

**Entwicklung eines Algorithmus zum Entwurf und zur  
Abschätzung der mehraxialen Beanspruchungen von  
Mauerwerksverbänden unter Berücksichtigung der Langzeit-  
stabilität, sowie Bestimmung der Verbandsparameter.**

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau  
der Technischen Universität Freiberg

genehmigte

**DISSERTATION**

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor - Ingenieur

Dr. - Ing.

vorgelegt

von Dipl. - Ing. Thomas Fliß  
geboren am 2. Juni 1973 in Gotha

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Sitz, Freiberg  
Prof. Dr. rer. nat. habil. Dr. h. c. W. Förster, Niederschöna  
Dr. - Ing. Wolfgang Menzel, Seebenisch

Tag der Verleihung: Freiberg, den 15.12.2003

---

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>AUFGABENSTELLUNG .....</b>	<b>1-1</b>
<b>2</b>	<b>EINFÜHRUNG .....</b>	<b>2-1</b>
2.1	BISHERIGE KONZEPTE UND FERTIGGESTELLTE STRECKENVERSCHLUSSBAUWERKE .....	2-1
2.2	GRUNDGEDANKEN ZU LANGZEITSTABILEN STRECKEN- VERSCHLUSSBAUWERKEN .....	2-5
2.3	ZIELSTELLUNG DER ARBEIT .....	2-8
<b>3</b>	<b>ALGORITHMUS ZUM ENTWURF STATISCHER WIDERLAGER IN MAUERWERKSBAUWEISE.....</b>	<b>3-1</b>
3.1	ENTWURF DES EINWIRKUNGSMODELLS .....	3-3
3.2	ENTWURF DES WIDERSTANDSMODELLS .....	3-4
3.2.1	Prognose von Stoffeigenschaften der Baumaterialien .....	3-5
3.2.2	Entwurf der Geometrie des Bauwerkes und des Mauerwerksverbandes .....	3-6
3.2.2.1	Eigenschaften des Widerlagerverbandes .....	3-6
3.2.2.2	Innere Sicherheit und Verlegeschema .....	3-7
3.2.3	Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Mauer- werksverbandes .....	3-11
3.2.3.1	Festigkeit eines Mauerwerksverbandes .....	3-11
3.2.3.2	Verbandsscherfestigkeit .....	3-12
3.2.3.3	Verbandsdruckfestigkeit.....	3-15
3.2.3.4	Schubbruchversagen.....	3-16
3.2.3.5	Verformungsverhalten des Widerlagerverbandes.....	3-17
3.2.3.6	Steifstes Systemverhalten – maximale Gebirgsdrücke .....	3-22
3.2.3.7	Weichstes Systemverhalten – maximale Verschiebungen .....	3-23
3.2.3.8	Verhalten der Kontaktfuge zum Gebirge .....	3-25
3.2.4	Tragfähigkeit der Gebirgskontur .....	3-26
3.3	PROGNOSERECHNUNGEN MIT DEM SYSTEM BAUWERK – GEBIRGE .....	3-26
3.3.1	Prognoserechnungen nach der Finiten Elemente Methode .....	3-26
3.3.2	Prognoserechnungen mit einem konventionellen Blockmodell.....	3-27
3.4	NACHWEIS DER TRAGFÄHIGKEIT UND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT .....	3-31

---

<b>4</b>	<b>MATERIALIEN FÜR STATISCHE WIDERLAGER .....</b>	<b>4-1</b>
4.1	MATERIALANFORDERUNGEN .....	4-1
4.2	SALZGRUSBRIKETTS.....	4-1
4.3	BASALT.....	4-5
4.4	SCHMELZBASALT .....	4-7
4.5	SAND .....	4-10
4.6	SOLEMÖRTEL.....	4-11
<b>5</b>	<b>PARAMETER VERSCHIEDENER MAUERWERKSVERBÄNDE.....</b>	<b>5-1</b>
5.1	VERSUCHE MIT PRISMEN.....	5-1
5.1.1	Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial.....	5-1
5.1.2	Prismen aus Schmelzbasaltsteinen mit Sand als Fugenmaterial .....	5-3
5.2	EIGENSCHAFTEN EINES TROCKEN VERLEGTEN VERBANDES AUS SALZBRIKETTS .....	5-8
5.3	VERSUCHE MIT MODELLWIDERLAGERN.....	5-10
5.3.1	Modellwiderlager aus Salzbriketts RZ 005 und RZ 006 .....	5-13
5.3.2	Rückrechnungen der Versuche mit Modellwiderlagern .....	5-16
5.3.2.1	Berechnung der Modellwiderlager mit dem Blockmodell.....	5-16
5