_T2
		3,0	TMK3_T2
Fluiddruck unten, Eigengewicht		1,5	TMK1_T3
		2,0	TMK2_T3
		3,0	TMK3_T3
Eigengewicht (Einbauzustand)	Φ_{Schotter}	1,5	TMS1_T0
		2,0	TMS2_T0
		3,0	TMS3_T0
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMS1_T1
		2,0	TMS2_T1
		3,0	TMS3_T1
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMS1_T2
		2,0	TMS2_T2
		3,0	TMS3_T2
Fluiddruck unten, Eigengewicht		1,5	TMS1_T3
		2,0	TMS2_T3
		3,0	TMS3_T3
Eigengewicht (Einbauzustand)	E_{Schotter}	1,5	TMES1_T0
		2,0	TMES2_T0
		3,0	TMES3_T0
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMES1_T1
		2,0	TMES2_T1
		3,0	TMES3_T1
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMES1_T2
		2,0	TMES2_T2
		3,0	TMES3_T2
Fluiddruck unten, Eigengewicht		1,5	TMES1_T3
		2,0	TMES2_T3
		3,0	TMES3_T3

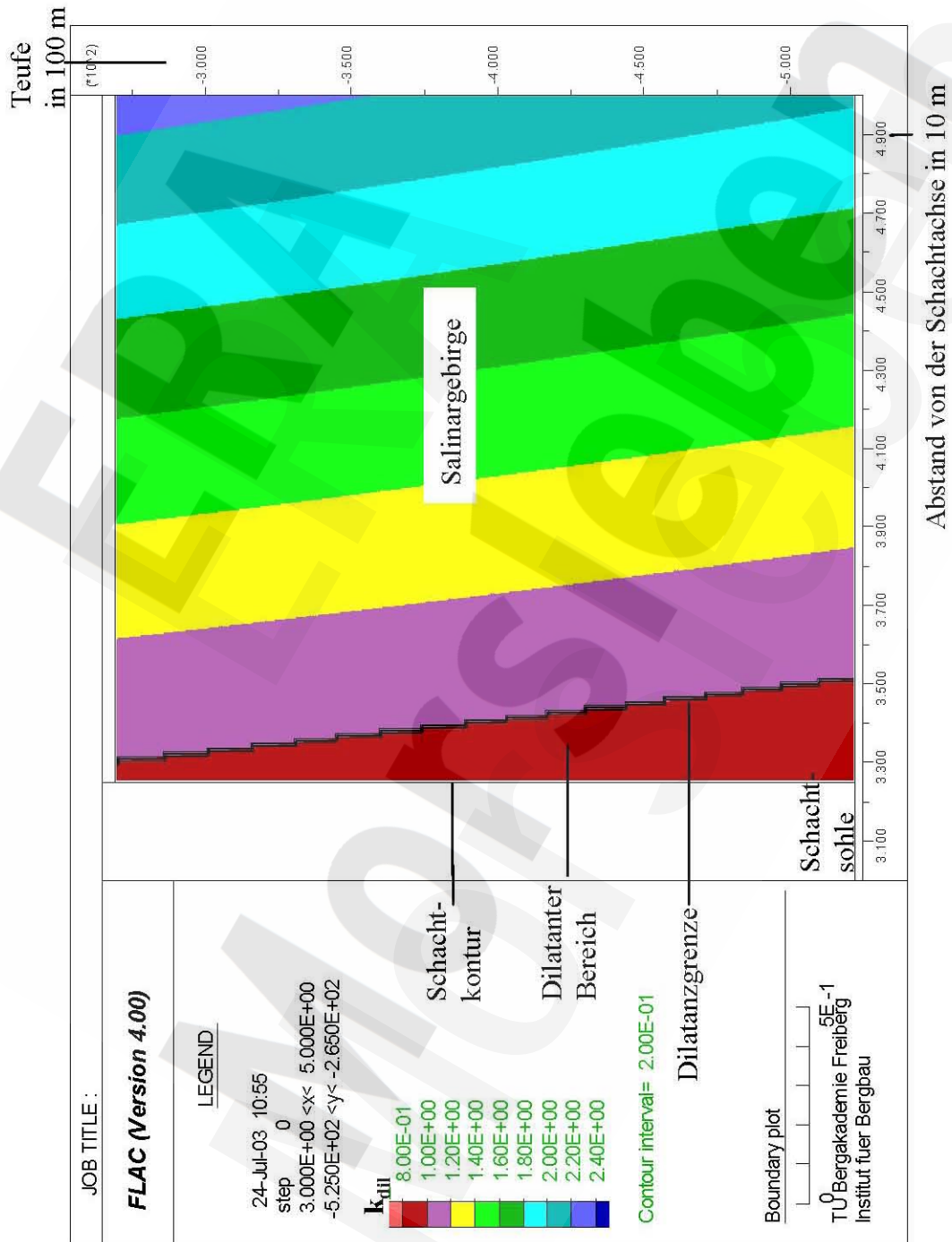
Belastung	Parameter	Teilsicherheitskoeffizient γ	Bezeichnung
Eigengewicht (Einbauzustand)	$E_{\text{Hutgestein}}$ E_{Salinar}	1,5	TMG1 T0
		2,0	TMG2 T0
		3,0	TMG3 T0
Fluiddruck oben, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMG1 T1
		2,0	TMG2 T1
		3,0	TMG3 T1
Fluiddruck oben + unten, Quelldruck, Eigengewicht		1,5	TMG1 T2
		2,0	TMG2 T2
		3,0	TMG3 T2
Fluiddruck unten, Eigengewicht	1,5	TMG1 T3	
	2,0	TMG2 T3	
	3,0	TMG3 T3	

4. Untersuchung der Auslaufsicherheit der Füllorte

Geometrie	Bezeichnung
Rechteckige Form, $l_A = h_1 = 6,8 \text{ m}$.	TMF1
Trapezförmige Form, Variante 1: $h_1 = 8,4 \text{ m}$; $h_2 = 2,8 \text{ m}$, $l=4,5 \text{ m}$	TMF2
Trapezförmige Form, Variante 2: $h_1 = 6,6 \text{ m}$; $h_2 = 4,8 \text{ m}$, $l=23,6 \text{ m}$	TMF3

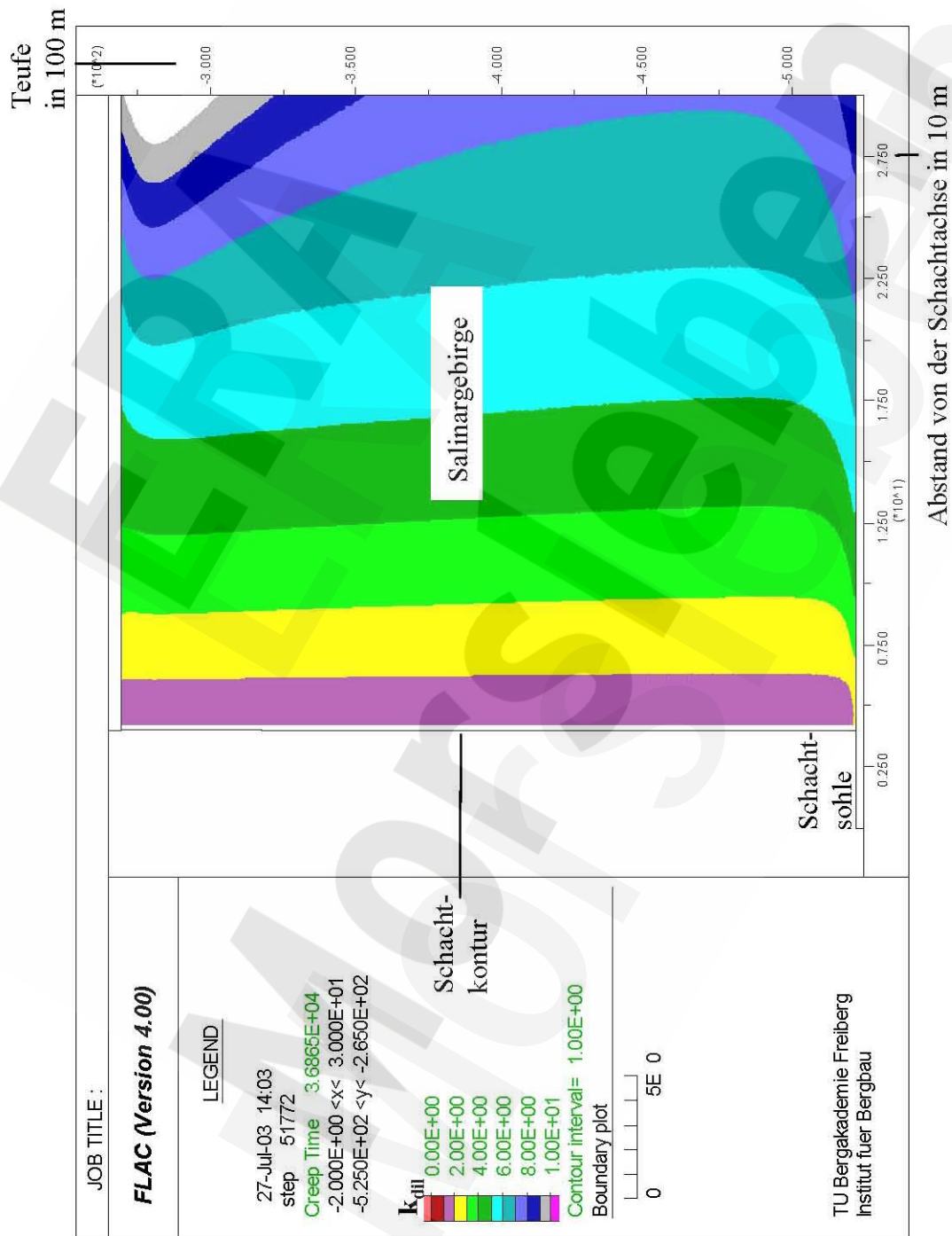
Bewertung der Beanspruchung des Salinargebirges nach dem Abteufen mit dem Dilatanzkriterium

Darstellung der Dilatanzquotienten k_{dil} und des dilatanten Bereiches



Bewertung der Beanspruchung des Salinargebirges nach 100 a Standzeit und Nachriss der Kontur mit dem Dilatanzkriterium

Darstellung der Dilatanzquotienten k_{dil}



Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

- Die Berechnungen beruhen auf dem Gesamtmodell.
- Es wird der Lastfall *LF1* (*Fluiddruck oben am Dichtelement DE1*) betrachtet.
- Die Anlage enthält die Auswertungen von:

Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf

(Bild 1)

Vertikalspannungen σ_v

(Bilder 2, 3),

Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N1} , σ_{N2}

(Bild 4, 5),

Tangentialspannungen σ_t

(Bild 6),

Bewertungskoeffizient (siehe Formel (6)) k_t

(Bild 7),

Dilatanzkoeffizient (nach Dilatanzkriterium - siehe Formel (8)) k_{Dil}

(Bild 8).

Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

(Gesamtmodell, Lastfall LF1, Belastung von oben am Dichtelement DE 1)

Bild 1: Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf in [m]

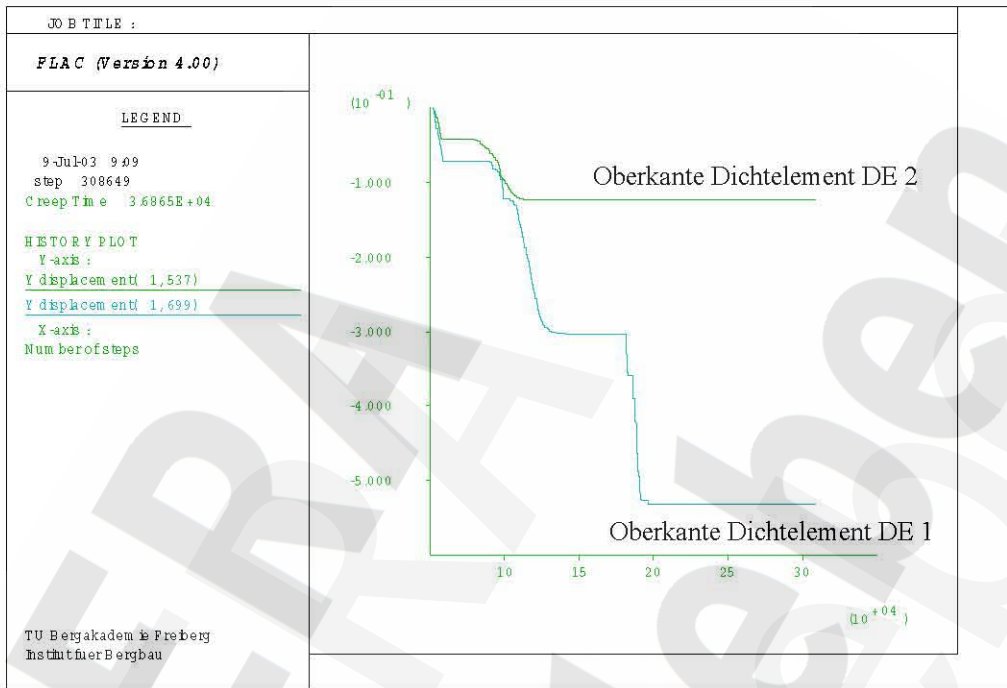
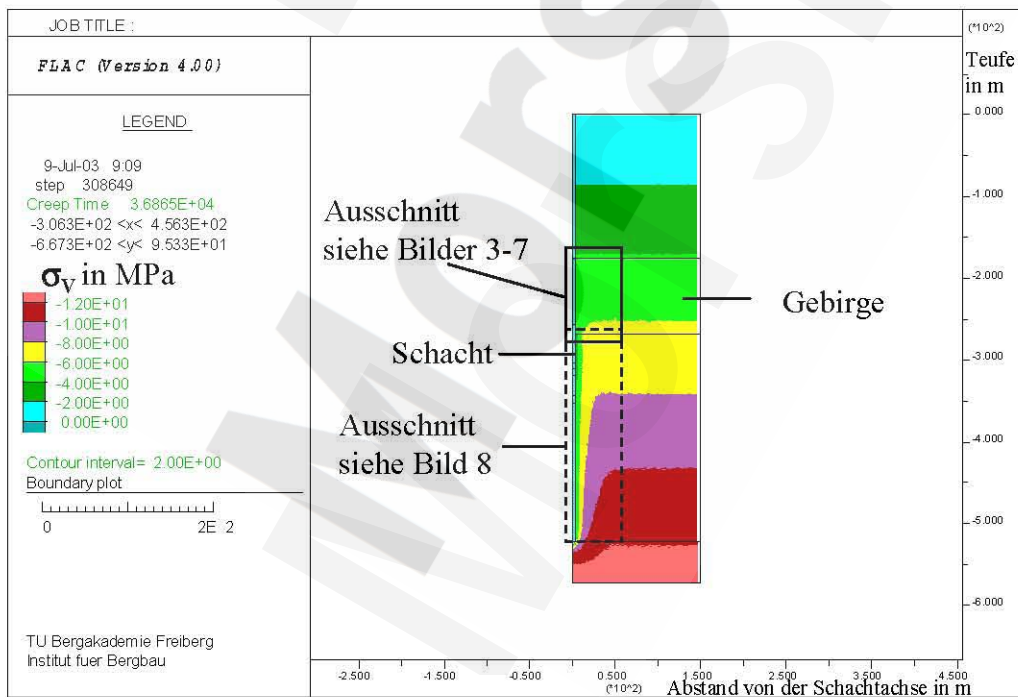
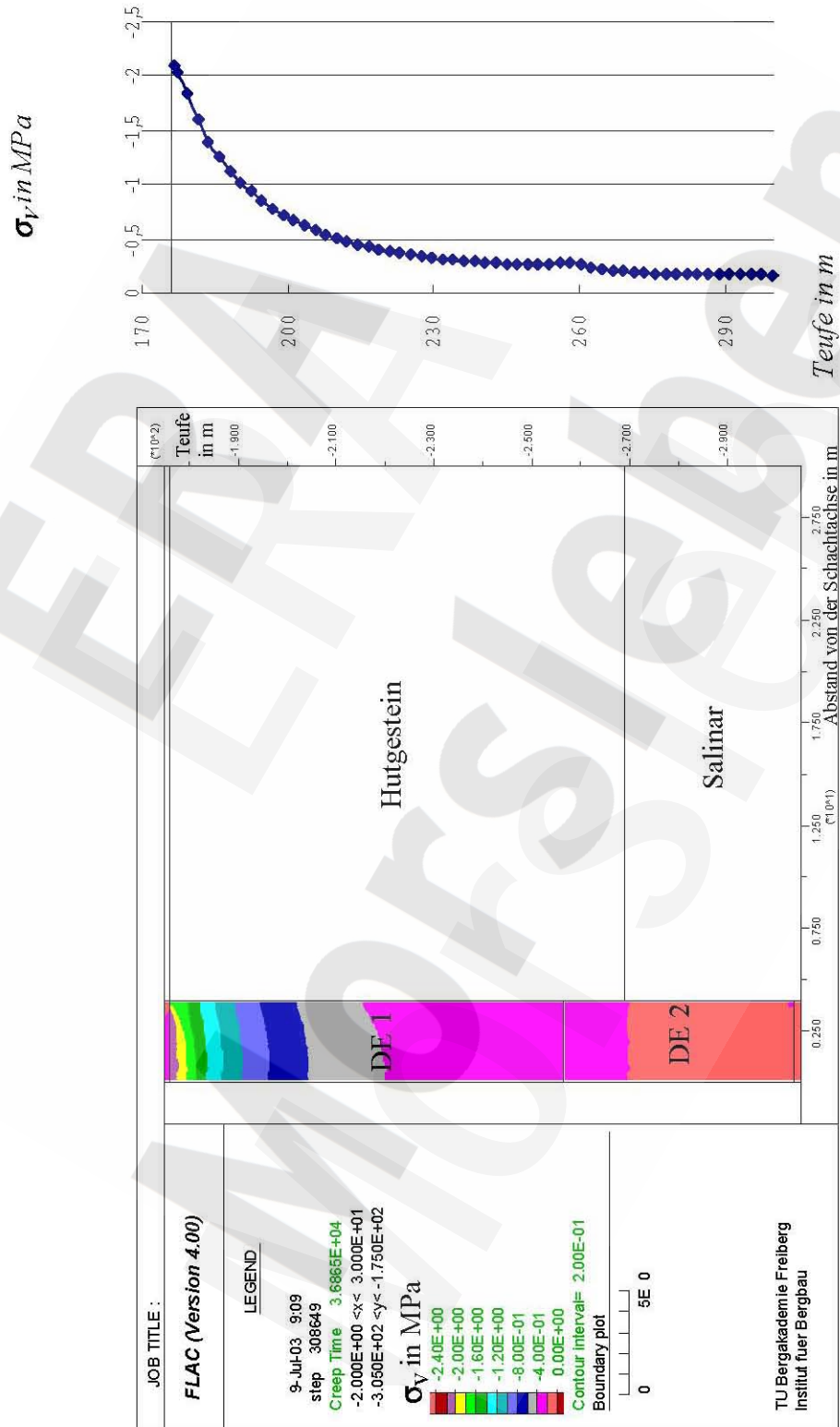


Bild 2: Vertikalspannungen σ_V in [MPa] (Gesamtmodell)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

Bild 3: Vertikalspannungen σ_v
 (Teilbereich Dichtelemente DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt))



Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

Bild 4: Maximale Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N1} in [MPa] (Teilbereich Dichtelemente DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt))

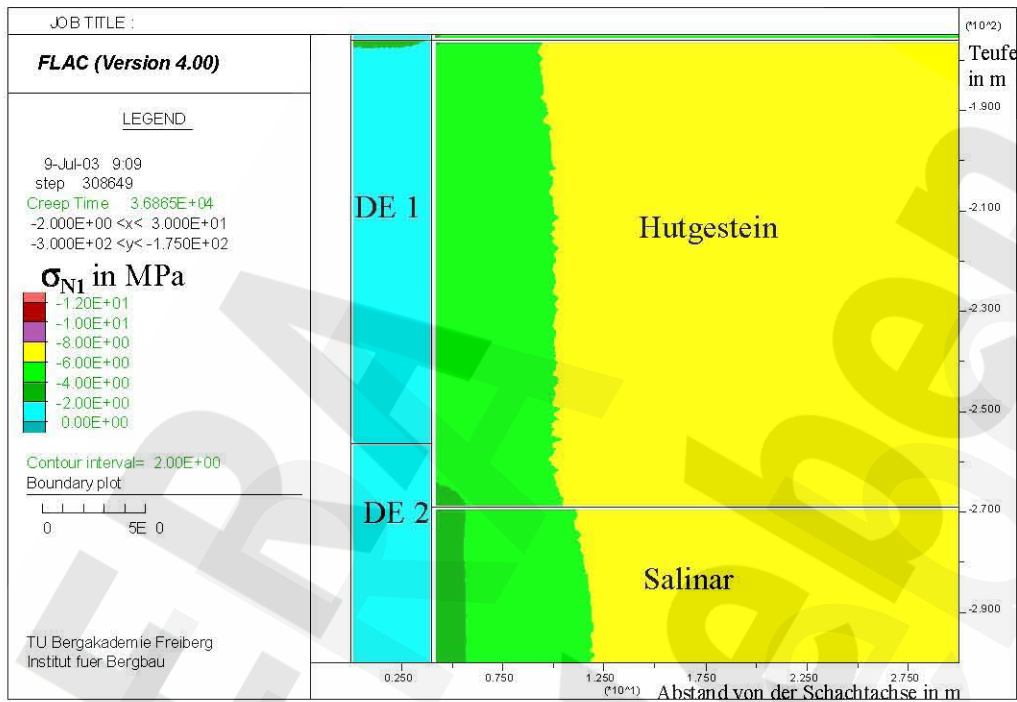
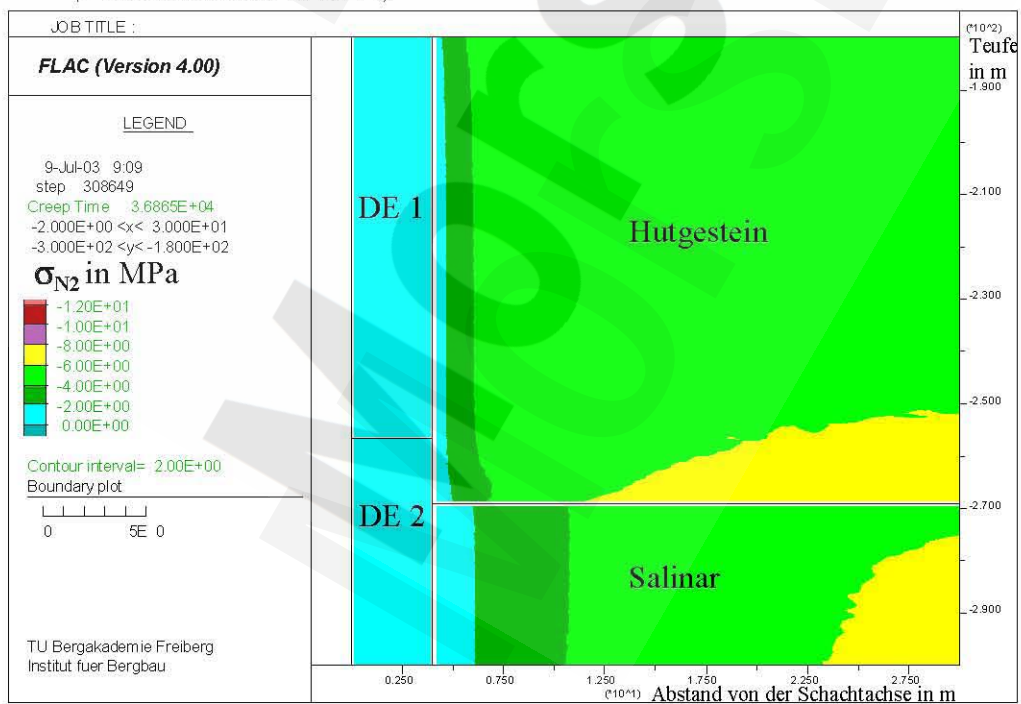


Bild 5: Minimale Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N2} in [MPa] (Teilbereich DE 1, DE 2)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

Bild 6: Tangentialspannungen σ_t in [MPa] (Teilbereich DE 1, DE 2)

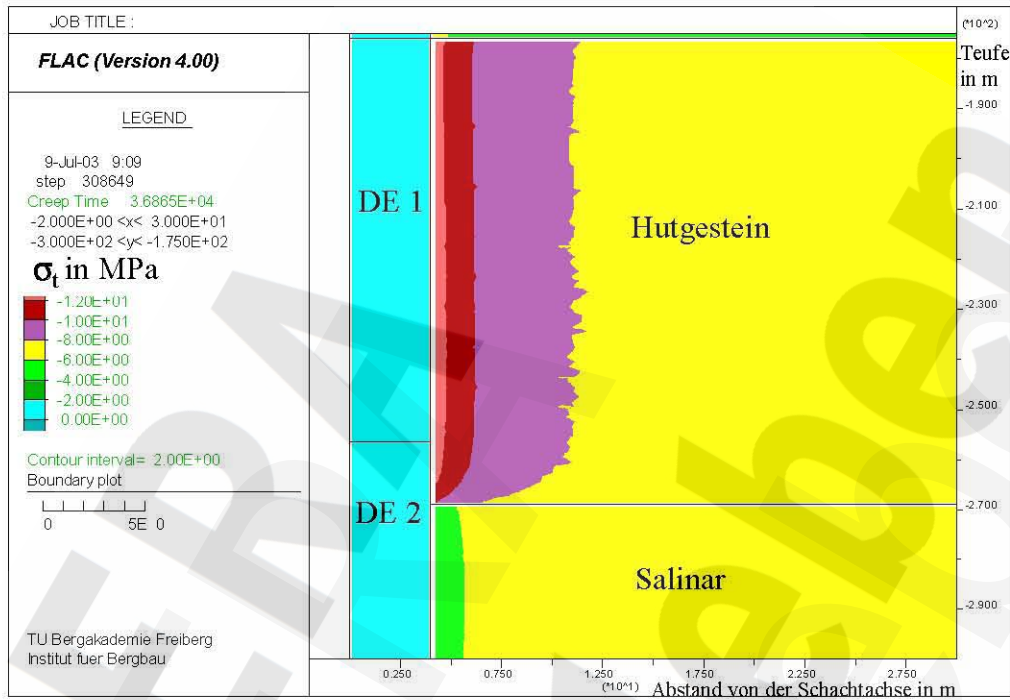
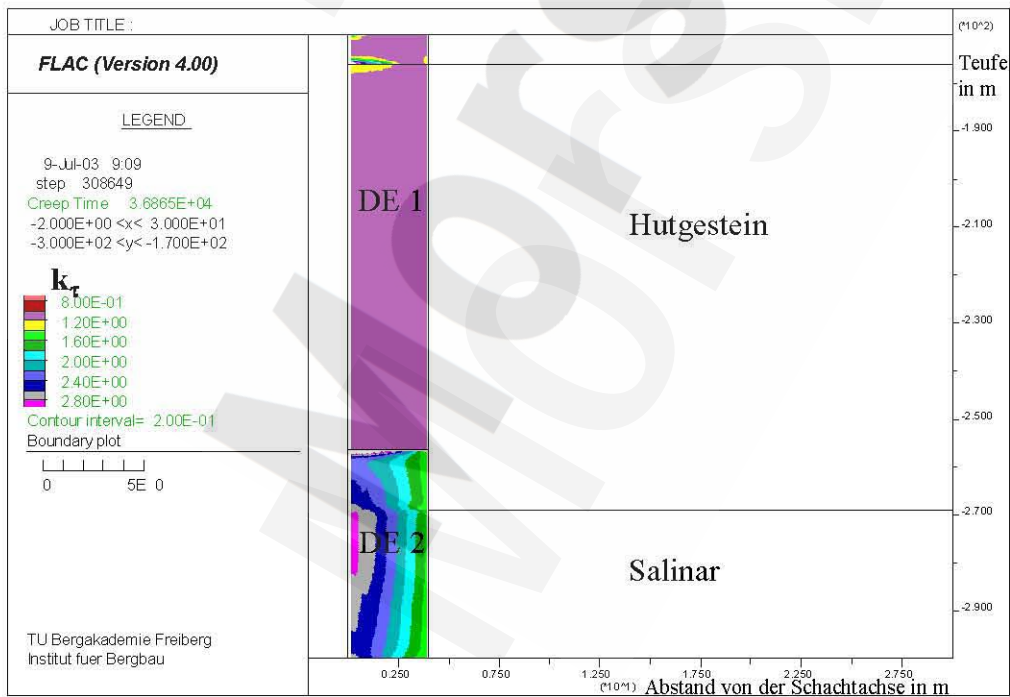
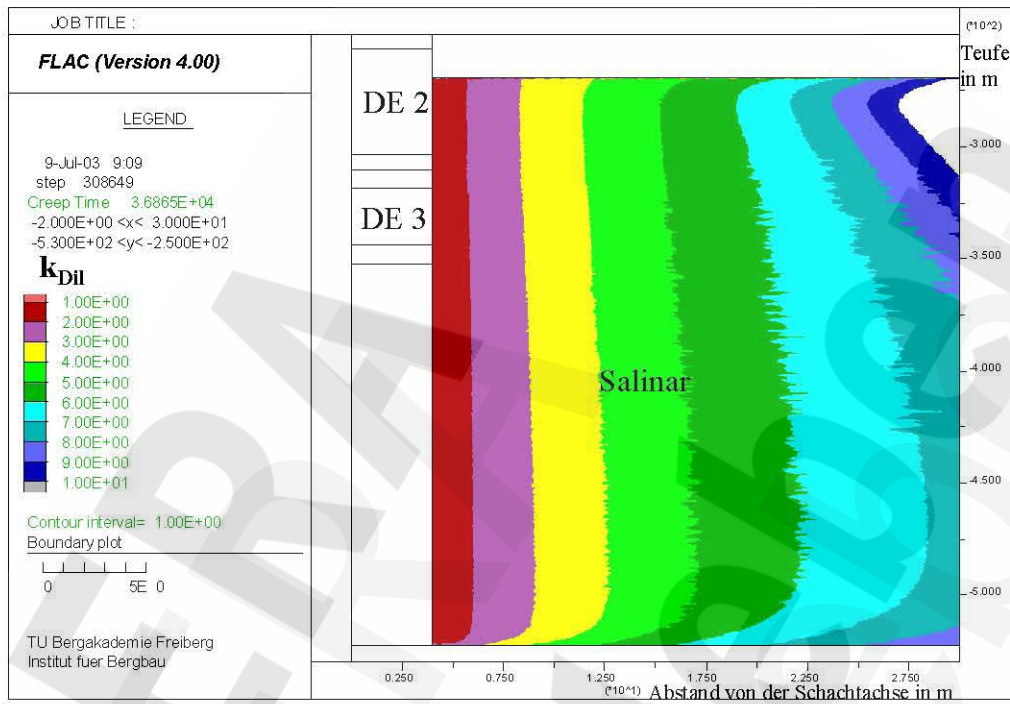


Bild 7: Bewertungskoeffizient k_τ (Teilbereich DE 1, DE 2)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 1

Bild 8: Dilatanzkoeffizient k_{Dil} (Salinar)



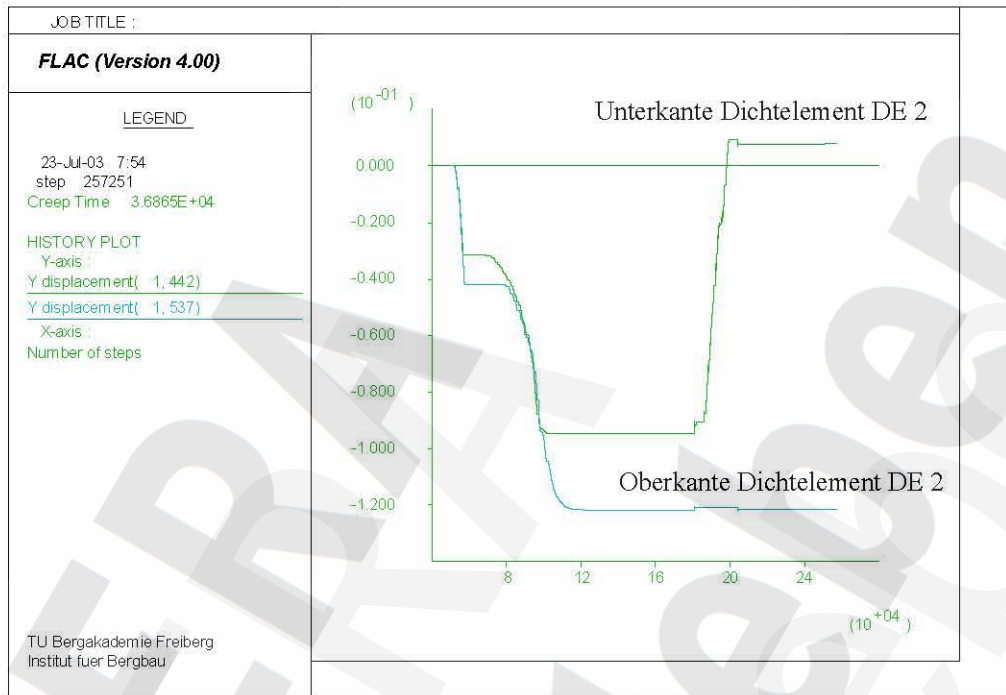
Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

- Die Berechnungen beruhen auf dem Gesamtmodell.
- Es wird der *Lastfall LF6 (Belastung von unten am Übergangsbereich)* betrachtet.
- Die Anlage enthält die Auswertungen von:
 - Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf
(Bild 1)
 - Vertikalspannungen σ_v
(Bild 2),
 - Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N1}, σ_{N2}
(Bild 3, 4),
 - Tangentialspannungen σ_t
(Bild 5),
 - Bewertungskoeffizient (siehe Formel (6)) k_t
(Bild 6),
 - Dilatanzkoeffizient (nach Dilatanzkriterium - siehe Formel (8)) k_{Dil}
(Bild 7).

Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

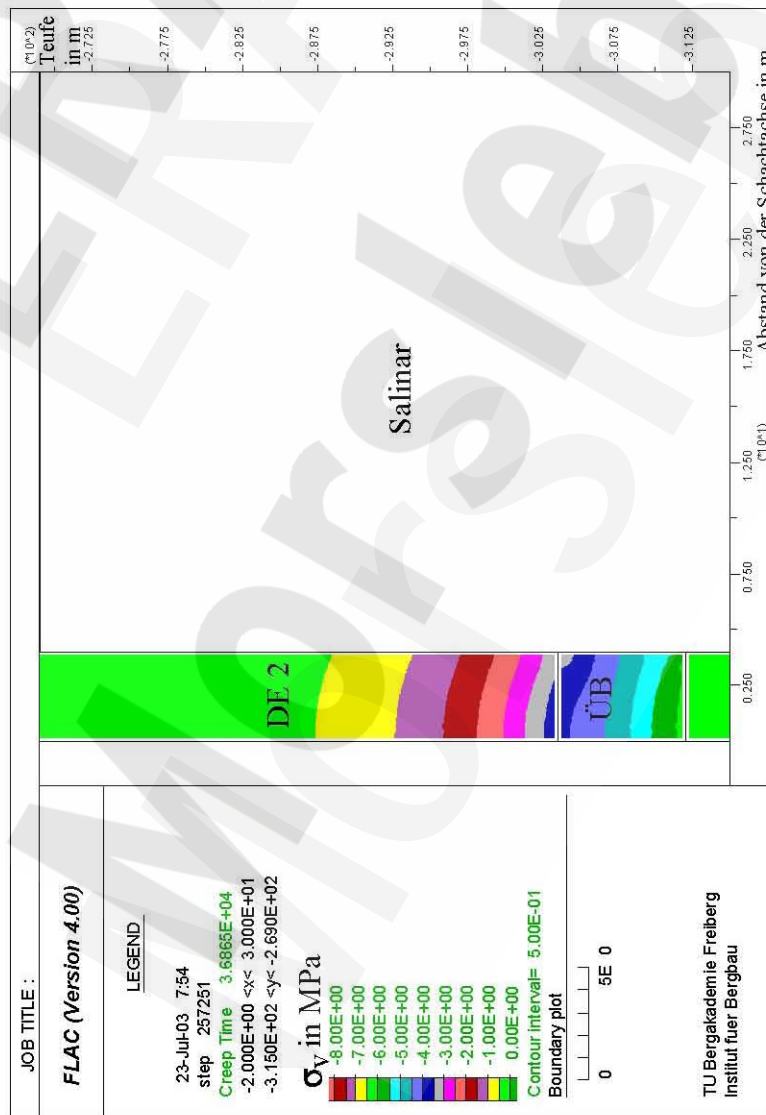
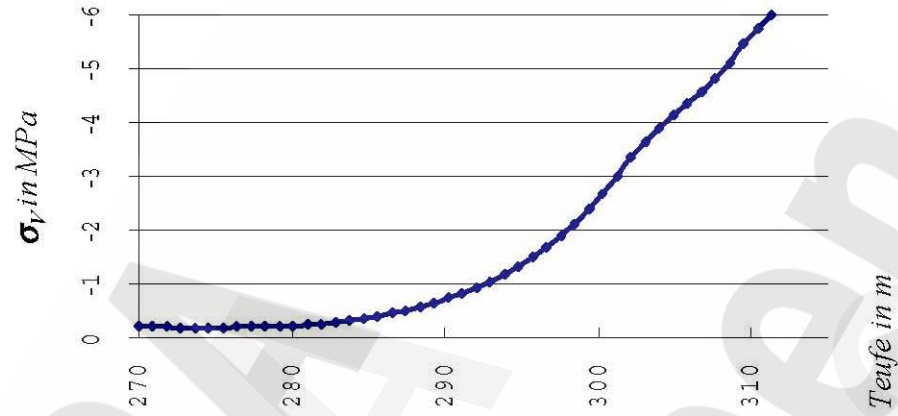
(Gesamtmodell, Lastfall LF 6, Belastung von unten am Übergangsbereich)

Bild 1: Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf in [m]



Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

Bild 2: Vertikalspannungen σ_v in [MPa], Ausschnitt im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

Bild 3: Maximale Hauptnormalspannungen σ_{N1} in [MPa] (Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt))

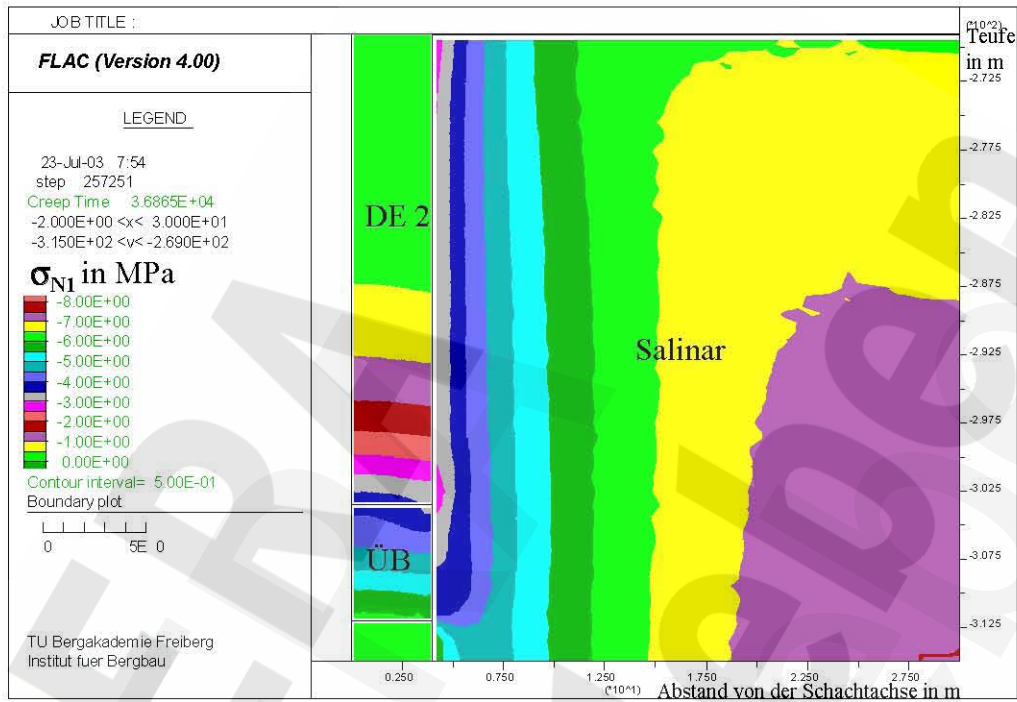
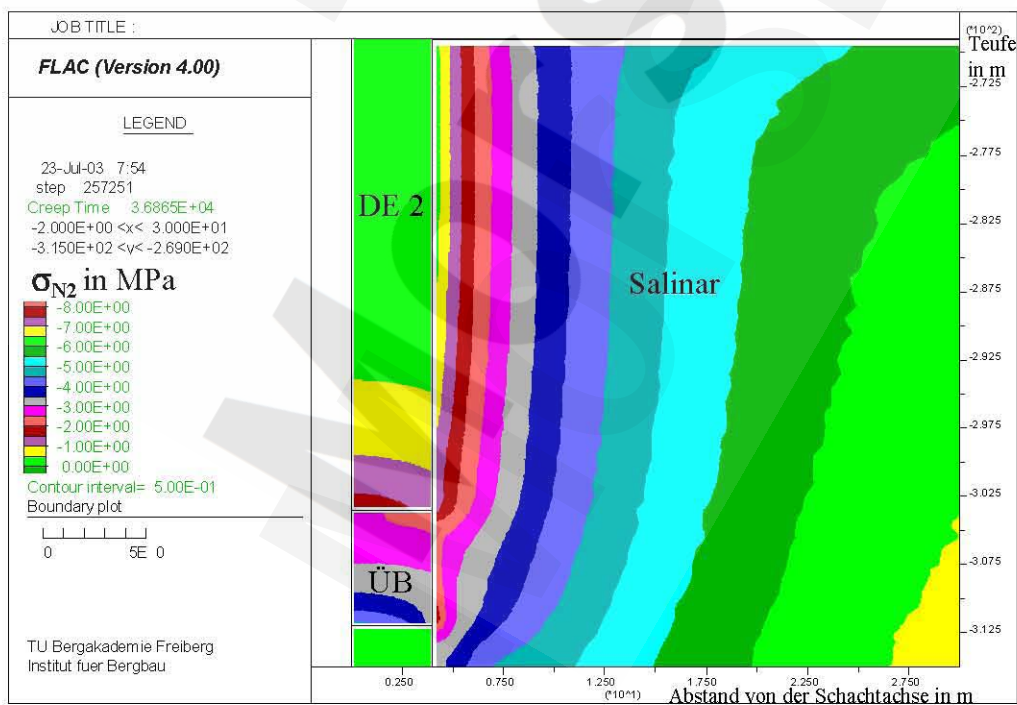


Bild 4: Minimale Hauptnormalspannungen σ_{N2} in [MPa] (Teilbereich ÜB, DE 2)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

Bild 5: Tangentialspannungen σ_t in [MPa] (Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt))

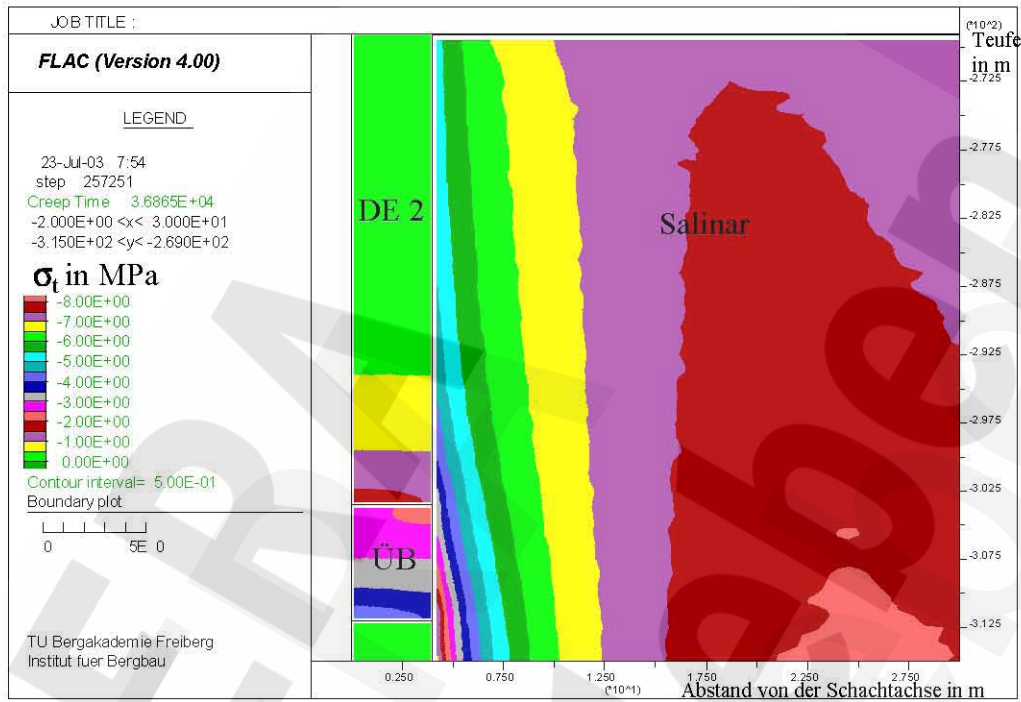
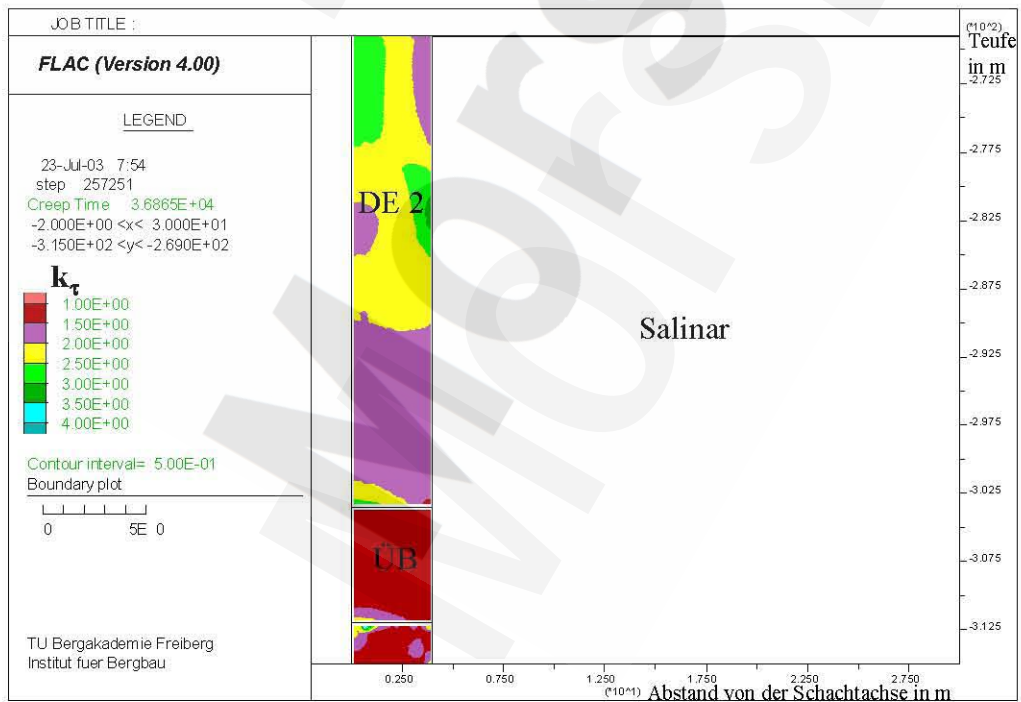
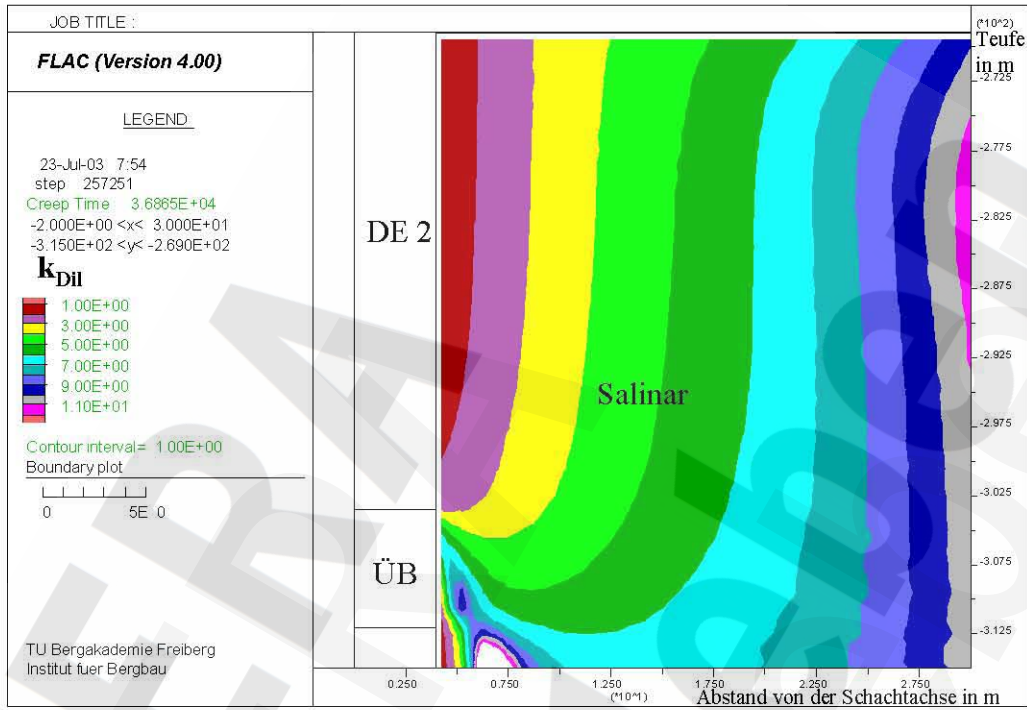


Bild 6: Bewertungskoeffizient k_τ (Teilbereich ÜB, DE 2)



Berechnungsergebnisse Referenzfall 2

Bild 7: Dilatanzkoeffizient k_{Dil} (Salinar)
(Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt))



Berechnungsfall GLF 1

Berechnungsergebnisse

- Simulation des Aufkriechens des Salinargebirges (Betrachtungszeitraum 30.000 a)
Salinar: viskoplastisch,
Deckgebirge: elastisch
- Es wird der Lastfall *GLF1* (Fluiddruck oben am Dichtelement *DE1*) betrachtet.
- Auswertung von:
 - Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf (Bild 1)
 - Vertikalspannungen σ_V (Bilder 2, 5, 6, 7, 8),
 - Radialspannungen σ_r (Bilder 3, 9, 10),
 - Tangentialspannungen σ_t (Bilder 4, 11, 12),
 - Maximale Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N1} (Bilder 13, 14),
 - Minimale Hauptnormalspannungen in der Betrachtungsebene σ_{N2} (Bilder 15, 16),
 - Dilatanzkoeffizient (nach Dilatanzkriterium - siehe Formel (8)) k_{Dil} (Bild 17)

Berechnungsfall GLF 1

Fluidruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 1: Vertikalverschiebungen im Berechnungsverlauf in [m]

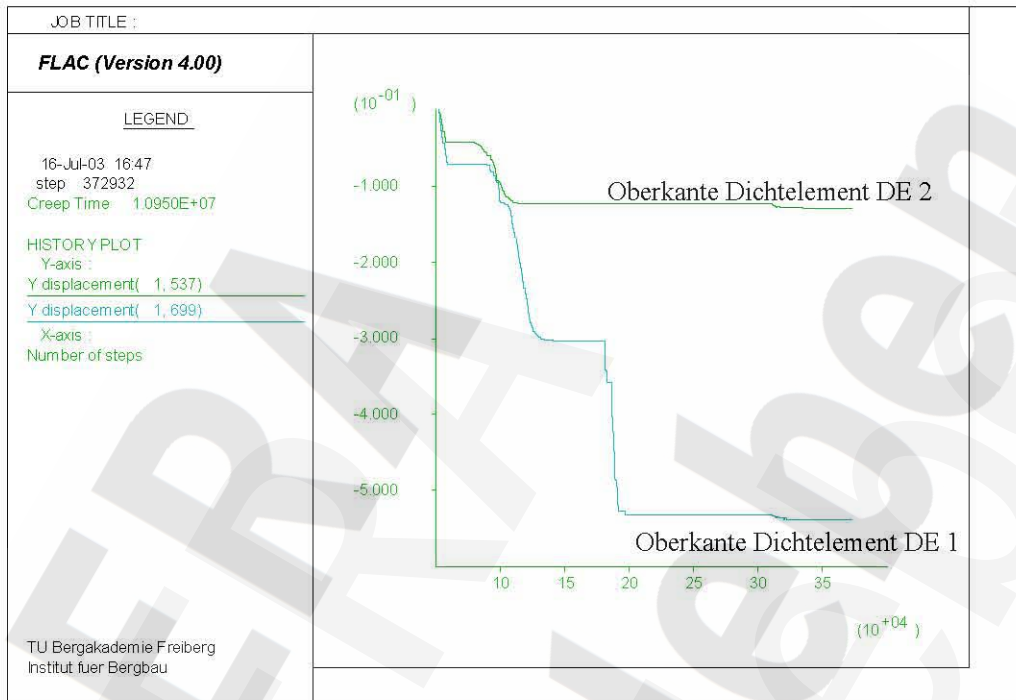
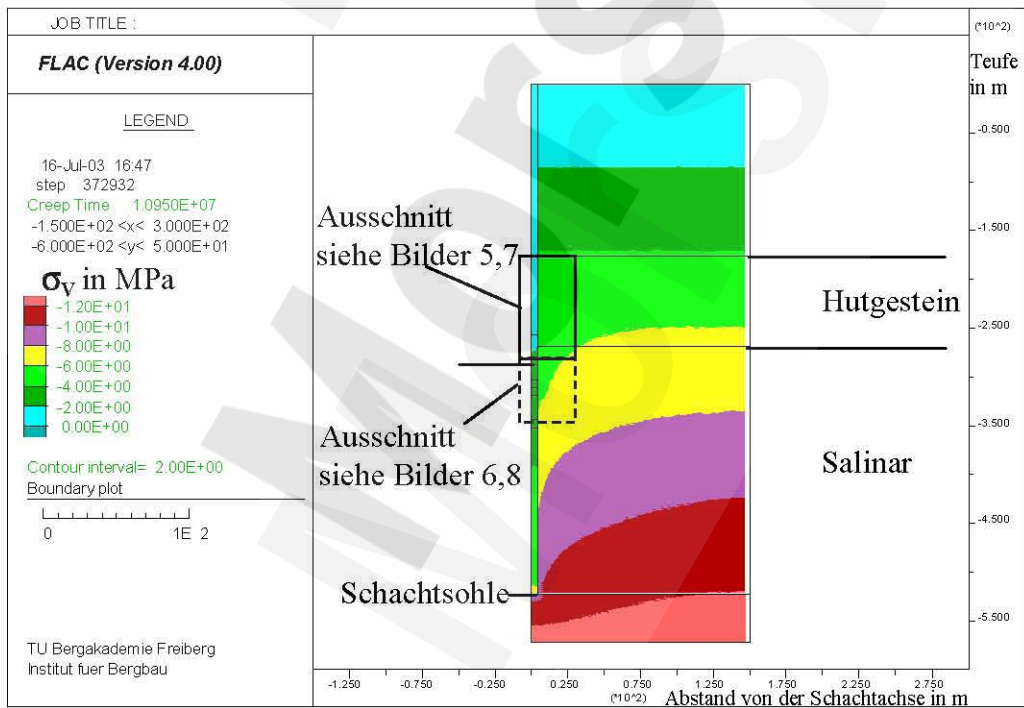


Bild 2: Vertikalspannungen σ_V in MPa (Gesamtmodell)



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 3: Radialspannungen σ_r in [MPa] (Gesamtmodell)

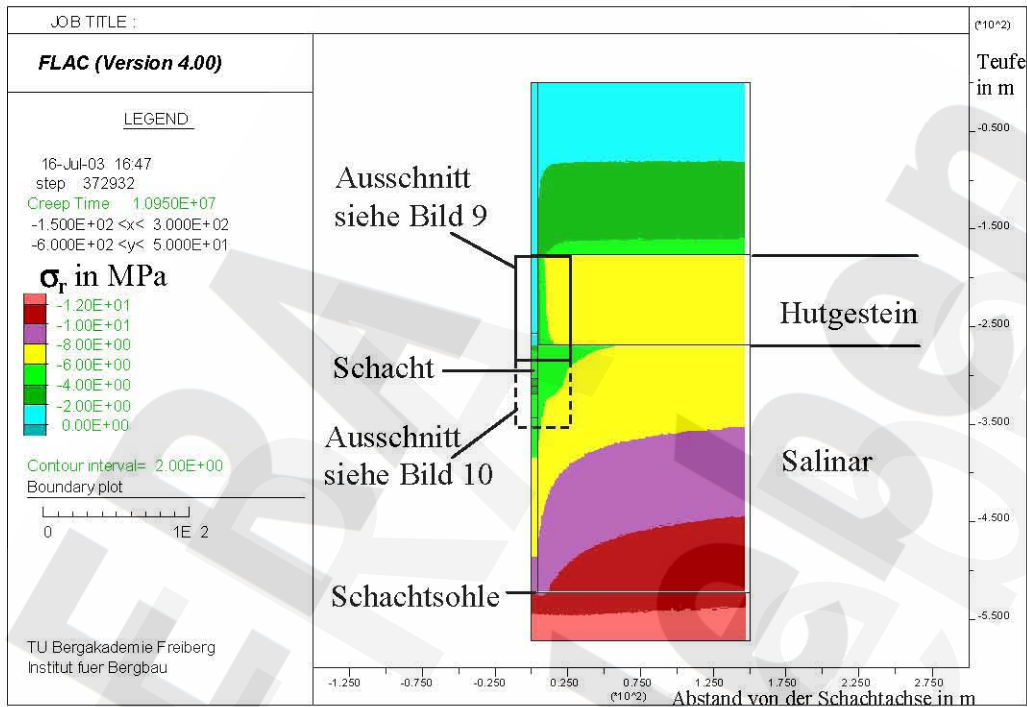
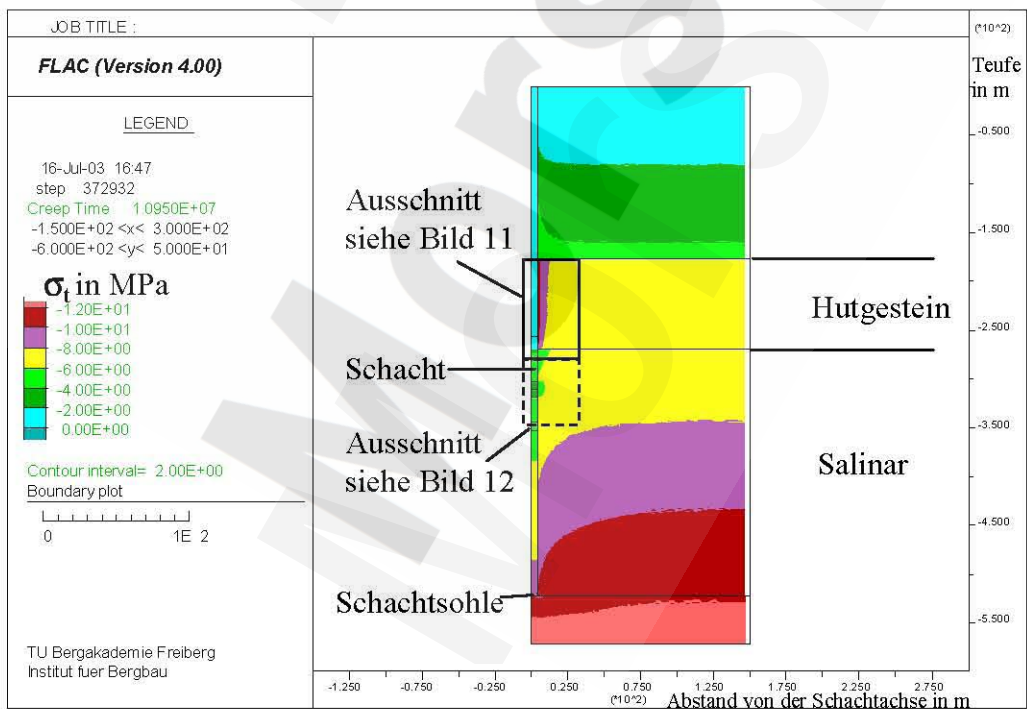


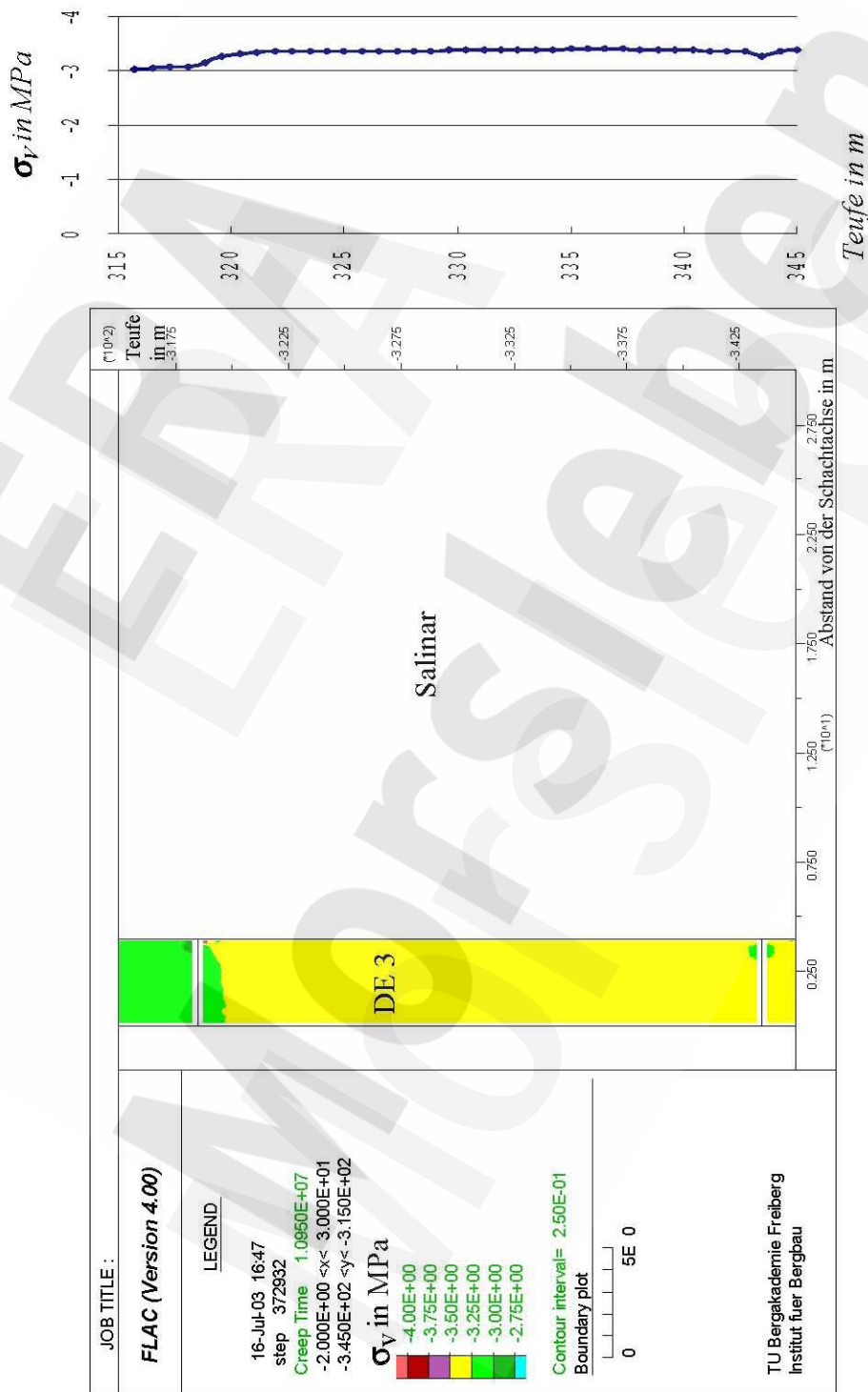
Bild 4: Tangentialspannungen σ_t in [MPa] (Gesamtmodell)



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des *Salinargebirges* in 30.000 a

Bild 5: Vertikalspannungen σ_v in [MPa] im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)



JOB TITLE :
FLAC (Version 4.00)

LEGEND

16-Jul-03 16:47
step 372932
Creep Time 1.0950E+07
-2.000E+00 <x< 3.000E+01
-3.450E+02 <y< -3.150E+02

σ_v in MPa

- 4.00E+00
- 3.75E+00
- 3.50E+00
- 3.25E+00
- 3.00E+00
- 2.75E+00

Contour interval= 2.50E-01

Boundary plot

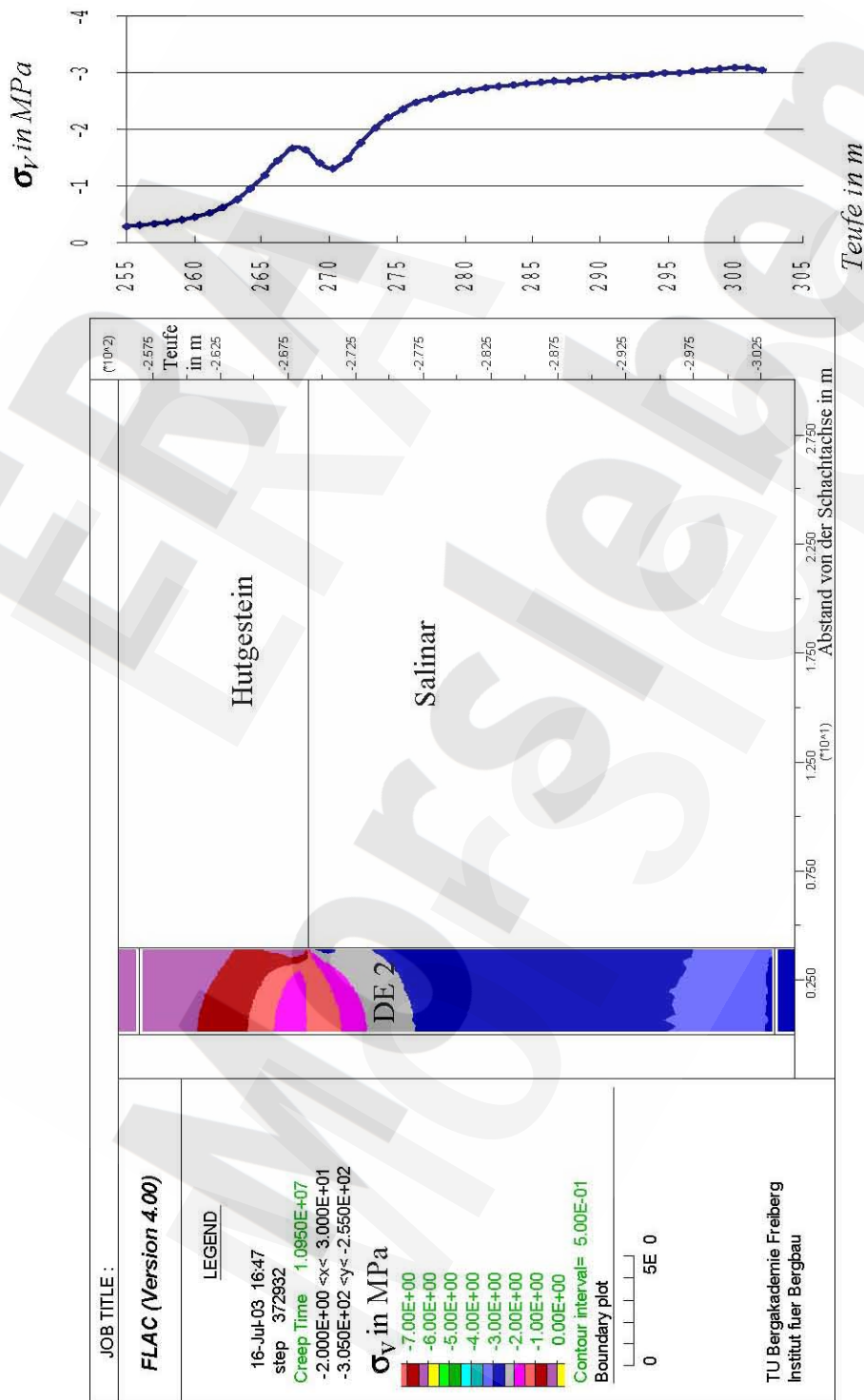


TU Bergakademie Freiberg
Institut fuer Bergbau

Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 6: Vertikalspannungen σ_V in [MPa] in Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 7: Vertikalspannungen σ_v in [MPa]

(Teilbereich Dichtelemente DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt),
geänderte Zuordnung der Farben zu den Spannungsbereichen)

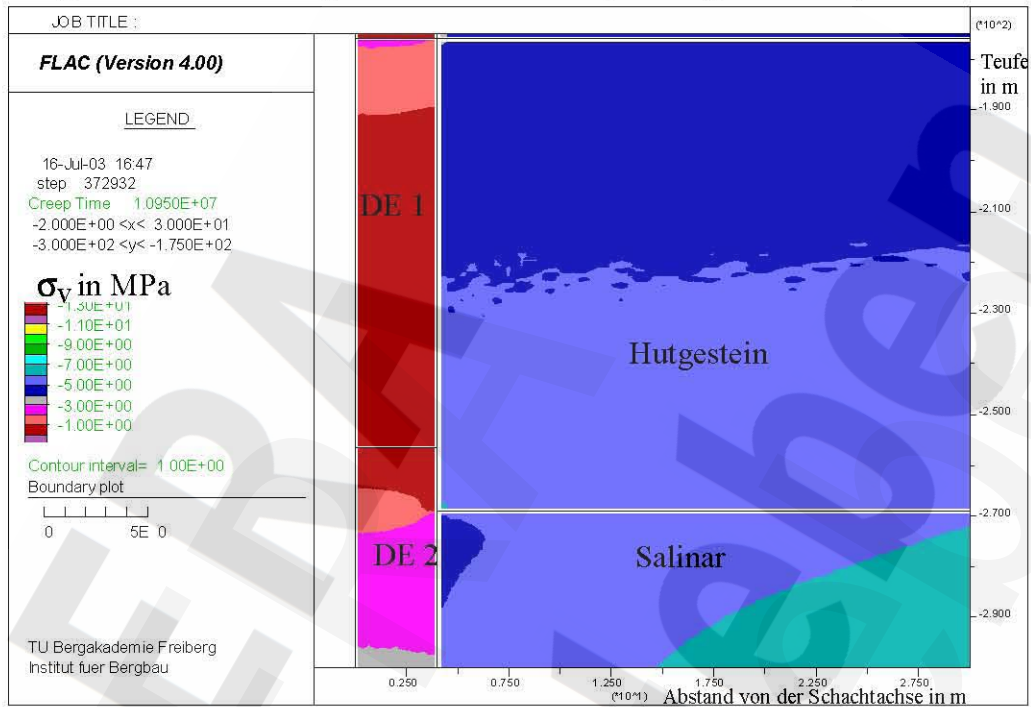
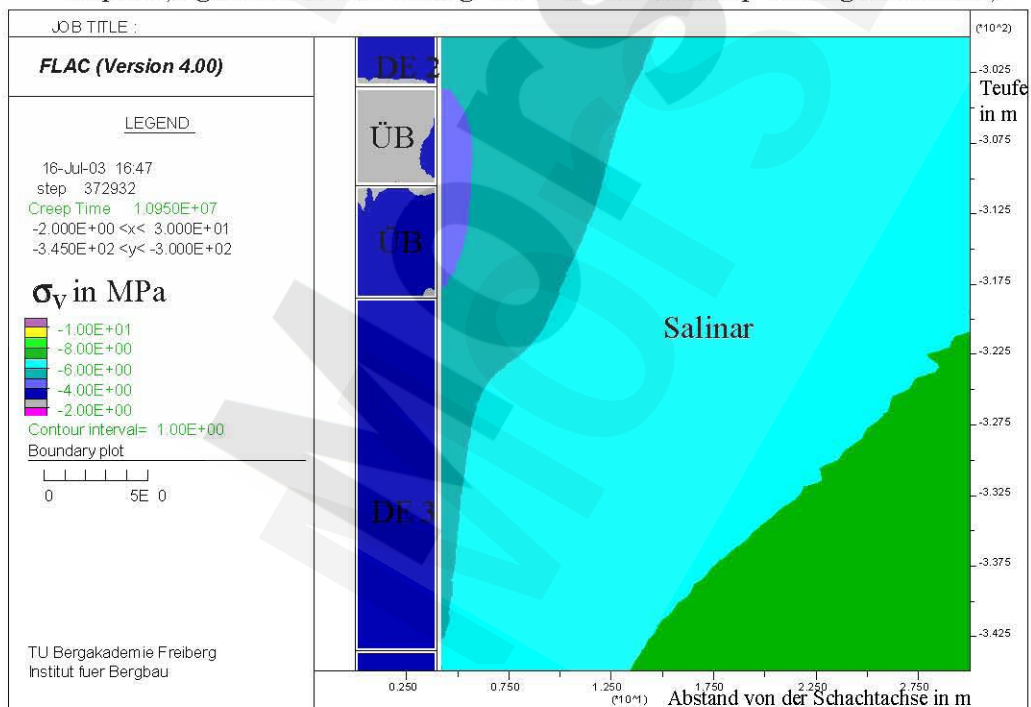


Bild 8: Vertikalspannungen σ_v in [MPa]

(Teilbereich DE 2, Übergangsbereich (ÜB), Dichtelement DE 3 (Schotter/
Asphalt), geänderte Zuordnung der Farben zu den Spannungsbereichen)



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 9: Radialspannungen σ_r in [MPa]
 (Teilbereich DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt),
 geänderte Zuordnung der Farben zu den Spannungsbereichen)

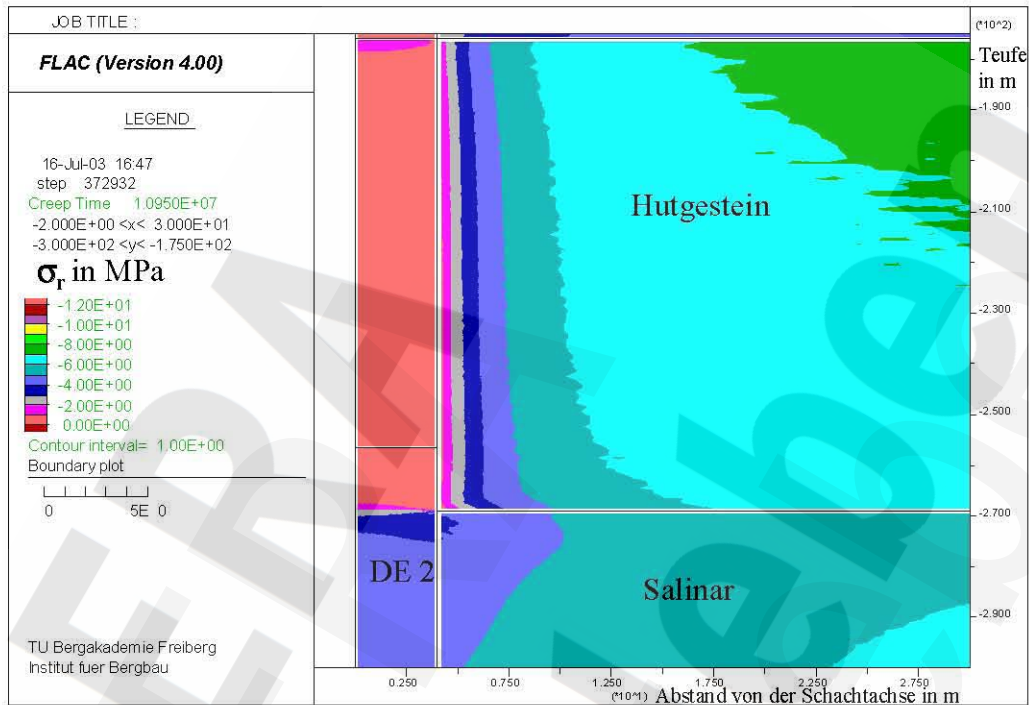
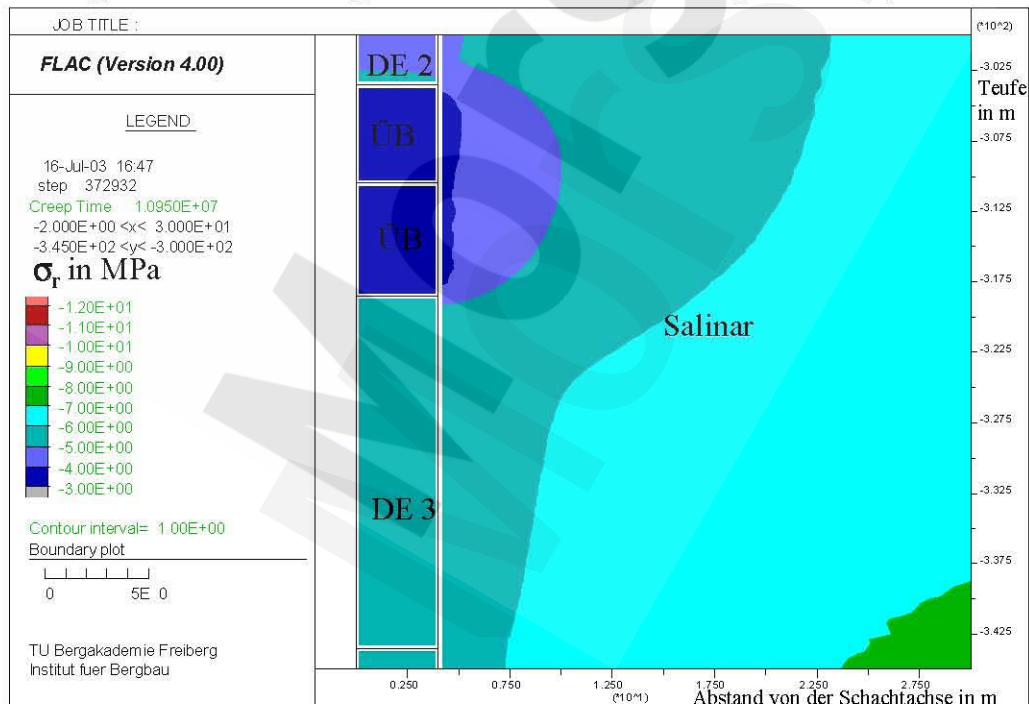


Bild 10: Radialspannungen σ_r in [MPa]
 (Teilbereich DE 2, Übergangsbereich (ÜB), DE 3 (Schotter/Asphalt),
 geänderte Zuordnung der Farben zu den Spannungsbereichen)



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 11: Tangentialspannungen σ_t in [MPa]
(Teilbereich DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt))

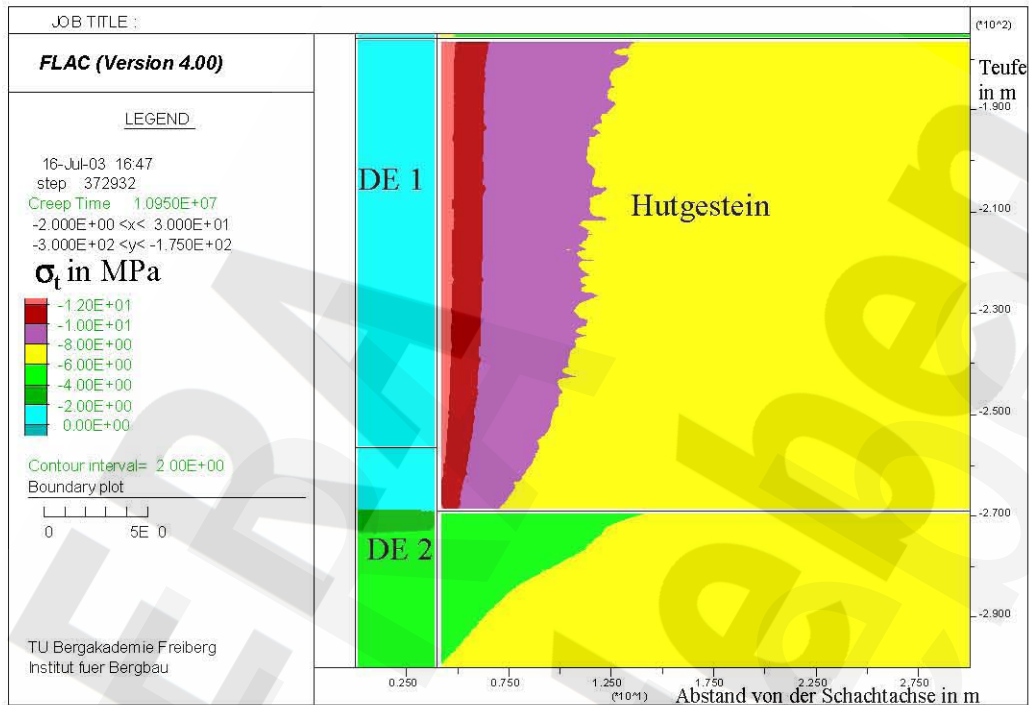
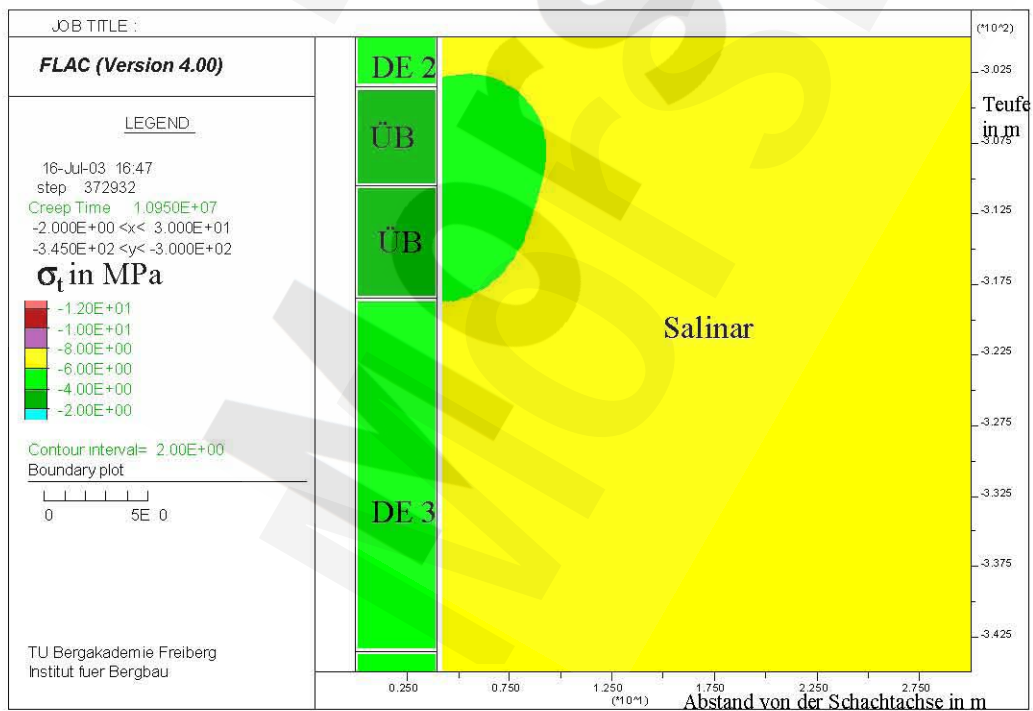


Bild 12: Tangentialspannungen σ_t in [MPa]
(Teilbereich DE 2, Übergangsbereich (ÜB), DE 3 (Schotter/Asphalt))



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 13: Maximale Hauptnormalspannungen σ_{NI} in der Betrachtungsebene in [MPa] (Teilbereich DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt))

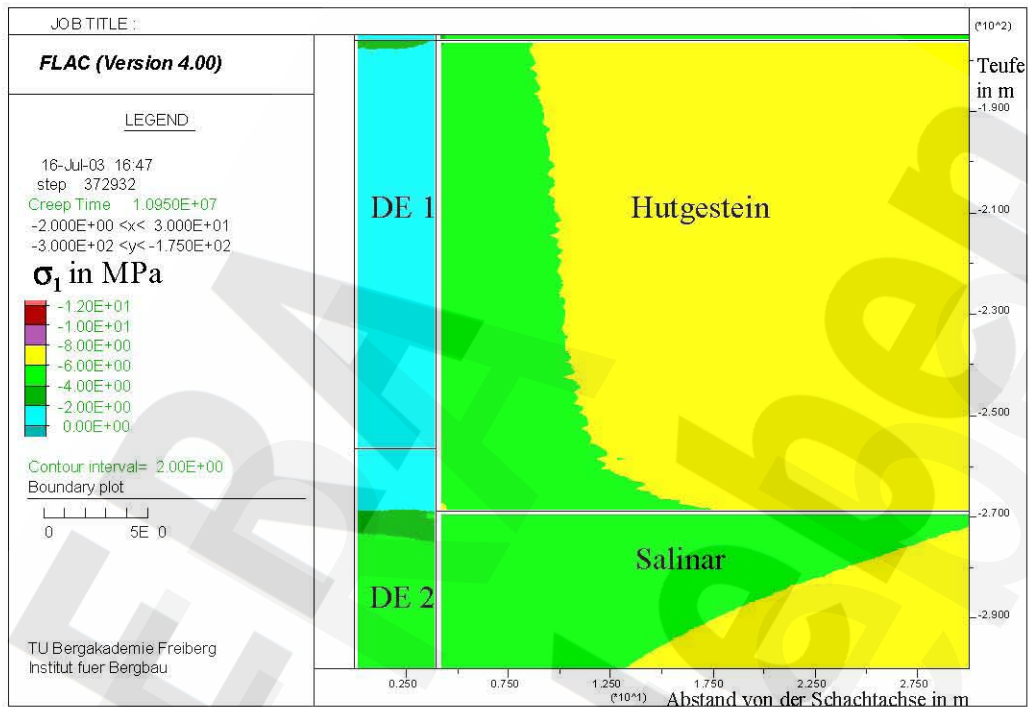
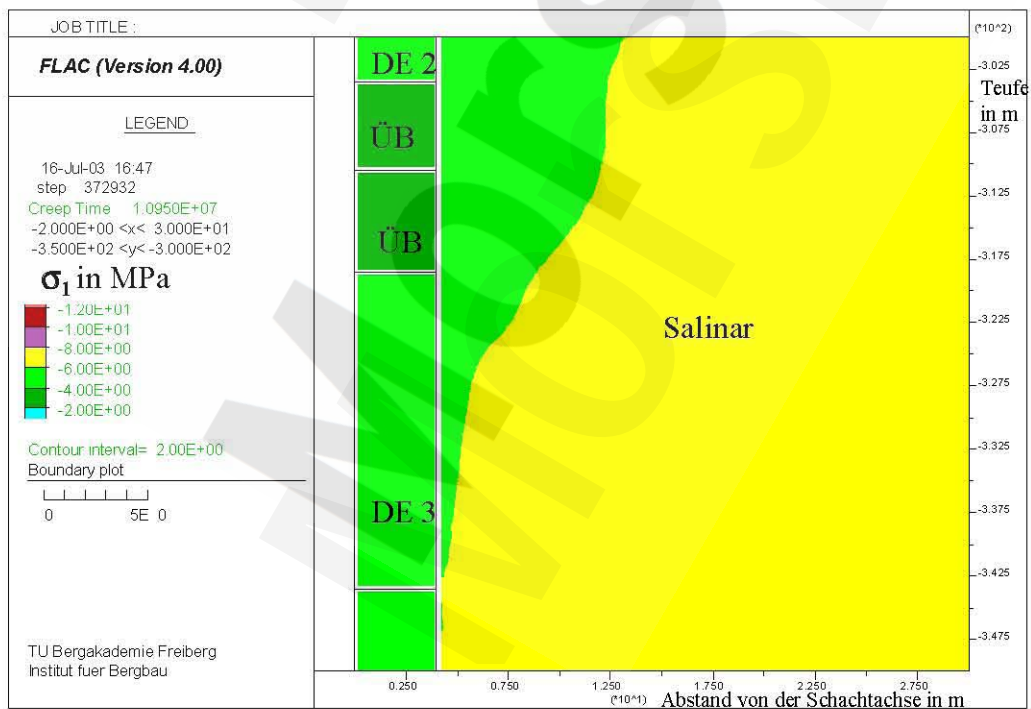


Bild 14: Maximale Hauptnormalspannungen σ_{NI} in der Betrachtungsebene in [MPa] (Teilbereich DE 2, Übergangsbereich (ÜB), DE 3 (Schotter/Asphalt))



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 15: Minimale Hauptnormalspannungen σ_{N2} in der Betrachtungsebene in [MPa] (Teilbereich DE 1 (Bentonit), DE 2 (Schotter/Asphalt))

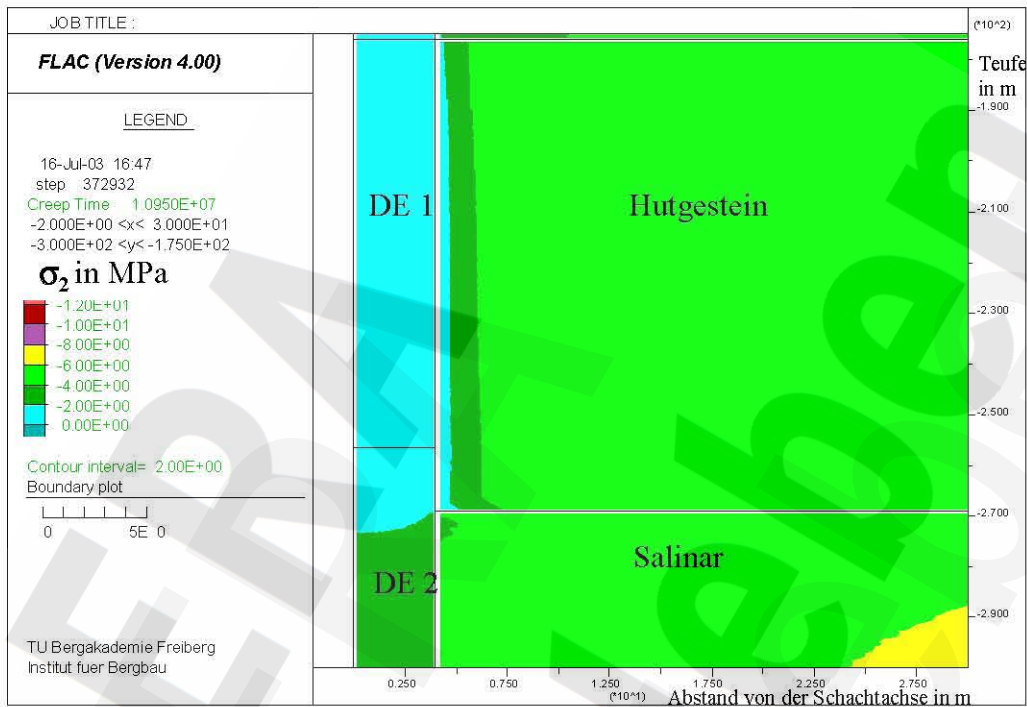
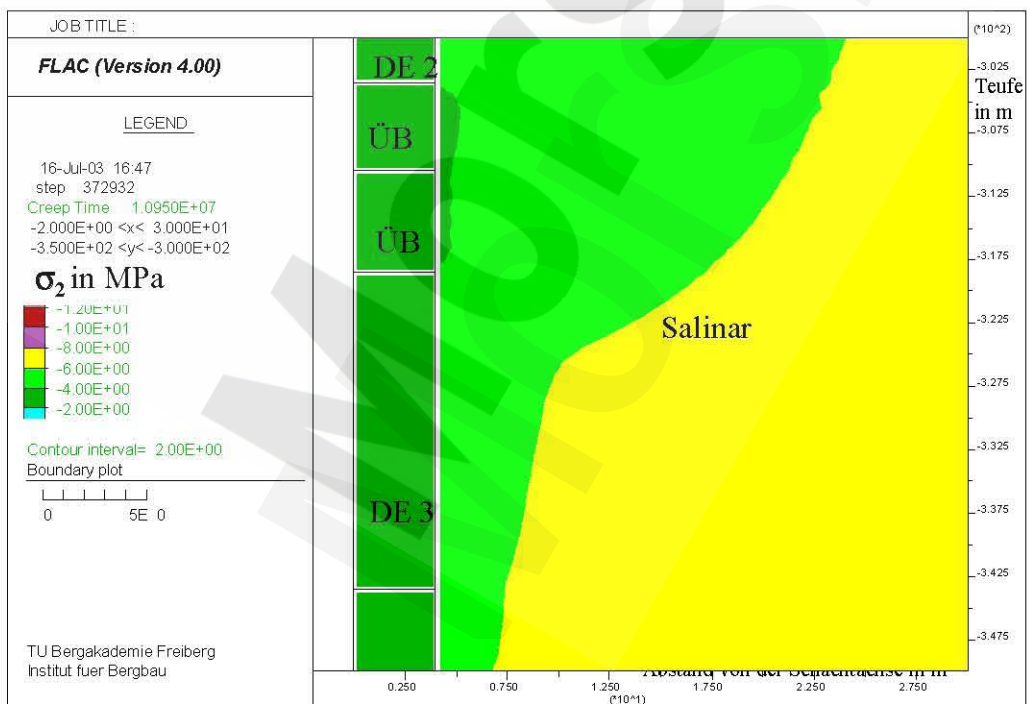


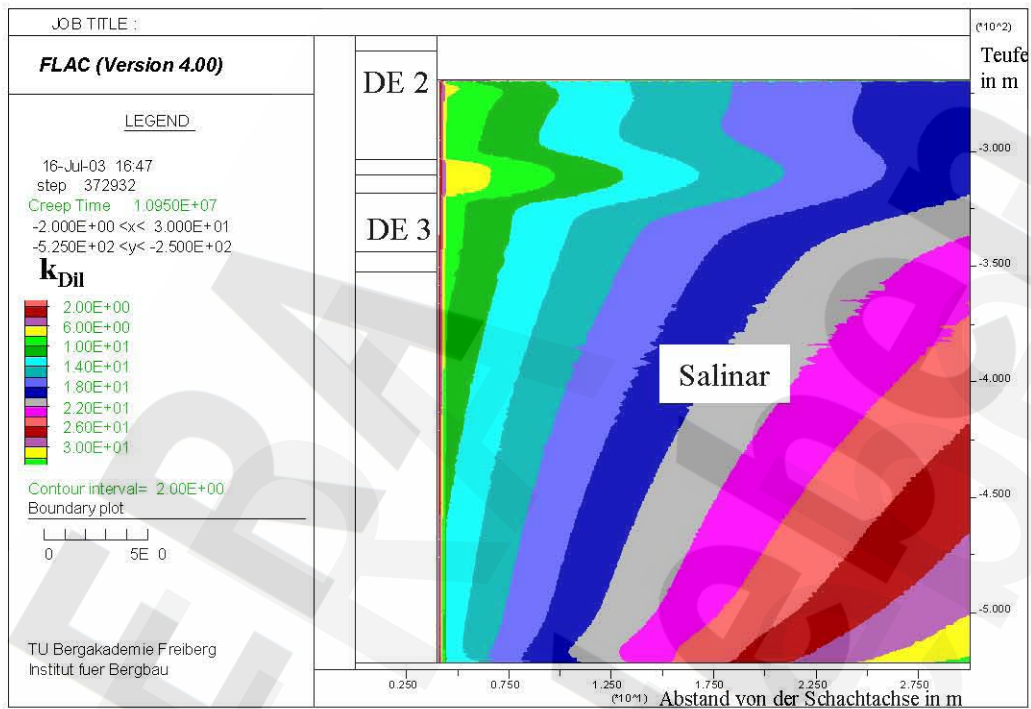
Bild 16: Minimale Hauptnormalspannungen σ_{N2} in der Betrachtungsebene in [MPa] (Teilbereich DE 2, Übergangsbereich (ÜB), DE 3 (Schotter/Asphalt))



Berechnungsfall GLF 1

Fluiddruck oben am Dichtelement DE 1, Aufkriechen des Salinargebirges in 30.000 a

Bild 17: Untersuchung des Salinar mit dem Dilatanzkriterium (Dilatanzkoeffizient k_{Dil})



Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

für die Lastfälle E 1, LF 1 bis 6, GE 1, GLF1, GLF 2, GLF 6

Die Berechnungsergebnisse und deren Auswertung werden in Form einer Tabelle dargestellt.

Die Sicherheitsanalyse beruht auf den formulierten Nachweiskriterien:

Kriterium 1: Nachweis der Konvergenz des numerischen Verfahrens.

Kriterium 2: Nachweis des Lastabtrages im Bereich der kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 und DE 3.

(Der Nachweis ist erbracht, wenn bei einer Belastung von oben (LF 1, LF 2, LF 3 – Übersicht der Bezeichnungen siehe unten) die Vertikalspannungen in DE 2 (σ_{V2e}) bzw. DE 3 (σ_{V3e}) auf das Niveau der Vertikalspannungen im Einbauzustand (σ_{VS}) abfallen bzw. wenn bei einer Belastung von unten / oben und unten (LF 4, LF 5, LF 6) die Beträge der Vertikalspannungen in DE 2, DE 3 (d. h. σ_{V2min} , σ_{V3min}) geringer sind als die Vertikalspannungen an der Oberkante von DE 2, DE 3 (σ_{V2OK} , σ_{V3OK}), d. h.

$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ und $-\sigma_{V3min} < -\sigma_{V3OK}$ gilt.

Bei den Berechnungen mit einer Berücksichtigung des Aufkriechens des Gebirges (GLF1, GLF 2, GLF 6) verdeutlichen Vergleiche der für diese Lastfälle berechneten Vertikalspannungen (DE 2: σ_{V2Ue} , σ_{V2Oe} ; DE 3: σ_{V3e}) mit den beim Lastfall GE 1 berechneten Vertikalspannungen (DE 2: σ_{V2O} , σ_{V2U} ; DE 3: σ_{V3G}) den Lastabtrag durch die Widerlager – Dichtelemente DE 2 und DE 3.)

Kriterium 3.1: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände in DE 2 im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn stets für den Bewertungskennwert $k_{\tau} > 1$ gilt.

Kriterium 3.2: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände im Gebirge im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn keine Zugspannungen auftreten ($\sigma_3 < 0$), wenn die Beanspruchungen nach dem MOHR-COULOMB-Bruchkriterium im zulässigen Bereich verbleiben ($k_{\tau B} > \min k_{\tau B} > 1$) bzw. keine höheren Beanspruchungen im Vergleich zum Einbauzustand eintreten ($\min k_{\tau B} \geq \min k_{\tau E}$) und im Salinargebirge keine dilatante Zone vorhanden ist ($k_{Dil} > 1$).

Kriterium 4: Zur Analyse der Gebrauchstauglichkeit dient die Auswertung der Vertikalverschiebung der Oberkante und Unterkante des Dichtelementes DE 1 (u_{OK} , u_{UK}), welche die maximal mögliche Auflockerung des Dichtelementes DE 1 charakterisiert. Weiterhin wird die Kompaktion des Dichtelementes DE 1 ($u_{OK} - u_{UK}$) berechnet.

Kriterium 5: Der Nachweis der Haftreibung in der Kontaktzone ist erbracht, wenn $k_{\tau K} > 1$ gilt.

Bezeichnungen:

σ_{VS}	Vertikalspannung in den kombinierten Widerlager-Dichtelementen (Schotter/Asphalt) im Einbauzustand (Siloeffekt)
σ_{V2e}	Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 bei Fluiddruckbelastung nach dem Lastabtrag in das Gebirge
σ_{V3e}	Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 bei Fluiddruckbelastung nach dem Lastabtrag in das Gebirge
σ_{V2min}	Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 (Minimierung nach dem Betrag, Druckspannungen negativ)
σ_{V3min}	Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3
σ_{V2OK}	Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
σ_{V3OK}	Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3
σ_{VO}	Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Endzustand nach 30.000 Jahren, ohne Fluiddruckbelastung (Vergleichswert)
σ_{VU}	Vertikalspannungen an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Endzustand nach 30.000 Jahren, ohne Fluiddruckbelastung (Vergleichswert)
σ_{VOe}	Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Endzustand nach 30.000 Jahren, mit Fluiddruckbelastung
σ_{VUe}	Vertikalspannungen an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Endzustand nach 30.000 Jahren, mit Fluiddruckbelastung
σ_{V3G}	Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3, Endzustand nach 30.000 Jahren, ohne Fluiddruckbelastung (Vergleichswert)
σ_{V3e}	Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3, Endzustand nach 30.000 Jahren, mit Fluiddruckbelastung
k_{τ}	Bewertungskennwert nach dem MOHR-COULOMB-Bruchkriterium (nach Formel (6))
$k_{\tau E}$	k_{τ} im Gebirge unmittelbar nach dem Einbau der Verfüllsäule (keine Belastung durch Fluiddruck und Quelldruck (E 1, GE 1))
$k_{\tau B}$	k_{τ} im Gebirge bei Belastung der Verfüllsäule durch den Fluiddruck (LF 1, ..., LF 6) bzw. Fluiddruck und Gebirgsdruck (GLF 1, GLF 2, GLF 6)
$\min k_{\tau}$	Minimum des Bewertungskennwertes

σ_3	Kleinste Hauptnormalspannung (siehe Erläuterungen zu Formel (6))
k_{Dil}	Verhältniszahl von Oktaederschubspannung in der Dilatanzgrenze zur vorhandenen Oktaederschubspannung (nach Formel (8))
u_{OK}	Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 1
u_{UK}	Vertikalverschiebung der Unterkante des Dichtelementes DE 1
$k_{\tau K}$	Bewertungskennwert für die Beanspruchung der Kontaktfuge (Nachweis der Haftreibung - siehe Formel (9))
$k_{\tau KHut}$	Bewertungskennwert $k_{\tau K}$ für die Kontaktfuge kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2 / Hutgestein
$k_{\tau KSal}$	Bewertungskennwert $k_{\tau K}$ für die Kontaktfuge kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2 / Salinar

Lastfälle:

<i>E1:</i>	Einbauzustand (Belastung nur durch das Eigengewicht)
<i>LF1:</i>	Fluiddruck von oben an der Oberkante des Dichtelementes DE 1
<i>LF2:</i>	Fluiddruck von oben an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
<i>LF3:</i>	Fluiddruck von oben am Übergangsbereich
<i>LF4:</i>	Fluiddruck von oben an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 und von unten am Übergangsbereich
<i>LF5:</i>	Fluiddruck von oben am Übergangsbereich und unten an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 3
<i>LF6:</i>	Fluiddruck von unten am Übergangsbereich
<i>GE1:</i>	Zustand nach 30.000 Jahren, Belastung nur durch das Eigengewicht und den Gebirgsdruck infolge der rheologischen Gebirgseigenschaften
<i>GLF1:</i>	Fluiddruck von oben an der Oberkante des Dichtelementes DE 1, Zustand nach 30.000 Jahren
<i>GLF2:</i>	Fluiddruck von oben an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Zustand nach 30.000 Jahren
<i>GLF6:</i>	Fluiddruck von unten am Übergangsbereich, Zustand nach 30.000 Jahren

Auswertung der Berechnungen mit dem Gesamtmodell

Nachweiskriterien			Ergebnisse der Berechnungsfälle											
Nr.	Beschreibung	Einheit	E1	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6	GE 1	GLF 1	GLF 2	GLF 6	
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteelementes DE 2	[MPa]	$\sigma_{vS} = -0,2$	$\sigma_{v2e} = -0,2$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v2e} = 0$	$\sigma_{v2e} = -0,3$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v2e} < 0,1$	$\sigma_{v2e} = -0,5$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v2e} < 0,3$	$\sigma_{v2min} = -0,5$ $\sigma_{v20K} = -4,9$ $-\sigma_{v2min} < -\sigma_{v20K}$	$\sigma_{v2e} = -0,5$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v2e} < 0,3$	$\sigma_{v2min} = -0,2$ $\sigma_{v20K} = -0,3$ $-\sigma_{v2min} < -\sigma_{v20K}$	$\sigma_{v20} = -0,3$ $\sigma_{v2U} = -3,1$	$\sigma_{v2Ue} = -3,1$ $ \sigma_{v2U} - \sigma_{v2Ue} = 0$	$\sigma_{v2Ue} = -3,1$ $ \sigma_{v2U} - \sigma_{v2Ue} = 0$	$\sigma_{v20e} = -0,3$ $ \sigma_{v20} - \sigma_{v20e} = 0$	
		[MPa]	$\sigma_{vS} = -0,2$	$\sigma_{v3e} = -0,2$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v3e} = 0$	$\sigma_{v3e} = -0,2$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v3e} = 0$	$\sigma_{v3e} = -0,3$ $ \sigma_{vS} - \sigma_{v3e} < 0,1$	nicht belastet	nicht belastet	$\sigma_{v3min} = -1,3$ $-\sigma_{v3min} < -\sigma_{v30K}$	nicht belastet	$\sigma_{v3G} = -3,4$ $ \sigma_{v3G} - \sigma_{v3e} = 0$	$\sigma_{v3e} = -3,4$ $ \sigma_{v3G} - \sigma_{v3e} = 0$	$\sigma_{v3e} = -3,4$ $ \sigma_{v3G} - \sigma_{v3e} = 0$	nicht belastet
3.1	Bewertung der Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule mit k_t	im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2	im Bereich des Hutgesteins	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,03$	$k_t > 1,05$	$k_t > 1,01$
			im Bereich des Salinars	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,6$	$k_t > 2,0$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,6$	$k_t > 2,0$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,6$	$k_t > 2,0$	$k_t > 1,7$	
		kombinierten Widerlager-Dichteelementes DE 3	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,4$	$k_t > 1,6$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,7$	$k_t > 3,3$	$k_t > 3,3$	$k_t > 3,3$	$k_t > 3,1$	
3.2	Bewertung der Beanspruchungszustände im Gebälge	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	
			$\min k_{tB} = 1,1$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 0,4$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 1,2$	$\min k_{tB} = 0,4$	
			$\min k_{tE} = 0,4$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} = \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tE} = \min k_{tB}$	
		$k_{Dil} > 1,2$	$k_{Dil} > 1,2$	$k_{Dil} > 1,2$	$k_{Dil} > 1,2$	$k_{Dil} > 1,2$	$k_{Dil} > 1,1$	$k_{Dil} > 1,1$	$k_{Dil} > 2,8$	$k_{Dil} > 2,8$	$k_{Dil} > 2,8$	$k_{Dil} > 1,93$		
4	Differenz der Vertikalverschiebungen im Dichtelement DE1, Längenänderung von DE1 (Kompaktion)	[cm]	$u_{OK} = 30,2$ $u_{UK} = 12,3$ $u_{OK} - u_{UK} = 17,9$	$u_{OK} = 53,2$ $u_{UK} = 12,3$ $u_{OK} - u_{UK} = 40,9$	$u_{OK} = 45,5$ $u_{UK} = 27,9$ $u_{OK} - u_{UK} = 17,6$	$u_{OK} = 45,7$ $u_{UK} = 44,2$ $u_{OK} - u_{UK} = 1,5$	$u_{OK} = 45,5$ $u_{UK} = 27,9$ $u_{OK} - u_{UK} = 17,6$	$u_{OK} = 45,7$ $u_{UK} = 44,2$ $u_{OK} - u_{UK} = 1,5$	$u_{OK} = 30,2$ $u_{UK} = 12,2$ $u_{OK} - u_{UK} = 18,0$	$u_{OK} = 31,0$ $u_{UK} = 12,9$ $u_{OK} - u_{UK} = 18,1$	$u_{OK} = 53,8$ $u_{UK} = 13,0$ $u_{OK} - u_{UK} = 40,8$	$u_{OK} = 46,1$ $u_{UK} = 28,6$ $u_{OK} - u_{UK} = 17,5$	$u_{OK} = 30,4$ $u_{UK} = 12,4$ $u_{OK} - u_{UK} = 20,0$	
5	Nachweis der Haftreibung in der Kontaktfläche mit k_{tK}	[-]	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,06$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,06$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	
			$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,01$	$k_{tK} > 1,02$	$k_{tK} > 1,09$	$k_{tK} > 1,03$	$k_{tK} > 1,03$	$k_{tK} > 1,03$	$k_{tK} > 10,2$	$k_{tK} > 10,2$	$k_{tK} > 10,2$	$k_{tK} > 2,5$

Grafische Auswertungen zum Lastabtragsverhalten

Für alle betrachteten Berechnungsfälle erfolgte eine grafische Auswertung der Vertikalspannungen σ_v in den lastabtragenden Elementen (kombinierte Widerlager-Dichtelemente DE 2 und DE 3) sowie im Dichtelement DE 1 und im Übergangsbereich zwischen DE 2 und DE 3. Folgende Auswertungen sind in der Anlage enthalten:

Lastfall E 1: Einbauzustand (Blätter 2, 3)

(Lastfall LF 1: Fluiddruck von oben an DE 1, Referenzfall, siehe Anlage 6, Blatt 2)

Lastfall LF 2: Fluiddruck von oben an DE 2 (Blatt 4)

Lastfall LF 3: Fluiddruck von oben am Übergangsbereich (Blätter 5, 6)

Lastfall LF 4: Fluiddruck von oben an DE 2 und unten am Übergangsbereich (Blatt 7)

Lastfall LF 5: Fluiddruck von oben am Übergangsbereich und unten an DE 3 (Blätter 8, 9)

(Lastfall LF 6: Fluiddruck von unten am Übergangsbereich, Referenzfall, siehe Anlage 7, Blatt 2)

Lastfall GE1: Zustand nach 30.000 a, d. h. Berücksichtigung des Gebirgsdruckes
in Folge des Aufkriechens des Salinars;

Vergleichsrechnung ohne Fluiddruckbelastung (Blätter 10, 11)

(Lastfall GLF1: Fluiddruck von oben an DE 1, Zustand nach 30.000 a, siehe Anlage 8, Blätter 4, 5)

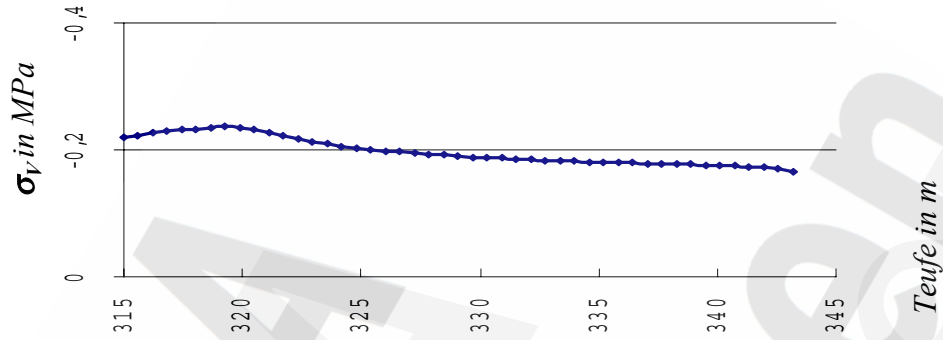
Lastfall GLF2: Fluiddruck von oben an DE 2, Zustand nach 30.000 a (Blätter 12, 13)

Lastfall GLF6: Fluiddruck von unten am Übergangsbereich, Zustand nach 30.000 a (Blatt 14)

Berechnungsfall E1

Einbauzustand, ohne Fluiddruckbelastung, Belastung durch Eigengewicht

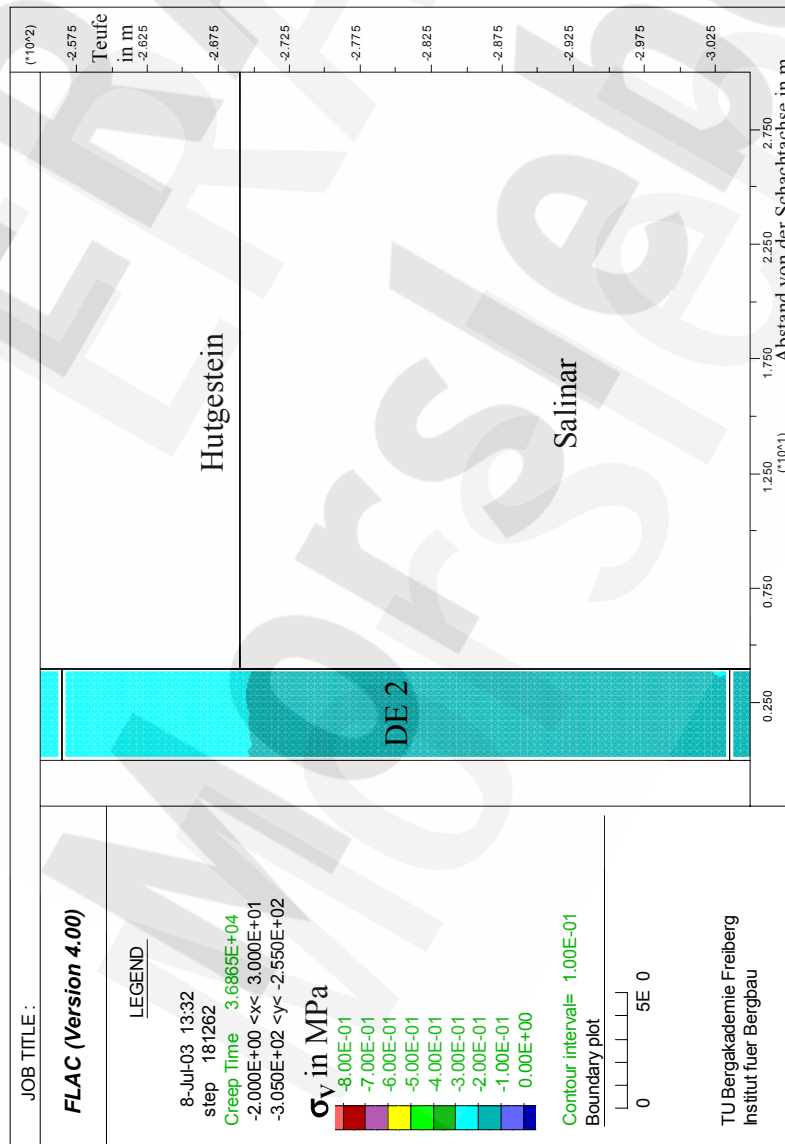
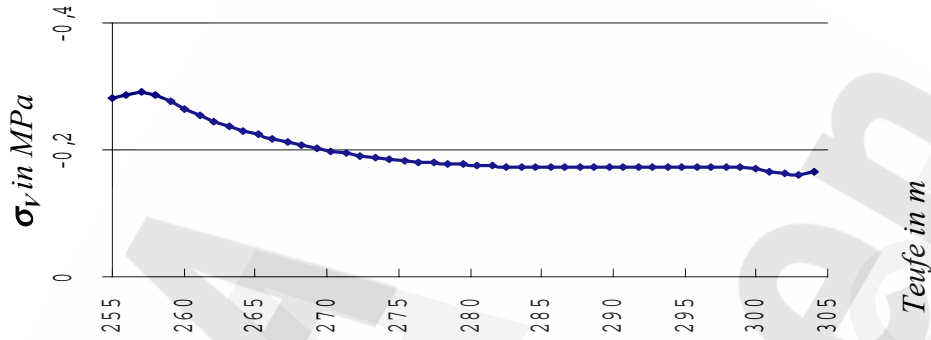
Vertikalspannungen σ_v im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 3 (Schotter/ Asphalt)



Berechnungsfall E1

Einbauzustand, ohne Fluiddruckbelastung, Belastung durch Eigengewicht

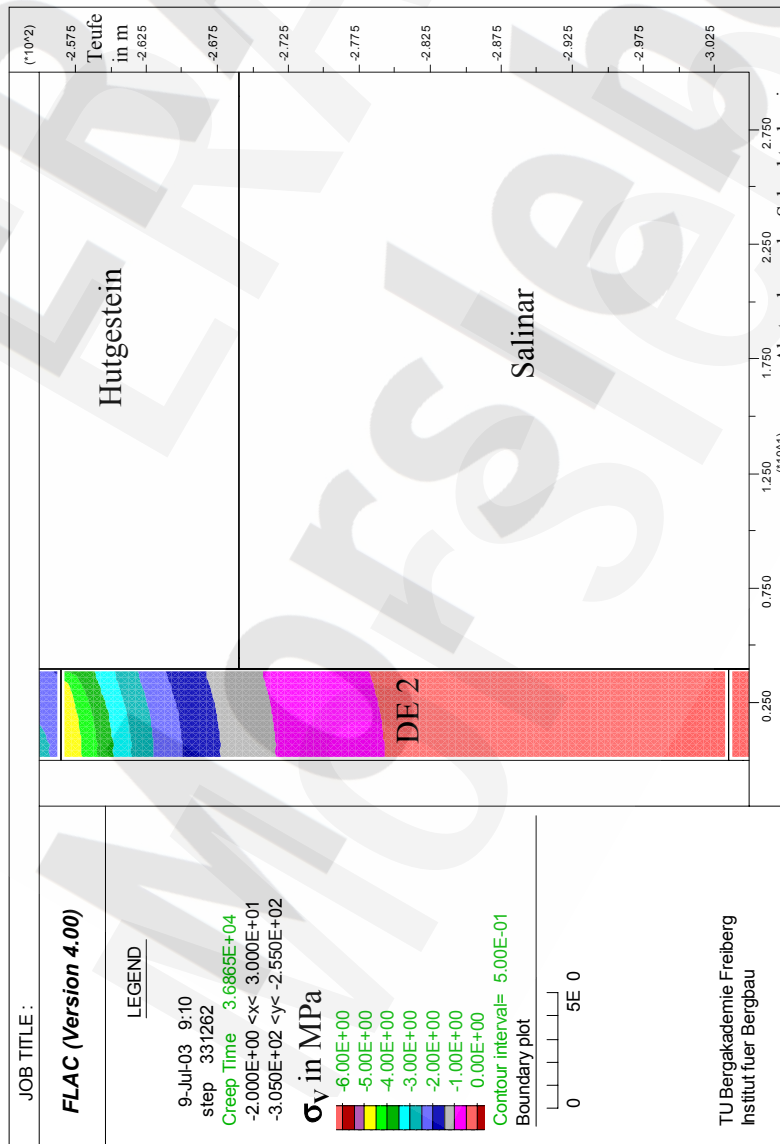
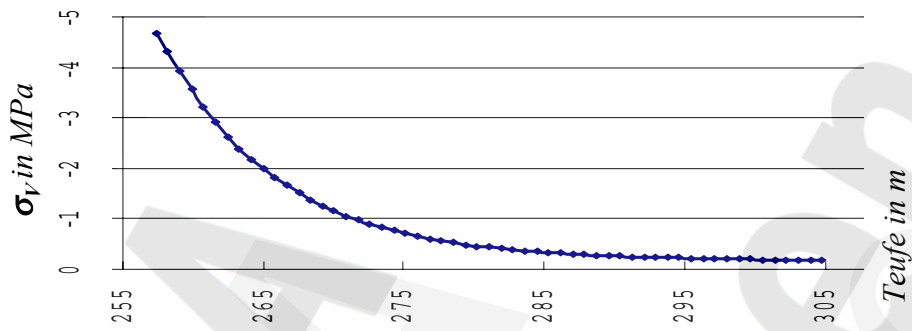
Vertikalspannungen σ_v im Dichtelement DE 2 (Schotter/ Asphalt)



Berechnungsfall LF2

Lastfall Fluiddruck von oben p_{F0} am Dichtelementes DE 2 (Schotter/Asphalt)

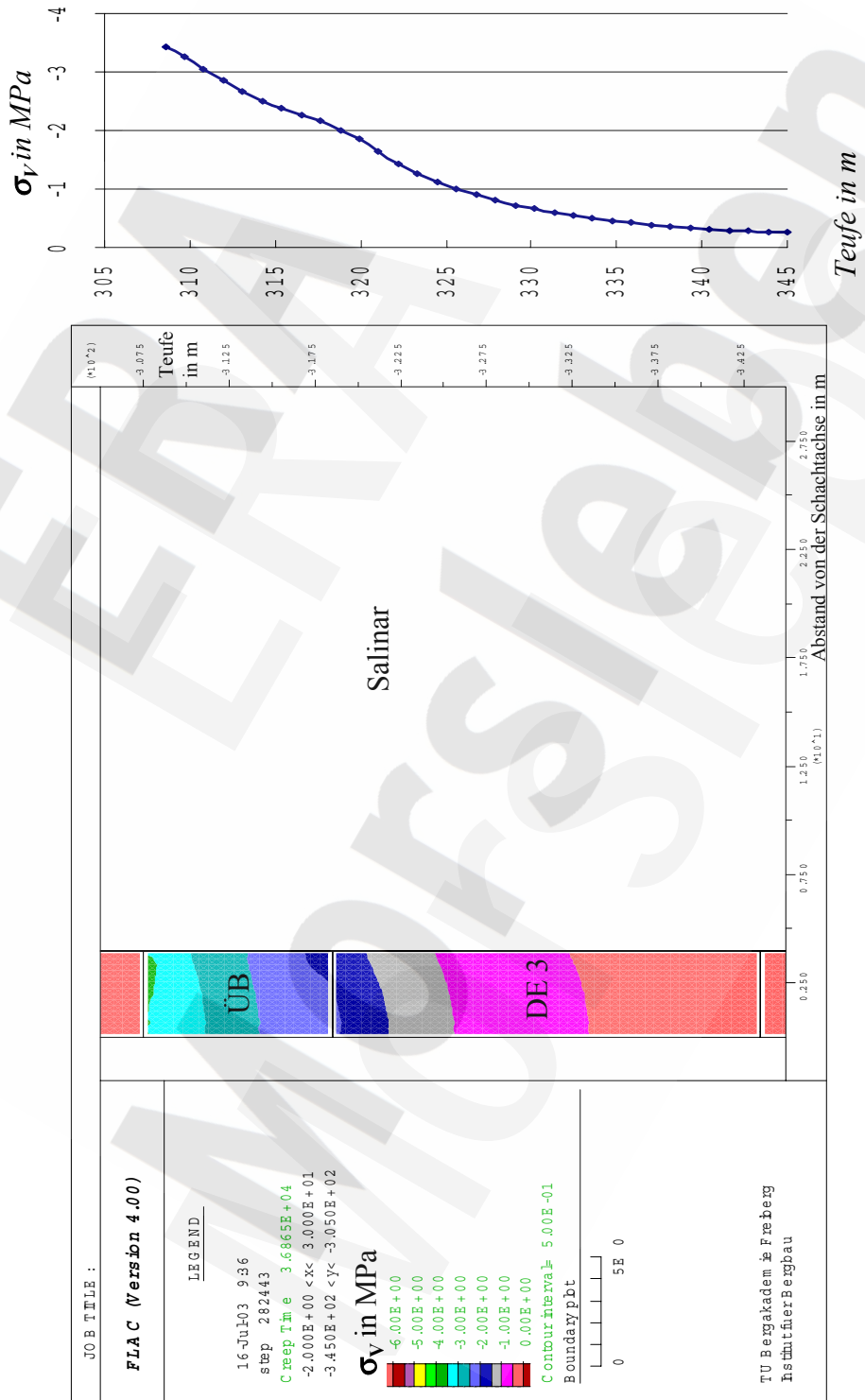
Vertikalspannungen σ_v in [MPa] im Bereich der Dichtelementes DE 2



Berechnungsfall LF3

Fluiddruck von oben p_{F0} am Übergangsbereich

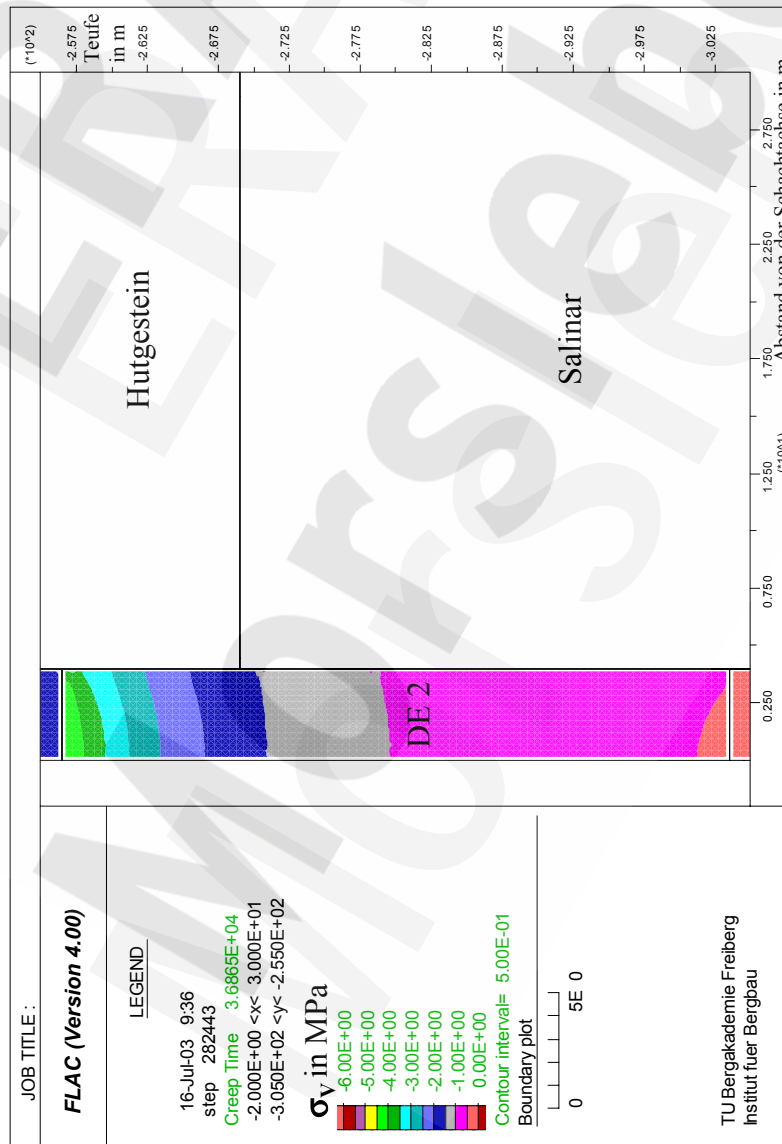
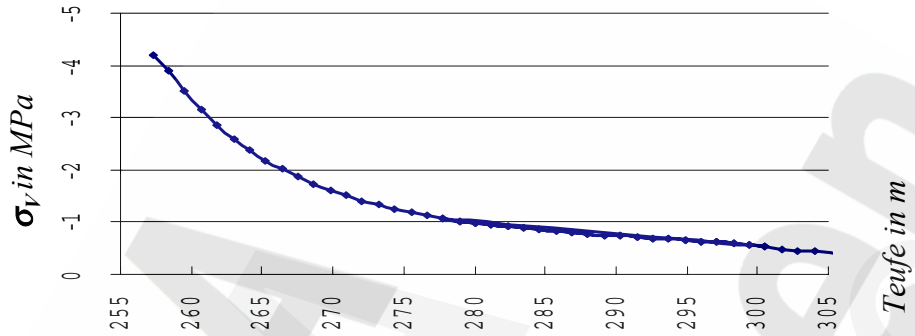
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall LF 3

Fluiddruck von oben p_{F_0} am Übergangsbereich

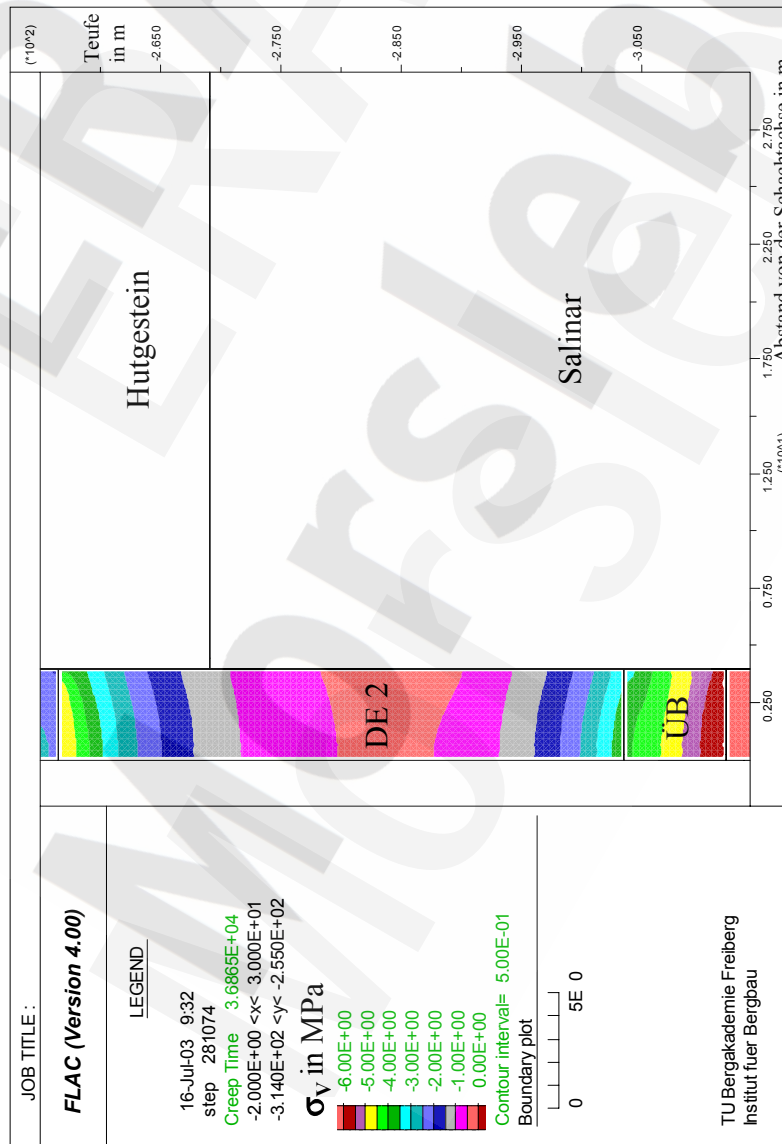
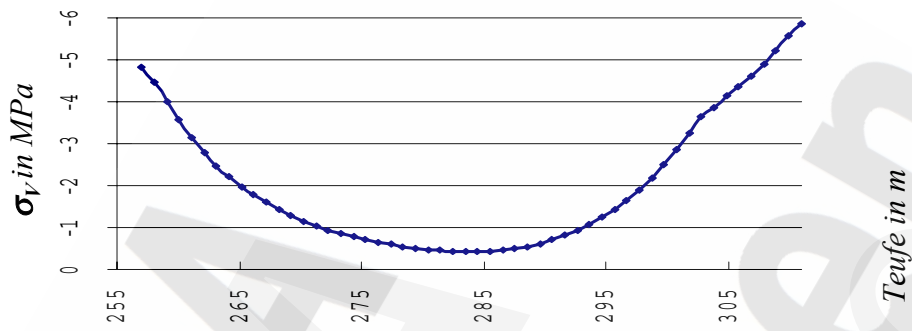
Effektive Vertikalspannungen σ_v in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall LF4

Lastfall Fluiddruck von oben p_{F0} am Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt) und unten p_{Fu} am Übergangsbereich (ÜB)

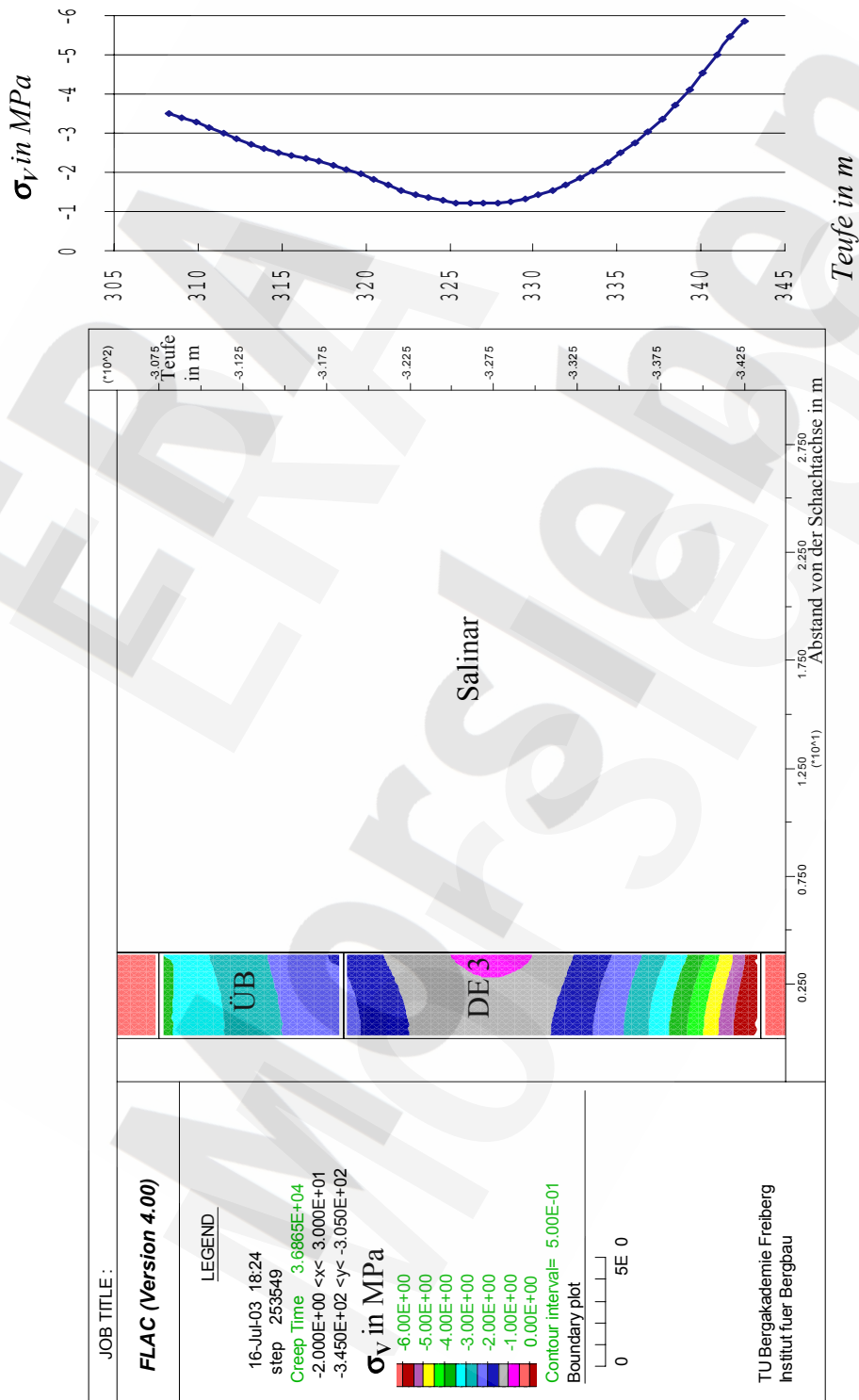
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 und im Übergangsbereich (ÜB)



Berechnungsfall LF 5

Fluiddruck von oben p_{F0} am Übergangsbereich
und unten p_{Fu} am Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)

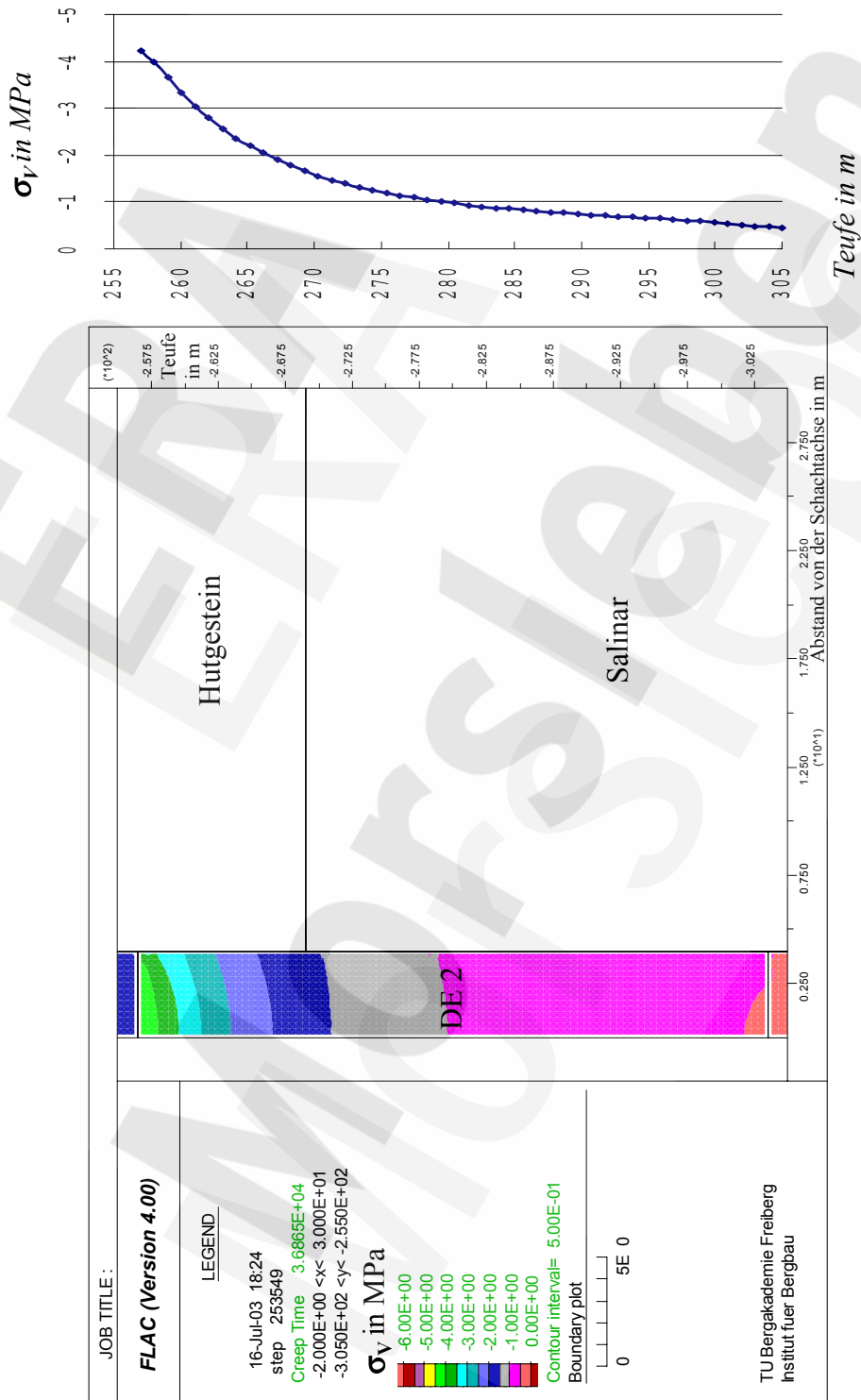
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 3



Berechnungsfall LF 5

Fluiddruck von oben p_{F0} am Übergangsbereich
und unten p_{Fu} am Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)

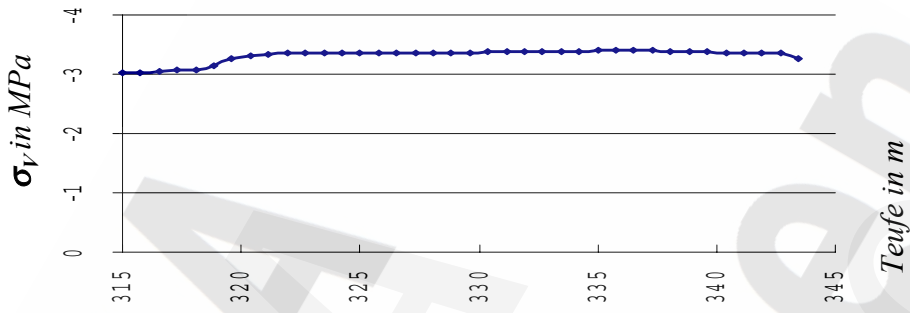
Effektive Vertikalspannungen σ_v in [MPa] im Dichtelement DE 2



Berechnungsfall GE 1

Einbauzustand, ohne Fluidruckbelastung, Belastung durch Gebirgsdruck (Aufkriechen des Salinargebirges) und Eigengewicht

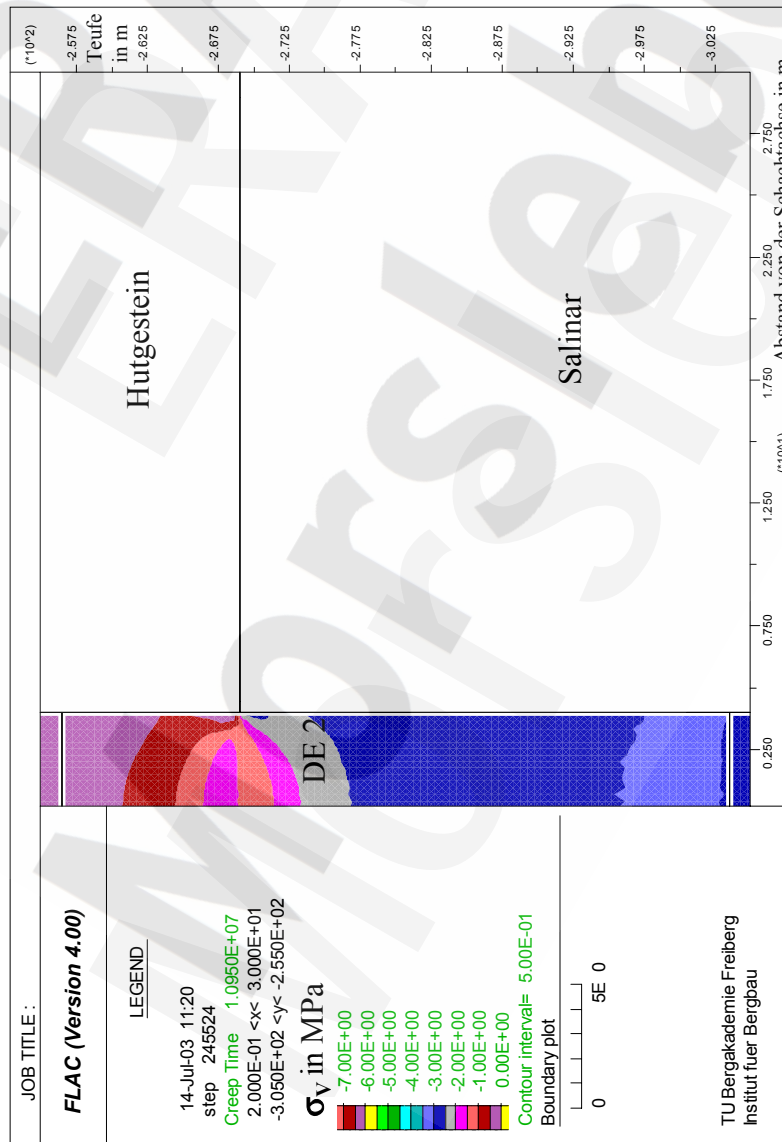
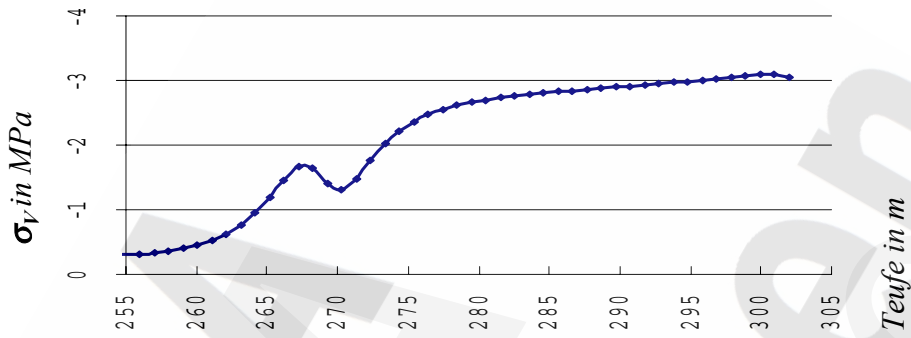
Vertikalspannungen σ_v in [MPa] im Übergangsbereich (ÜB) und Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall GE 1

Einbauzustand, ohne Fluiddruckbelastung, Belastung durch Gebirgsdruck (Aufkriechen des Salinargebirges) und Eigengewicht

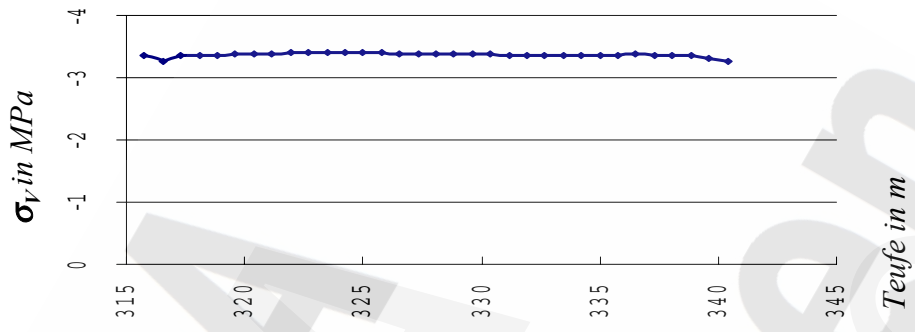
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall GLF 2

Fluiddruckbelastung oben am Dichtelement DE 2 (Schotter/ Asphalt), Berücksichtigung des Quelldruckes in DE1, Belastung durch Gebirgsdruck (Aufkriechen) und Eigengewicht

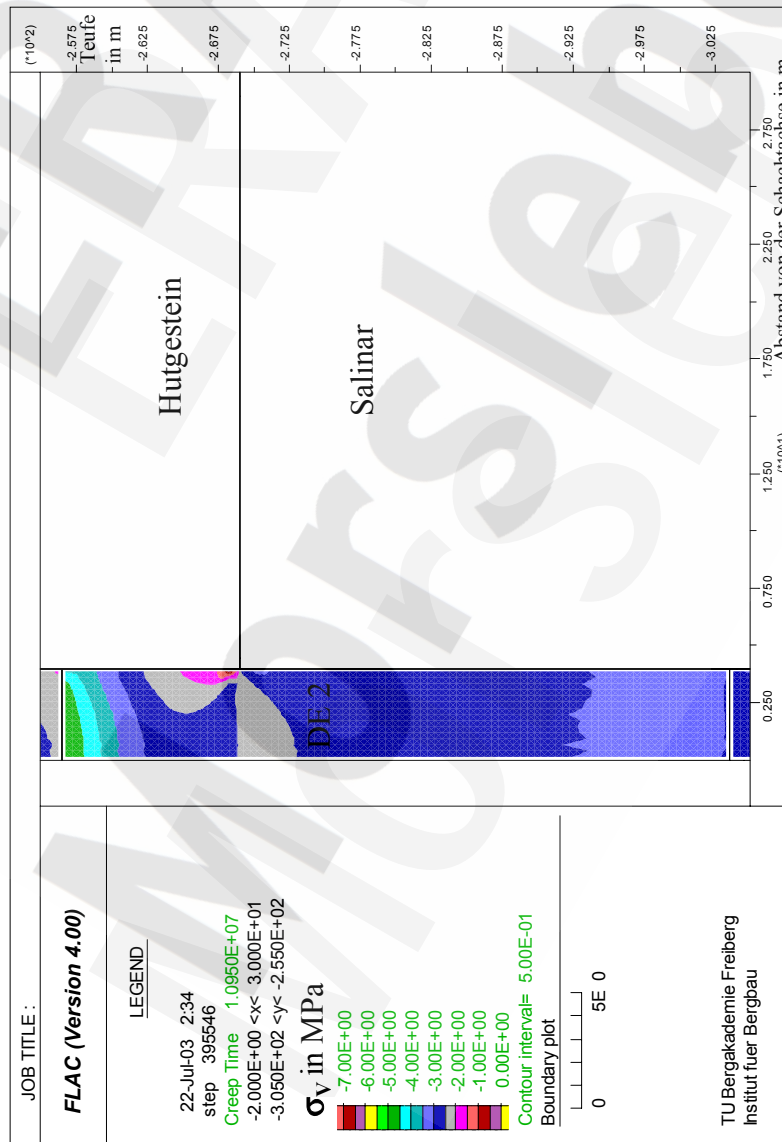
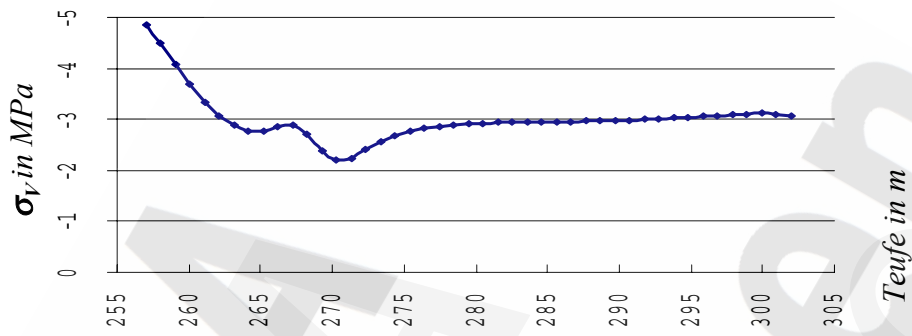
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 3 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall GLF 2

Fluiddruckbelastung oben Dichtelement DE2(Schotter/ Asphalt), Berücksichtigung
 Quelldruck in DE1, Belastung durch Gebirgsdruck (Aufkriechen) und Eigengewicht

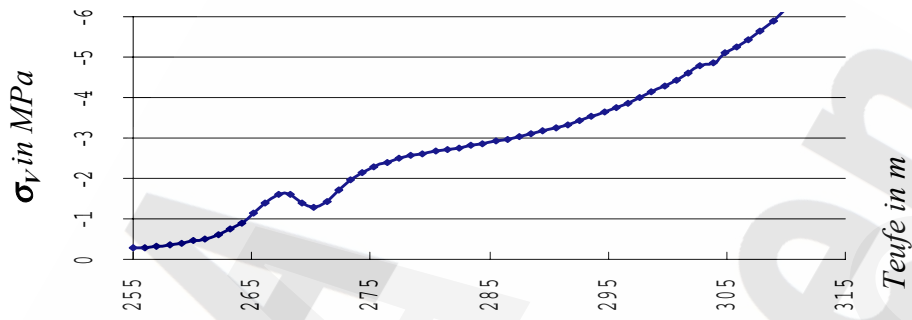
Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Berechnungsfall GLF 6

Fluiddruck unten am Übergangsbereich (ÜB) sowie Belastung durch Gebirgsdruck (Aufkriechen) und Eigengewicht

Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt) und Übergangsbereich (ÜB)



Geomechanische Untersuchung der Füllörter

Die Untersuchungen zum Einfluss der im Bereich der unteren Widerlagersäule befindlichen Füllorte beruhen auf numerischen Berechnungen mit drei Füllortgeometrien.

Folgende Darstellungen und Auswertungen sind in der Anlage enthalten:

1. Füllort mit rechteckiger Form:

(Höhe: 6,8m)

Geometrie mit Darstellung der im Berechnungsverlauf im Detail betrachteten Modellpunkte (Blatt 2, Bild 1),

Horizontalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 2, Bild 2),

Vertikalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 3, Bild 3),

Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen (Blatt 3, Bild 4),

2. Füllort mit trapezförmiger Form, Variante1

(Höhe am Schacht: 8,4m; Höhe nach 4,5m: 2,8m)

Geometrie mit Darstellung der im Berechnungsverlauf im Detail betrachteten Modellpunkte (Blatt 4, Bild 5),

Horizontalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 4, Bild 6),

Vertikalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 5, Bild 7),

Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen (Blatt 5, Bild 8),

3. Füllort mit trapezförmiger Form, Variante2

(Höhe am Schacht: 6,6m; Höhe nach 4,9m: 4,8m)

Geometrie mit Darstellung der im Berechnungsverlauf im Detail betrachteten Modellpunkte (Blatt 6, Bild 9),

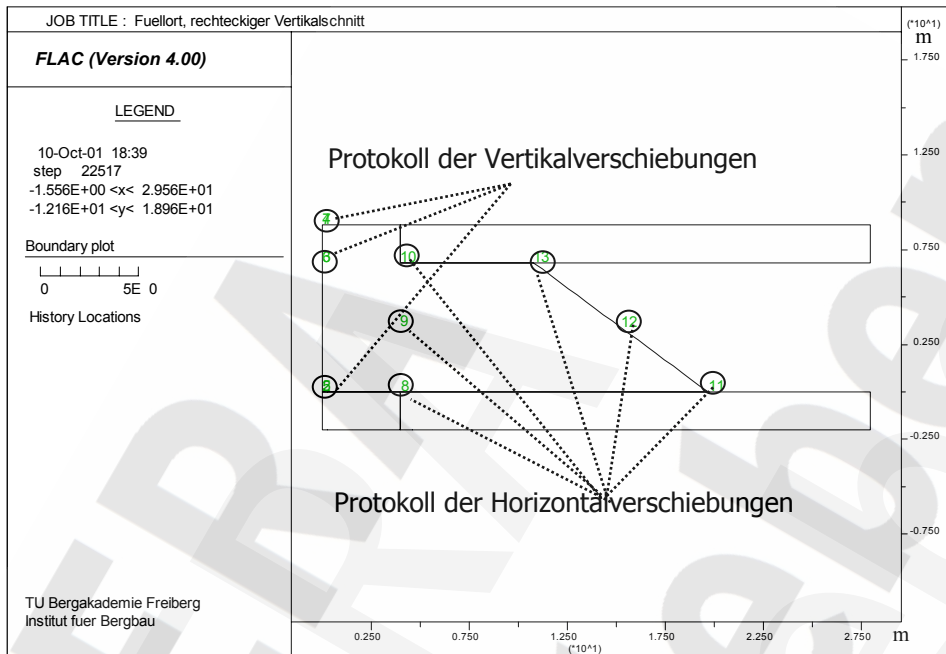
Horizontalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 6, Bild 10),

Vertikalverschiebungen in ausgewählten Punkten im Berechnungsverlauf (Blatt 7, Bild 11),

Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen (Blatt 7, Bild 12)

Geomechanische Untersuchung der Füllörter, rechteckige Form

Bild 1: Geometrie



Geomechanische Untersuchung der Füllörter, rechteckige Form

Bild 3: Vertikalverschiebungen u_V in ausgewählten Punkten (siehe Bild 1) im Berechnungsverlauf in [m]

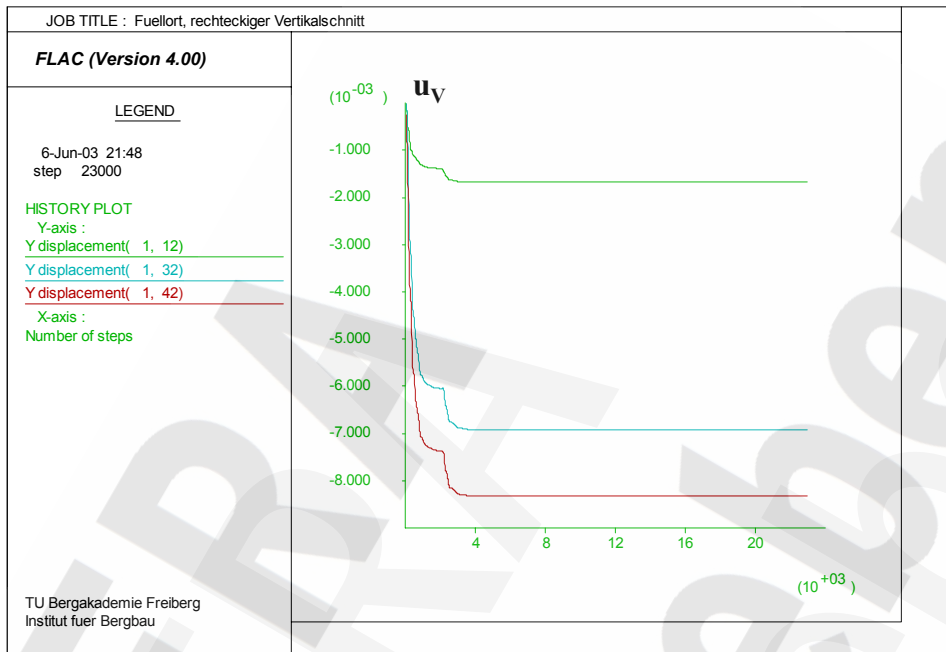
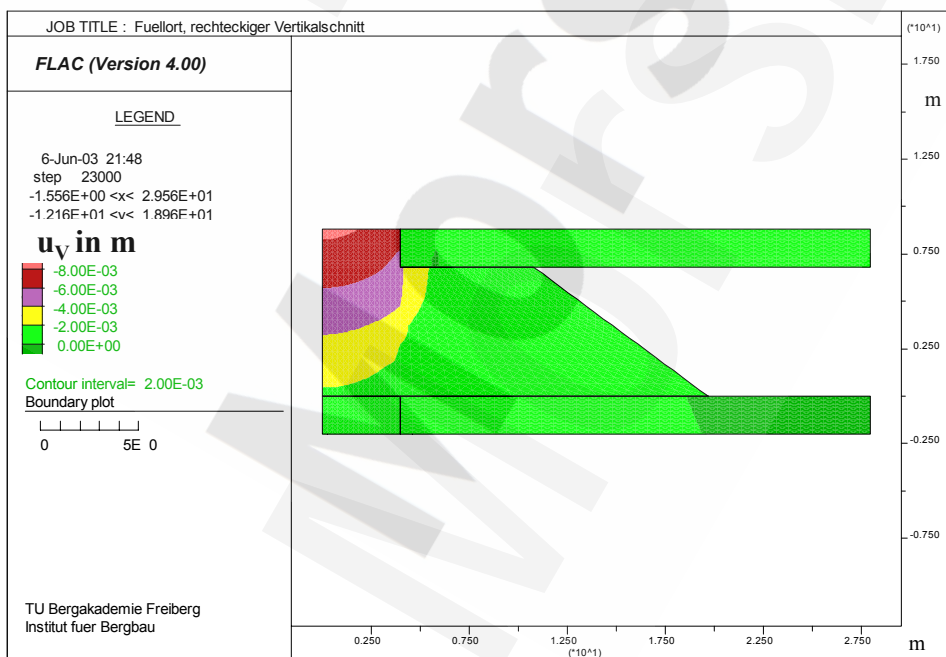


Bild 4: Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen u_V in [m]



Geomechanische Untersuchung der Füllorte, trapezförmige Form, Variante 1

Bild 5: Geometrie (Höhe am Schacht: 8,4 m; Höhe nach 4,5 m: 2,8 m)

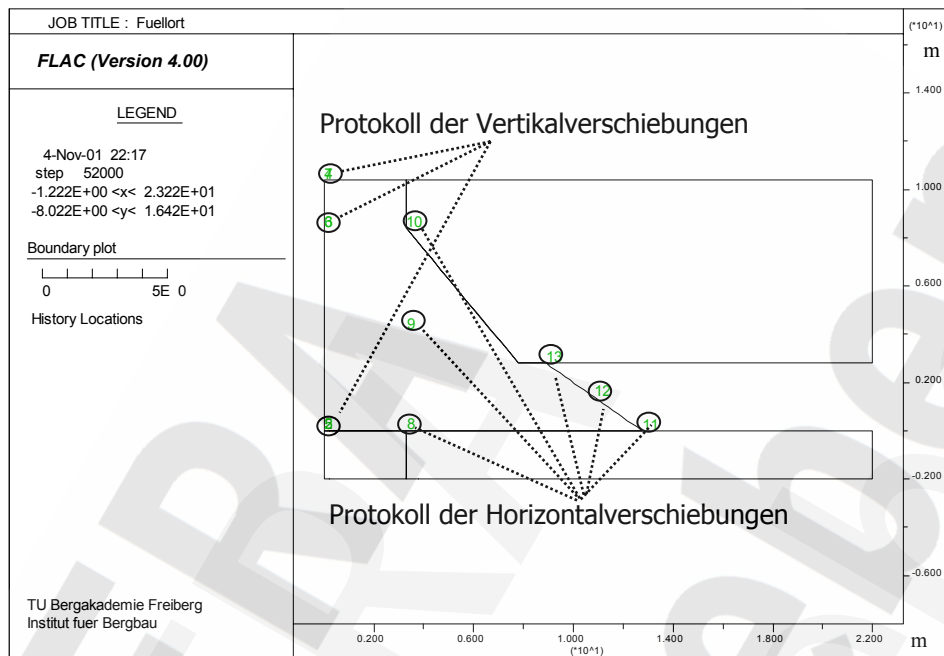
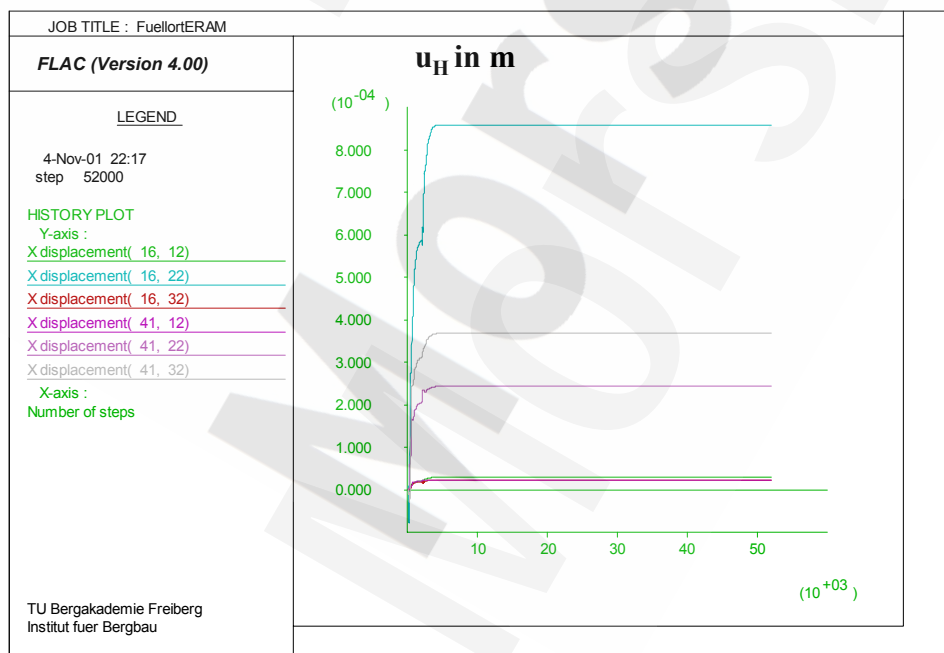


Bild 6: Horizontalverschiebungen u_H in ausgewählten Punkten (siehe Bild 5) im Berechnungsverlauf in [m]



Geomechanische Untersuchung der Füllörter, rechteckige Form

Bild 7: Vertikalverschiebungen u_V in ausgewählten Punkten (siehe Bild 5) im Berechnungsverlauf in [m]

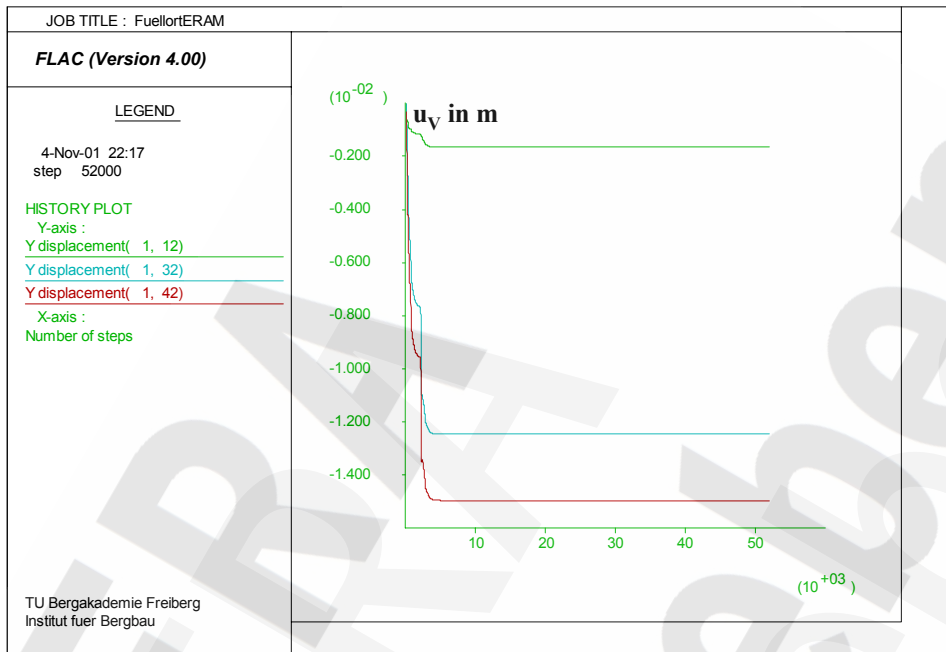
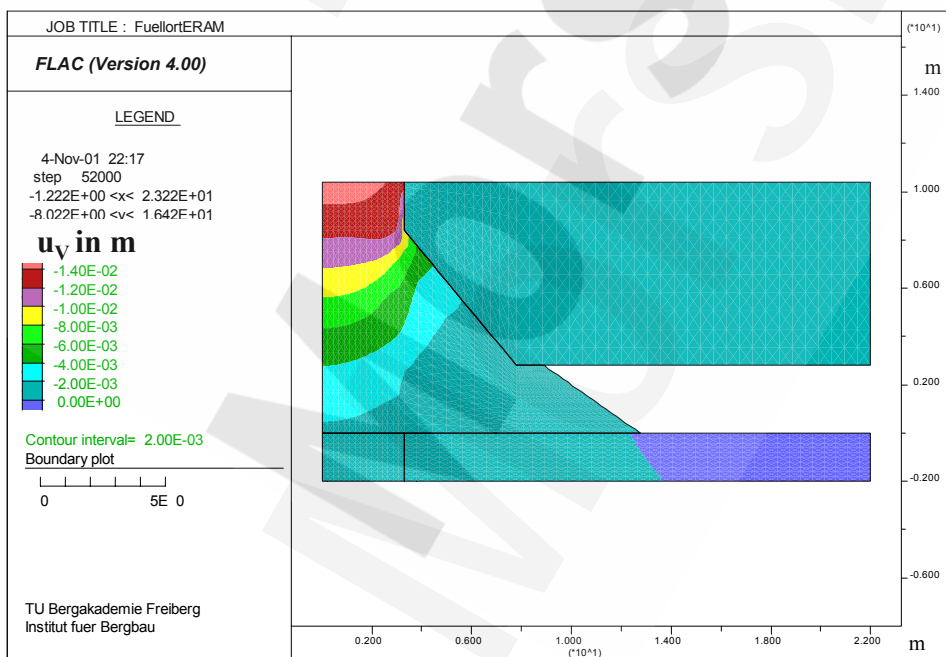


Bild 8: Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen u_V in [m]



Geomechanische Untersuchung der Füllorte, trapezförmige Form, Variante 2

Bild 9: Geometrie (Höhe am Schacht: 6,6 m; Höhe nach 4,9 m: 4,8 m)

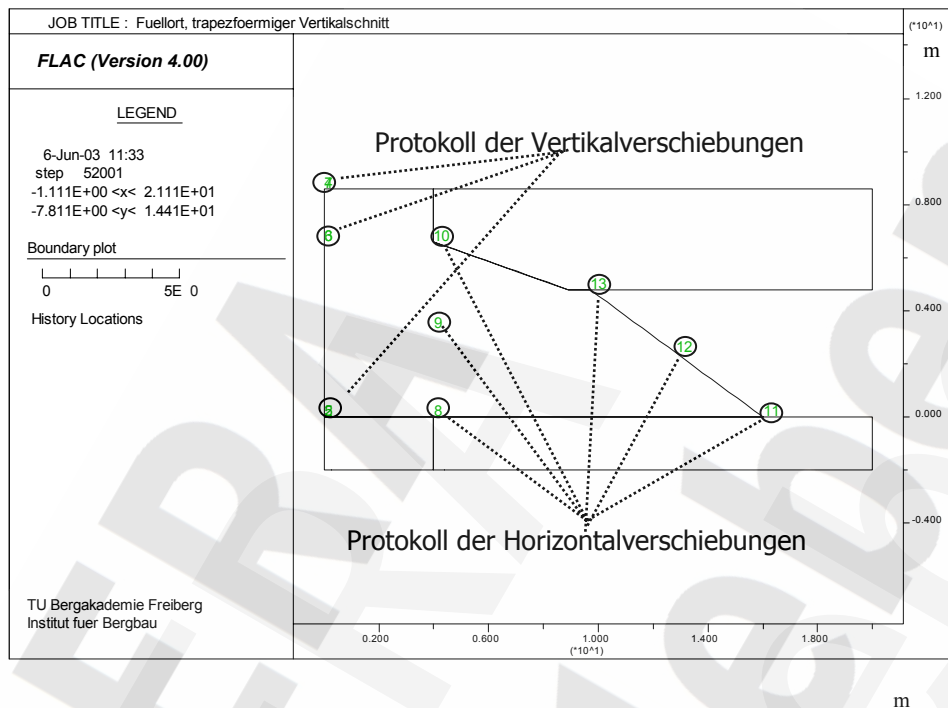
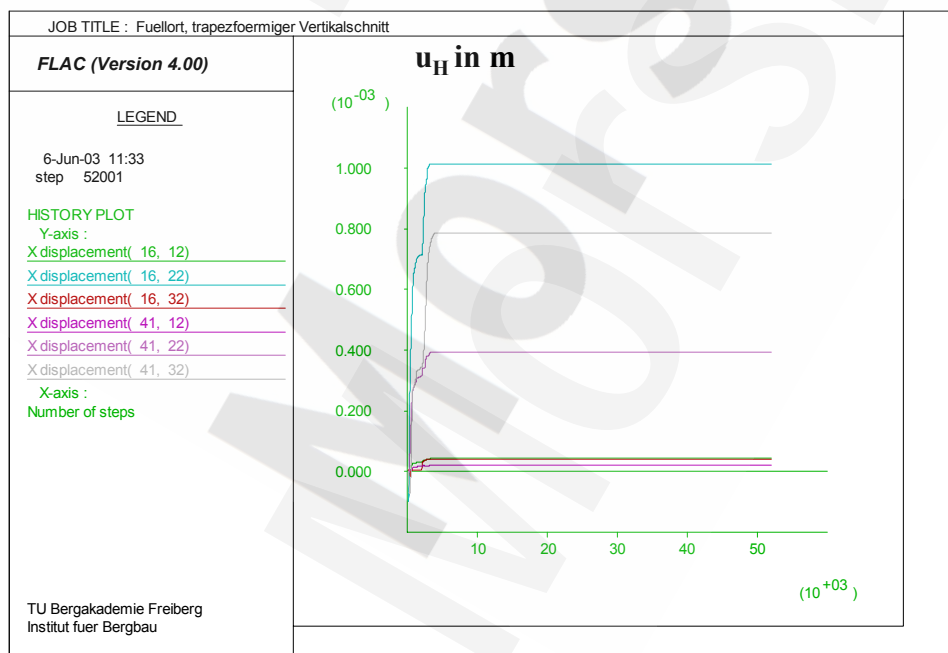


Bild 10: Horizontalverschiebungen u_H in ausgewählten Punkten (siehe Bild 9) im Berechnungsverlauf in [m]



Geomechanische Untersuchung der Füllorte, trapezförmige Form, Variante 2

Bild 11: Vertikalverschiebungen u_V in ausgewählten Punkten (siehe Bild 9) im Berechnungsverlauf in [m]

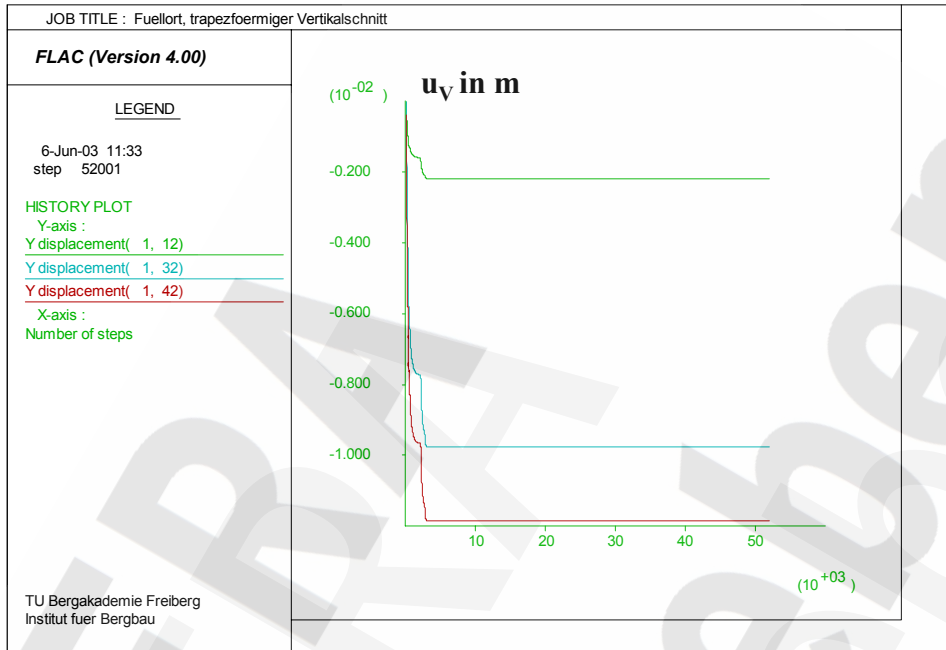
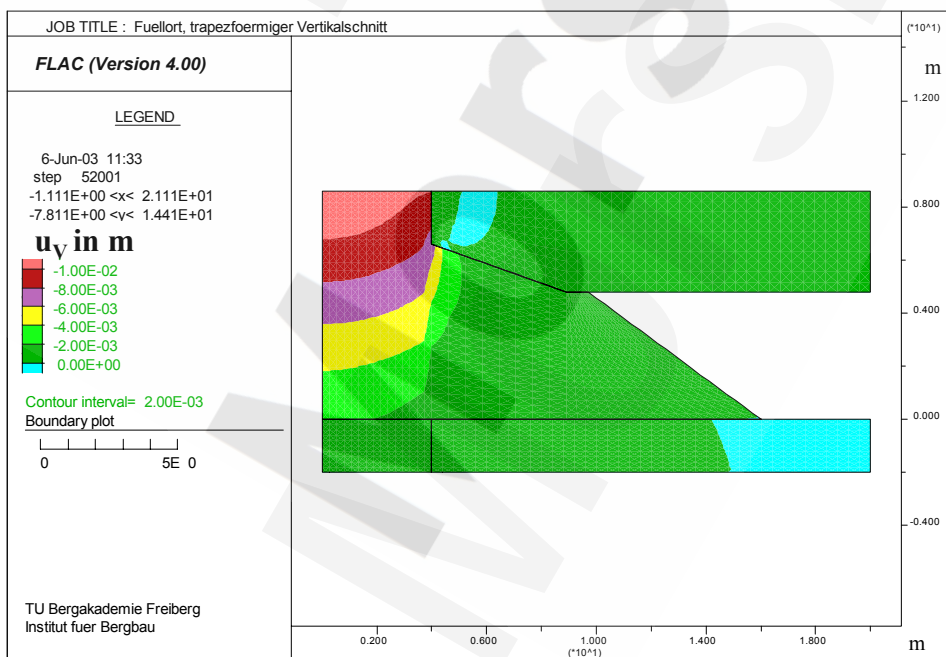


Bild 12: Gesamtauswertung der Vertikalverschiebungen u_V in [m]



Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse mit Teilsicherheitsbeiwerten

Die Sicherheitsanalyse erfolgt mit dem Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2. Auf der Basis der Teilsicherheit $\gamma = 1,5$ werden in den Berechnungen die folgenden Materialparameter verwendet:

Kontaktreibung	$\Phi_{\text{Kontakt}}/\gamma,$
Festigkeitsparameter Schotter/Asphalt	$\Phi_{\text{Schotter}}/\gamma,$
E – Modul Schotter/Asphalt	$E_{\text{Schotter}}/\gamma$ bzw. $\gamma E_{\text{Schotter}},$
E – Moduln Gebirge	$E_{\text{Hutgestein}}/\gamma$ und $E_{\text{Salinar}}/\gamma.$

Die Berechnungen beruhen auf den Belastungsszenarien TM 0 (Einbauzustand), TM 1 (Belastung von oben), TM 2 (Belastung von oben und unten) und TM 3 (Belastung von unten).

Die Ergebnisse der Auswertung der Berechnungsergebnisse mittels der formulierten Nachweiskriterien sind in Form einer Tabelle zusammengefasst.

Kriterium 1: Nachweis der Konvergenz des numerischen Verfahrens.

Kriterium 2: Nachweis des Lastabtrages im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2. (Der Nachweis ist erbracht, wenn bei einer Belastung von oben die Vertikalspannungen in DE 2 (σ_{V2e}) auf das Niveau der Vertikalspannungen im Einbauzustand (σ_{VS}) abfallen bzw. wenn bei einer Belastung von unten / oben und unten die Beträge der Vertikalspannungen in DE 2 (d. h. σ_{V2min}) geringer sind als die Vertikalspannungen an der Ober- und Unterkante von DE 2 ($\sigma_{V2OK}, \sigma_{V2UK}$), d. h. $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ und $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2UK}$ gilt.)

Kriterium 3.1: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände in DE 2 im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn stets $k_{\tau} > 1$ gilt.

Kriterium 3.2: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände im Gebirge im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn keine Zugspannungen auftreten ($\sigma_3 < 0$), die Beanspruchungen nach dem MOHR-COULOMB-Bruchkriterium im zulässigen Bereich verbleiben ($k_{\tau B} > 1$) bzw. keine Verschlechterung im Vergleich zum Einbauzustand eintritt ($k_{\tau B} > k_{\tau E}$) und im Salinargebirge keine dilatante Zone vorhanden ist ($k_{Dil} > 1$).

Kriterium 4: Zur Analyse der Gebrauchstauglichkeit dient einerseits die Auswertung der Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 2 (u_{OK2}), welche die maximal mögliche Auflockerung des Dichtelementes DE 1 charakterisiert. Weiterhin wird die Kompaktion des Dichtelementes DE 1 (Δu_{DE1}) prognostiziert. Diese lautet wie folgt:

$$\Delta u_{DE1} = u_{OKDE1} - u_{OK2},$$

wobei maximale Verschiebungen der Oberkante von DE 1 im Einbauzustand von $u_{OKDE1} = 30,2$ cm und bei Fluiddruck von oben von $u_{OKDE1} = 53,2$ cm (siehe Anlage 8) angesetzt werden.

Kriterium 5: Der Nachweis der Haftreibung in der Kontaktzone ist erbracht, wenn $k_{\tau KDE2} > 1$ gilt.

Bezeichnungen:

σ_{VS}	Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt) im Einbauzustand
σ_{V2e}	Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 bei Fluiddruckbelastung nach dem Lastabtrag in das Gebirge
σ_{V2min}	Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 (Minimierung nach dem Betrag, Druckspannungen negativ)
σ_{V2OK}	Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
σ_{V2UK}	Vertikalspannungen an der Unterkante des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2
k_{τ}	Bewertungskennwert nach MOHR-COULOMB Bruchkriterium (nach Formel (6))
$k_{\tau E}$	k_{τ} im Gebirge unmittelbar nach dem Einbau der Verfüllsäule (Belastung nur durch das Eigengewicht)
$k_{\tau B}$	k_{τ} im Gebirge bei Belastung der Verfüllsäule durch den Fluiddruck
$\min k_{\tau}$	Minimum des Bewertungskennwertes
σ_3	Minimale Hauptnormalspannung (Druckspannungen negativ)
k_{Dil}	Verhältniszahl von Oktaederschubspannung in der Dilatanzgrenze zur vorhandenen Oktaederschubspannung (nach Formel (8))
u_{OK2}	Vertikalverschiebung der Oberkante des Widerlager - Dichtelementes DE 2
Δu_{DE1}	Kompaktion des Dichtelementes DE 1 ($\Delta u_{DE1} = u_{OKDE1} - u_{OK2}$) bei Voraussetzung einer maximalen Verschiebung der Oberkante von DE 1 im Einbauzustand von $u_{OKDE1} = 30,2$ cm und bei Fluiddruck von oben von $u_{OKDE1} = 53,2$ cm (siehe Anlage 8)
u_{OKDE1}	Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 1
$k_{\tau KDE2}$	Bewertungskennwert für die Beanspruchung der Kontaktfuge kombiniertes Widerlager-Dichtelement DE 2/Gebirge (Nachweis der Haftreibung - siehe Formel (9))

Auswertung der Berechnungen mit $\Phi_{\text{Kontakt}}/\gamma$, $\Phi_{\text{Schotter}}/\gamma$, $E_{\text{Hutgestein}}/\gamma$, $E_{\text{Salinar}}/\gamma$ sowie $E_{\text{Schotter}}/\gamma$

Nachweiskriterien		Einheit	Ergebnisse der Berechnungsfälle			
Nr.	Beschreibung		TM0_y Einbauzustand	TM1_y Fluiddruck oben an DE 2	TM2_y Fluiddruck oben an DE2 und unten an DE2	TM3_y Fluiddruck unten an DE 2
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{\text{VS}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2B}} = -0,7$ $ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2B}} = 0,4$	$\sigma_{\text{V2min}} = -2,0$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8$) $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2UK}}$ ($\sigma_{\text{V2UK}} = -6,0$)	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,37$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4$)
3.1	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_r) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_r > 1,01$	$k_r > 1,01$	$k_r > 1,02$	$k_r > 1,01$
3.2	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
	b) Änderung k_r	[-]	$\min k_{rE} = 1,3$	$\min k_{rB} = 2,6$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,7$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 1,3$ $\min k_{rE} = \min k_{rB}$
	c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{Dil} > 1,17$	$k_{Dil} > 1,30$	$k_{Dil} > 1,70$	$k_{Dil} > 1,20$
4	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{OK2} = 8,4$	$u_{OK2} = 52,1$	$u_{OK2} = 51,2$	$u_{OK2} = 8,4$
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{DE1} = 21,8$	$\Delta u_{DE1} = 1,1$	$\Delta u_{DE1} = 2,0$	$\Delta u_{DE1} = 44,8$
5	Haftreibung in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager- Dichteletes DE 2	[-]	$k_{rKDE2} > 1,01$	$k_{rKDE2} > 1,03$	$k_{rKDE2} > 1,10$	$k_{rKDE2} > 1,07$

Auswertung der Berechnungen mit $\Phi_{\text{Kontakt}}/\gamma$, $\Phi_{\text{Schotter}}/\gamma$, $E_{\text{Hutgestein}}/\gamma$, $E_{\text{Salinar}}/\gamma$ sowie $E_{\text{Schotter}}^*\gamma$

Nachweiskriterien		Einheit	Ergebnisse der Berechnungsfälle				
Nr.	Beschreibung		TM0_γ Einbauzustand	TM1_γ Fluiddruck oben an DE 2	TM2_γ Fluiddruck oben an DE2 und unten an DE2	TM3_γ Fluiddruck unten an DE 2	
(1)	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	
(2)	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{VS} = -0,3$	$\sigma_{V2e} = -0,7$ $ \sigma_{VS} - \sigma_{V2e} = 0,4$	$\sigma_{V2min} = -2,1$ $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -5,8$) $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2UK}$ ($\sigma_{V2UK} = -6,0$)	$\sigma_{V2min} = -0,37$ $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -0,4$)	
(3.1)	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_v) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_v > 1,01$	$k_v > 1,01$	$k_v > 1,01$	$k_v > 1,01$	
(3.2)	Beanspruchungszustände im Gebirge	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
		b) Änderung k_v	[-]	$\min k_{vE} = 1,3$	$\min k_{vB} = 2,6$ $\min k_{vE} < \min k_{vB}$	$\min k_{vB} = 2,7$ $\min k_{vE} < \min k_{vB}$	$\min k_{vB} = 1,3$ $\min k_{vE} < \min k_{vB}$
		c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{Dil} > 1,17$	$k_{Dil} > 1,32$	$k_{Dil} > 1,77$	$k_{Dil} > 1,22$
(4)	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{OK2} = 3,9$	$u_{OK2} = 24,4$	$u_{OK2} = 24,1$	$u_{OK2} = 3,8$	
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{DE1} = 26,3$	$\Delta u_{DE1} = 28,8$	$\Delta u_{DE1} = 29,1$	$\Delta u_{DE1} = 49,4$	
(5)	Haftreibung in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager- Dichteletes DE 2	[-]	$k_{KDE2} > 1,01$	$k_{KDE2} > 1,04$	$k_{KDE2} > 1,13$	$k_{KDE2} > 1,12$	

Sicherheitsanalyse mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$ **Grafische Auswertung der Vertikalspannungen σ_v hinsichtlich des Lastabtrages**

Für zwei charakteristische Lastfälle erfolgte eine grafische Auswertung der mit dem Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2 berechneten Vertikalspannungen σ_v .

Es wurden die Materialparameter

Kontaktreibung: $\Phi_{\text{Kontakt}}/\gamma,$

Festigkeitsparameter Schotter/Asphalt: $\Phi_{\text{Schotter}}/\gamma,$

E – Modul Schotter/Asphalt: $E_{\text{Schotter}}/\gamma,$

E – Moduln Gebirge: $E_{\text{Hutgestein}}/\gamma$ und $E_{\text{Salinar}}/\gamma.$

verwendet.

Folgende Auswertungen sind in der Anlage enthalten:

1. Lastfall (Blatt 2):

Belastung von oben an DE 2 ($p_{F_0} = 5,8 \text{ MPa}$),

(in Anlehnung an die Lastfälle LF 1 (Referenzfall 1), LF 2 und LF 3),

2. Lastfall (Blatt 3):

Belastung von unten an DE 2 ($p_{F_u} = 6 \text{ MPa}$),

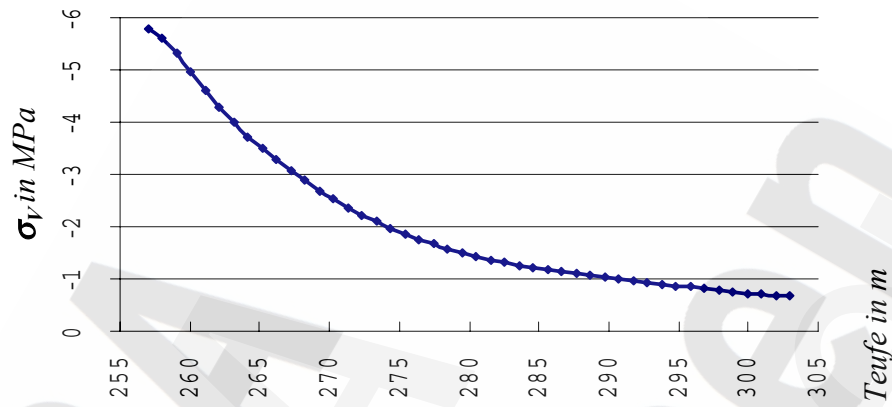
Berücksichtigung der im Einbauzustand an der Oberkante vorhandenen Vertikalspannung, die aus dem Eigengewicht der oberen Verfüllsäule und dem

Siloeffekt resultiert ($p_{F_0} = 0,4 \text{ MPa}$)

(in Anlehnung an Lastfall LF 6 (Referenzfall 2)).

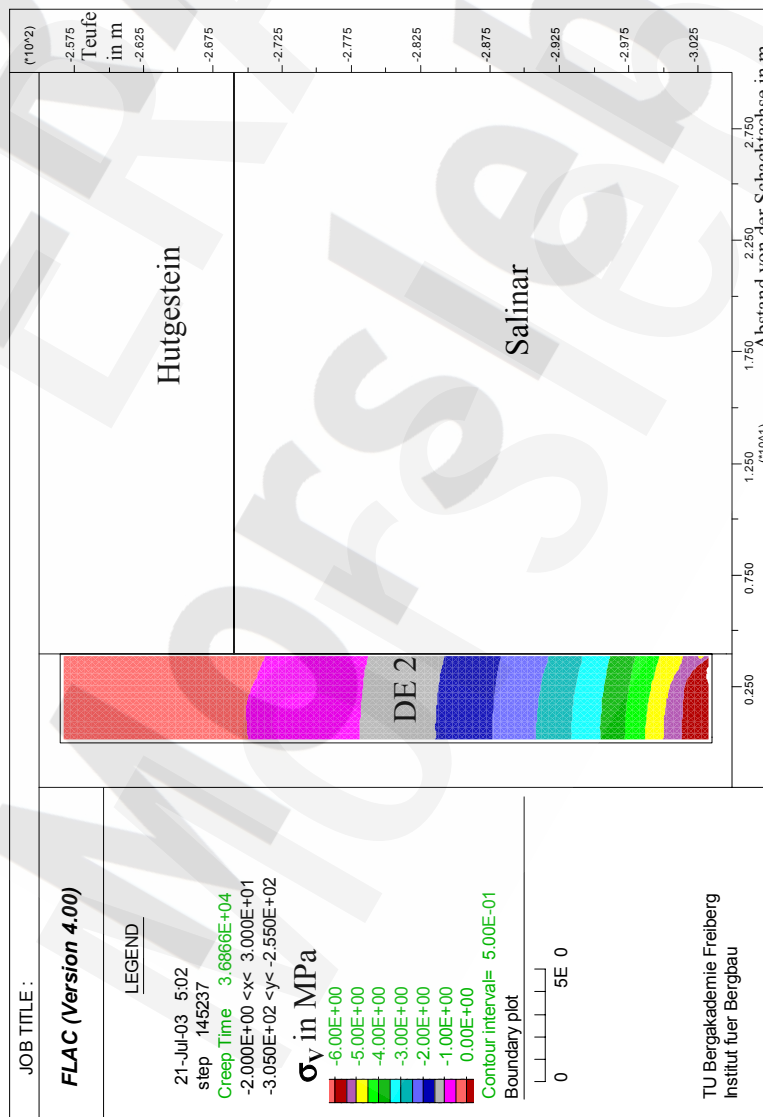
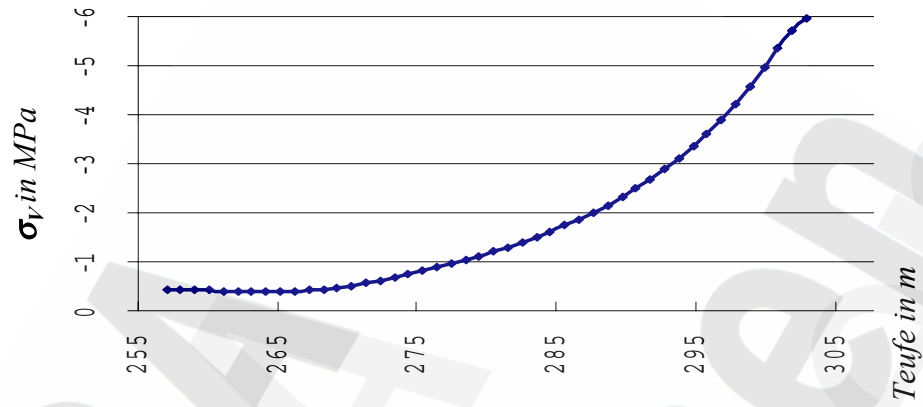
Sicherheitsanalyse mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$

Bild 1: Lastfall Fluiddruck von oben p_{F0}
 Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Sicherheitsanalyse mit Teilsicherheiten $\gamma = 1,5$

Bild 2: Lastfall Fluiddruck von unten p_{Fu}
 Vertikalspannungen σ_V in [MPa] im Dichtelement DE 2 (Schotter/Asphalt)



Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2, Sensitivitätsanalysen

Im Rahmen der Sicherheitsanalyse erfolgt mit dem Teilmodell des kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2 die Untersuchung des Einflusses der Abminderung von

Kontaktreibung	-	$\Phi_{\text{Kontakt}}/\gamma$
Festigkeitsparameter Schotter/Asphalt	-	$\Phi_{\text{Schotter}}/\gamma$
E – Modul Schotter/Asphalt	-	$E_{\text{Schotter}}/\gamma$
E – Moduln Gebirge	-	$E_{\text{Hutgestein}}/\gamma$ und $E_{\text{Salinar}}/\gamma$.

auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Bei der Sensitivitätsanalyse wird jeweils nur ein Parameter variiert ($\gamma=1,5; 2,0; 3,0$).

Die Berechnungen beruhen auf den Belastungsszenarien TM 0 (Einbauzustand), TM 1 (Belastung von oben), TM 2 (Belastung von oben und unten) und TM 3 (Belastung von unten).

Die Ergebnisse der Auswertung der Berechnungsergebnisse mittels der formulierten Nachweiskriterien sind in Form einer Tabelle zusammengefasst.

Kriterium 1: Nachweis der Konvergenz des numerischen Verfahrens.

Kriterium 2: Nachweis des Lastabtrages im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichtelementes DE 2.

(Der Nachweis ist erbracht, wenn bei einer Belastung von oben die Vertikalspannungen in DE 2 (σ_{V2e}) auf das Niveau der Vertikalspannungen im Einbauzustand (σ_{VS}) abfallen bzw.

wenn bei einer Belastung von unten / oben und unten die Beträge der Vertikalspannungen in DE 2 (d. h. σ_{V2min}) geringer sind als die Vertikalspannungen an der Ober- und Unterkante von DE 2 (σ_{V2OK} , σ_{V2UK}), d. h.

$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ und $-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2UK}$ gilt.)

Kriterium 3.1: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände in DE 2 im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn stets $k_{\tau} > 1$ gilt.

Kriterium 3.2: Der Nachweis, dass die Beanspruchungszustände im Gebirge im zulässigen Bereich verbleiben, ist erbracht, wenn keine Zugspannungen auftreten ($\sigma_3 < 0$), die Beanspruchungen nach dem MOHR-COULOMB Bruchkriterium im zulässigen Bereich verbleiben ($k_{\tau B} > 1$) bzw. keine Verschlechterung im Vergleich zum Einbauzustand eintritt ($k_{\tau B} > k_{\tau E}$) und im Salinargebirge keine dilatante Zone auftritt ($k_{Dil} > 1$).

Kriterium 4: Zur Analyse der Gebrauchstauglichkeit dient die Auswertung der Kompaktion des Dichtelementes DE 1 (Δu_{DE1}). Diese wird aus der Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 2 (u_{OK2}) wie folgt berechnet:

$$\Delta u_{DE1} = u_{OKDE1} - u_{OK2},$$

wobei maximale Verschiebungen der Oberkante von DE 1 im Einbauzustand von $u_{OKDE1} = 30,2\text{cm}$ und bei Fluiddruck von oben von $u_{OKDE1} = 53,2\text{cm}$ (siehe Anlage 8) angesetzt werden.

Kriterium 5: Der Nachweis der Haftreibung in der Kontaktzone ist erbracht, wenn $k_{\tau KDE2} > 1$ gilt.

Bezeichnungen:

- σ_{VS} Vertikalspannung im kombinierten Widerlager - Dichtelement DE 2 (Schotter/ Asphalt) im Einbauzustand
- σ_{V2e} Vertikalspannung im kombinierten Widerlager - Dichtelement DE 2 bei Fluiddruckbelastung nach dem Lastabtrag in das Gebirge
- σ_{V2min} Minimale Vertikalspannung im kombinierten Widerlager - Dichtelement DE 2 (Minimierung nach dem Betrag, Druckspannungen negativ)
- σ_{V2OK} Vertikalspannungen an der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichtelementes DE 2
- σ_{V2UK} Vertikalspannungen an der Unterkante des kombinierten Widerlager - Dichtelementes DE 2
- k_{τ} Bewertungskennwert nach MOHR-COULOMB Bruchkriterium (nach Formel (6))
- $k_{\tau E}$ k_{τ} im Gebirge unmittelbar nach dem Einbau der Verfüllsäule (Belastung nur durch das Eigengewicht)
- $k_{\tau B}$ k_{τ} im Gebirge bei Belastung der Verfüllsäule durch den Fluiddruck
- $\min k_{\tau}$ Minimum des Bewertungskennwertes
- σ_3 Minimale Hauptnormalspannung (Druckspannungen negativ)
- k_{Dil} Verhältniszahl von Oktaederschubspannung in der Dilatanzgrenze zur vorhandenen Oktaederschubspannung (nach Formel (8))
- u_{OK2} Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichtelementes DE 2
- u_{OKDE1} Vertikalverschiebung der Oberkante des Dichtelementes DE 1
- Δu_{DE1} Kompaktion des Dichtelementes DE 1
- $k_{\tau KDE2}$ Bewertungskennwert für die Beanspruchung der Kontaktfuge kombiniertes Widerlager - Dichtelement DE 2 / Gebirge (Nachweis der Haftreibung - siehe Formel (9))

Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2 - Sensitivitätsanalyse des Materialparameters Φ_{Kontakt}

Nachweiskriterien		Einheit	Einbauzustand			Fluiddruck von oben an DE 2			Fluiddruck von oben und von unten an DE 2			Fluiddruck von unten an DE 2		
			TMK1_T0	TMK2_T0	TMK3_T0	TMK1_T1	TMK2_T1	TMK3_T1	TMK1_T2	TMK2_T2	TMK3_T2	TMK1_T3	TMK2_T3	TMK3_T3
Nr.	Beschreibung		Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Kontakt}/3}$
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{VS} = -0,3$	$\sigma_{VS} = -0,5$	$\sigma_{VS} = -0,7$	$\sigma_{V2e} = -0,6$	$\sigma_{V2e} = -1,2$	$\sigma_{V2e} = -2,4$	$\sigma_{V2min} = -2,1$	$\sigma_{V2min} = -3,0$	$\sigma_{V2min} = -4,2$	$\sigma_{V2min} = -0,35$	$\sigma_{V2min} = -0,39$	$\sigma_{V2min} = -0,39$
						$ \sigma_{VS} - \sigma_{V2e} = 0,3$	$ \sigma_{VS} - \sigma_{V2e} = 0,7$	$ \sigma_{VS} - \sigma_{V2e} = 1,7$	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -5,8$)	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -5,8$)	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -5,8$)	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -0,4$)	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -0,4$)	$-\sigma_{V2min} < -\sigma_{V2OK}$ ($\sigma_{V2OK} = -0,4$)
3.1	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_t) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_t > 1,5$	$k_t > 1,6$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,8$	$k_t > 2,0$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,7$	$k_t > 1,9$	$k_t > 1,5$	$k_t > 1,6$	$k_t > 1,9$
3.2	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
	b) Änderung k_t	[-]	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tB} = 2,6$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,9$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 3,1$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,7$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,9$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 3,1$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,3$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,3$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,2$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$
	c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{Dil} > 1,18$	$k_{Dil} > 1,20$	$k_{Dil} > 1,21$	$k_{Dil} > 1,29$	$k_{Dil} > 1,41$	$k_{Dil} > 1,71$	$k_{Dil} > 1,81$	$k_{Dil} > 2,37$	$k_{Dil} > 2,57$	$k_{Dil} > 1,21$	$k_{Dil} > 1,32$	$k_{Dil} > 1,66$
4	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{OK2} = 5,7$	$u_{OK2} = 6,9$	$u_{OK2} = 9,2$	$u_{OK2} = 34,5$	$u_{OK2} = 45,8$	$u_{OK2} = 63,1$	$u_{OK2} = 35,5$	$u_{OK2} = 44,9$	$u_{OK2} = 58,0$	$u_{OK2} = 5,7$	$u_{OK2} = 6,9$	$u_{OK2} = 5,4$
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{DE1} = 24,5$	$\Delta u_{DE1} = 23,3$	$\Delta u_{DE1} = 21,0$	$\Delta u_{DE1} = 18,7$	$\Delta u_{DE1} = 7,4$	$u_{OK} > u_{OKDE1}$	$\Delta u_{DE1} = 17,7$	$\Delta u_{DE1} = 8,3$	$u_{OK} > u_{OKDE1}$	$\Delta u_{DE1} = 47,5$	$\Delta u_{DE1} = 46,3$	$\Delta u_{DE1} = 47,8$
5	Haftreibung (k_{HK}) in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_{HKDE2} > 1,01$	$k_{HKDE2} > 1,04$	$k_{HKDE2} > 1,02$	$k_{HKDE2} > 1,05$	$k_{HKDE2} > 1,07$	$k_{HKDE2} > 1,06$	$k_{HKDE2} > 1,15$	$k_{HKDE2} > 1,24$	$k_{HKDE2} > 1,08$	$k_{HKDE2} > 1,10$	$k_{HKDE2} > 1,18$	$k_{HKDE2} > 1,03$
Vergleich der Berechnungsergebnisse			abnehmendes Sicherheitsniveau →			abnehmendes Sicherheitsniveau →			abnehmendes Sicherheitsniveau →			abnehmendes Sicherheitsniveau →		

Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2 - Sensitivitätsanalyse des Materialparameters Φ_{Schotter}

Nr.	Nachweiskriterien Beschreibung	Einheit	Einbauzustand			Fluiddruck von oben an DE 2			Fluiddruck von oben und von unten an DE 2			Fluiddruck von unten an DE 2		
			TMS1_T0	TMS2_T0	TMS3_T0	TMS1_T1	TMS2_T1	TMS3_T1	TMS1_T2	TMS2_T2	TMS3_T2	TMS1_T3	TMS2_T3	TMS3_T3
			Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/3}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/1,5}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/2}$	Abminderung $\Phi_{\text{Schotter}/3}$
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,3$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,3$ $ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,1$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,4$ $ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,1$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,6$ $ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,3$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,7$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2UK}}$ $(\sigma_{\text{V2UK}} = -6,0)$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,7$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2UK}}$ $(\sigma_{\text{V2UK}} = -6,0)$	$\sigma_{\text{V2min}} = -1,3$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2UK}}$ $(\sigma_{\text{V2UK}} = -6,0)$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,39$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,31$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,39$ $-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$
3.1	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_t) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,02$	$k_t > 1,02$	$k_t > 1,04$	$k_t > 1,02$	$k_t > 1,02$	$k_t > 1,02$	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,01$	$k_t > 1,03$
3.2	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
	b) Änderung k_t	[-]	min $k_{tE} = 1,3$	min $k_{tE} = 1,2$	min $k_{tE} = 1,2$	min $k_{tB} = 2,4$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 2,8$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 3,2$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 2,4$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 2,8$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 3,6$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 1,3$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 1,3$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$	min $k_{tB} = 1,3$ min $k_{tE} < \min k_{tB}$
	c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{Dil} > 1,17$	$k_{Dil} > 1,18$	$k_{Dil} > 1,21$	$k_{Dil} > 1,28$	$k_{Dil} > 1,28$	$k_{Dil} > 1,39$	$k_{Dil} > 1,38$	$k_{Dil} > 1,33$	$k_{Dil} > 1,52$	$k_{Dil} > 1,19$	$k_{Dil} > 1,19$	$k_{Dil} > 1,26$
4	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{OK2} = 4,1$	$u_{OK2} = 5,1$	$u_{OK2} = 6,8$	$u_{OK2} = 24,7$	$u_{OK2} = 31,5$	$u_{OK2} = 44,3$	$u_{OK2} = 24,8$	$u_{OK2} = 28,0$	$u_{OK2} = 39,0$	$u_{OK2} = 4,8$	$u_{OK2} = 5,3$	$u_{OK2} = 7,2$
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{DE1} = 26,1$	$\Delta u_{DE1} = 25,1$	$\Delta u_{DE1} = 23,4$	$\Delta u_{DE1} = 28,5$	$\Delta u_{DE1} = 21,7$	$\Delta u_{DE1} = 8,9$	$\Delta u_{DE1} = 28,4$	$\Delta u_{DE1} = 25,2$	$\Delta u_{DE1} = 14,2$	$\Delta u_{DE1} = 48,4$	$\Delta u_{DE1} = 47,9$	$\Delta u_{DE1} = 46,0$
5	Haftreibung (k_{HK}) in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_{HKDE2} > 1,01$	$k_{HKDE2} > 1,03$	$k_{HKDE2} > 1,06$	$k_{HKDE2} > 1,05$	$k_{HKDE2} > 1,08$	$k_{HKDE2} > 1,14$	$k_{HKDE2} > 1,11$	$k_{HKDE2} > 1,14$	$k_{HKDE2} > 1,19$	$k_{HKDE2} > 1,10$	$k_{HKDE2} > 1,12$	$k_{HKDE2} > 1,17$
Vergleich der Berechnungsergebnisse			geringfügig abnehmendes Sicherheitsniveau			abnehmendes Sicherheitsniveau			abnehmendes Sicherheitsniveau			abnehmendes Sicherheitsniveau		

Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2 - Sensitivitätsanalyse des Materialparameters E_{Schotter}

Nachweiskriterien		Einheit	Einbauzustand			Fluiddruck von oben an DE 2			Fluiddruck von oben und von unten an DE 2			Fluiddruck von unten an DE 2		
			TMES1_T0	TMES2_T0	TMES3_T0	TMES1_T1	TMES2_T1	TMES3_T1	TMES1_T2	TMES2_T2	TMES3_T2	TMES1_T3	TMES2_T3	TMES3_T3
Nr.	Beschreibung		Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 1,5$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 2$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 3$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 1,5$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 2$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 3$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 1,5$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 2$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 3$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 1,5$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 2$	Abminderung $E_{\text{Schotter}} / 3$
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,8$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,8$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,8$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,2$
						$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,0$	$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,0$	$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,1$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8$)	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8$)	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8$)	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4$)	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4$)	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ ($\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4$)
3.1	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_r) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_r > 1,3$	$k_r > 1,3$	$k_r > 1,3$	$k_r > 1,5$	$k_r > 1,5$	$k_r > 1,4$	$k_r > 1,3$	$k_r > 1,4$	$k_r > 1,4$	$k_r > 1,2$	$k_r > 1,2$	$k_r > 1,3$
3.2	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
	b) Änderung k_r	[-]	$\min k_{rE} = 1,2$	$\min k_{rE} = 1,2$	$\min k_{rE} = 1,2$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 2,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 1,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 1,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$	$\min k_{rB} = 1,3$ $\min k_{rE} < \min k_{rB}$
	c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{Dil} > 1,16$	$k_{Dil} > 1,16$	$k_{Dil} > 1,16$	$k_{Dil} > 1,21$	$k_{Dil} > 1,21$	$k_{Dil} > 1,22$	$k_{Dil} > 1,37$	$k_{Dil} > 1,39$	$k_{Dil} > 1,38$	$k_{Dil} > 1,15$	$k_{Dil} > 1,15$	$k_{Dil} > 1,15$
4	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{OK2} = 5,9$	$u_{OK2} = 7,7$	$u_{OK2} = 11,5$	$u_{OK2} = 33,8$	$u_{OK2} = 45,5$	$u_{OK2} = 68,9$	$u_{OK2} = 34,8$	$u_{OK2} = 46,0$	$u_{OK2} = 68,4$	$u_{OK2} = 5,9$	$u_{OK2} = 7,7$	$u_{OK2} = 11,5$
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{DE1} = 24,3$	$\Delta u_{DE1} = 22,5$	$\Delta u_{DE1} = 18,7$	$\Delta u_{DE1} = 19,4$	$\Delta u_{DE1} = 7,7$	$u_{OK2} > u_{OKDE1}$	$\Delta u_{DE1} = 18,4$	$\Delta u_{DE1} = 7,2$	$u_{OK2} > u_{OKDE1}$	$\Delta u_{DE1} = 47,3$	$\Delta u_{DE1} = 45,5$	$\Delta u_{DE1} = 41,7$
5	Haftreibung (k_{HK}) in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_{HKDE2} > 1,01$	$k_{HKDE2} > 1,01$	$k_{HKDE2} > 1,01$	$k_{HKDE2} > 1,02$	$k_{HKDE2} > 1,02$	$k_{HKDE2} > 1,03$	$k_{HKDE2} > 1,06$	$k_{HKDE2} > 1,05$	$k_{HKDE2} > 1,06$	$k_{HKDE2} > 1,05$	$k_{HKDE2} > 1,04$	$k_{HKDE2} > 1,03$
Vergleich der Berechnungsergebnisse			geringfügige Änderung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit			geringfügige Änderung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit			geringfügige Änderung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit			geringfügige Änderung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit		

Teilmodell des Bereiches des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2 - Sensitivitätsanalyse der Materialparameter $E_{\text{Hutgestein}}$, E_{Salinar}

Nachweiskriterien			Einbauzustand			Fluiddruck von oben an DE 2			Fluiddruck von oben und von unten an DE2			Fluiddruck von unten an DE 2		
Nr.	Beschreibung	Einheit	TMG1_T0	TMG2_T0	TMG3_T0	TMG1_T1	TMG2_T1	TMG3_T1	TMG1_T2	TMG2_T2	TMG3_T2	TMG1_T3	TMG2_T3	TMG3_T3
			Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/1,5$, $E_{\text{Salinar}}/1,5$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/2$, $E_{\text{Salinar}}/2$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/3$, $E_{\text{Salinar}}/3$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/1,5$, $E_{\text{Salinar}}/1,5$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/2$, $E_{\text{Salinar}}/2$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/3$, $E_{\text{Salinar}}/3$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/1,5$, $E_{\text{Salinar}}/1,5$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/2$, $E_{\text{Salinar}}/2$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/3$, $E_{\text{Salinar}}/3$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/1,5$, $E_{\text{Salinar}}/1,5$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/2$, $E_{\text{Salinar}}/2$	Abminderung $E_{\text{Hutgestein}}/3$, $E_{\text{Salinar}}/3$
1	Konvergenz des numerischen Verfahrens	-	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
2	Lastabtrag im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[MPa]	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{VS}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,2$	$\sigma_{\text{V2e}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,9$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,9$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,9$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,3$	$\sigma_{\text{V2min}} = -0,3$
						$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0$	$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0$	$ \sigma_{\text{VS}} - \sigma_{\text{V2e}} = 0,1$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -5,8)$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$	$-\sigma_{\text{V2min}} < -\sigma_{\text{V2OK}}$ $(\sigma_{\text{V2OK}} = -0,4)$
3.1	Beanspruchungszustände in der Verfüllsäule (k_t) im Bereich des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,3$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,2$	$k_t > 1,1$
3.2	a) Zugspannungen	[MPa]	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$	$\sigma_3 < 0$
	b) Änderung k_t	[-]	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tE} = 1,3$	$\min k_{tB} = 2,2$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,2$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,1$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,22$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,2$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 2,2$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,3$ $\min k_{tE} = \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,3$ $\min k_{tE} = \min k_{tB}$	$\min k_{tB} = 1,3$ $\min k_{tE} < \min k_{tB}$
	c) Dilatanzkriterium (k_{Dil})	[-]	$k_{\text{Dil}} > 1,15$	$k_{\text{Dil}} > 1,15$	$k_{\text{Dil}} > 1,15$	$k_{\text{Dil}} > 1,20$	$k_{\text{Dil}} > 1,19$	$k_{\text{Dil}} > 1,19$	$k_{\text{Dil}} > 1,37$	$k_{\text{Dil}} > 1,36$	$k_{\text{Dil}} > 1,36$	$k_{\text{Dil}} > 1,15$	$k_{\text{Dil}} > 1,14$	$k_{\text{Dil}} > 1,14$
4	Vertikalverschiebung der Oberkante des kombinierten Widerlager - Dichteletes DE 2 (Maximal mögliche Auflockerung von DE 1)	[cm]	$u_{\text{OK2}} = 4,0$	$u_{\text{OK2}} = 4,0$	$u_{\text{OK2}} = 4,1$	$u_{\text{OK2}} = 22,6$	$u_{\text{OK2}} = 23,1$	$u_{\text{OK2}} = 23,8$	$u_{\text{OK2}} = 23,9$	$u_{\text{OK2}} = 24,3$	$u_{\text{OK2}} = 25,1$	$u_{\text{OK2}} = 4,0$	$u_{\text{OK2}} = 4,0$	$u_{\text{OK2}} = 4,1$
	Maximal mögliche Kompaktion von DE 1		$\Delta u_{\text{DE1}} = 26,2$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 26,2$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 26,1$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 30,6$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 30,1$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 29,4$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 29,3$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 28,9$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 28,1$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 49,2$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 49,2$	$\Delta u_{\text{DE1}} = 49,1$
5	Haftreibung (k_{HK}) in der Kontaktfuge des kombinierten Widerlager-Dichteletes DE 2	[-]	$k_{\text{HKDE2}} > 1,01$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,01$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,01$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,02$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,01$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,02$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,06$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,07$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,08$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,04$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,05$	$k_{\text{HKDE2}} > 1,04$
Vergleich der Berechnungsergebnisse			weitgehend identisches Sicherheitsniveau			geringfügige Verringerung der Gebrauchstauglichkeit			geringfügige Verringerung der Gebrauchstauglichkeit			weitgehend identisches Sicherheitsniveau		

Bild 1: Oberer Bereich des Systems Schachtverschluss/Gebirge mit der oberen Widerlagersäule, dem Dichtelement DE 1 sowie dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2

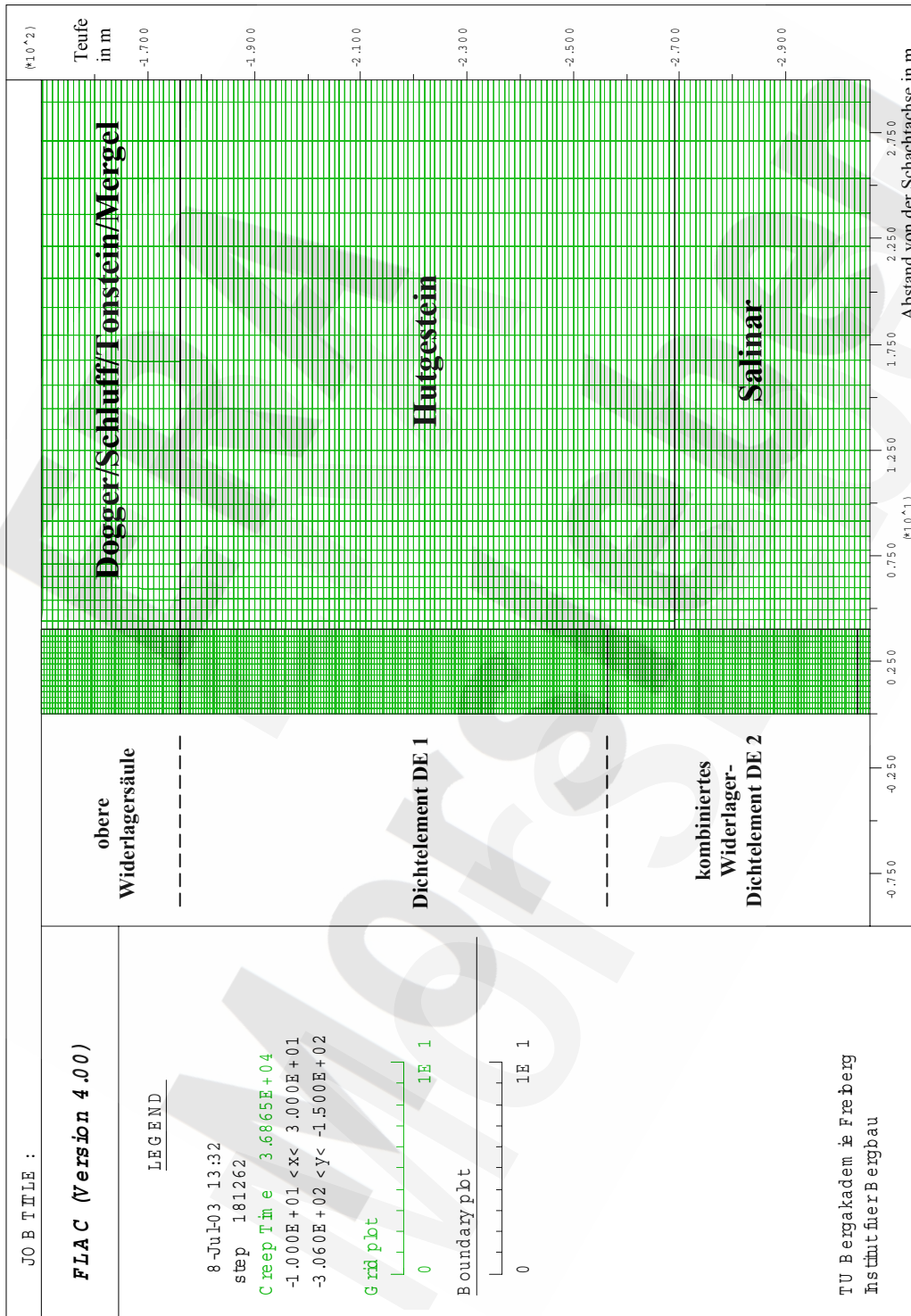


Bild 2: Unterer Bereich des Systems Schachtverschluss/Gebirge mit dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 2, dem Übergangsbereich zwischen DE 2 und DE 3, dem kombinierten Widerlager-Dichtelement DE 3 und der unteren Verfüllsäule

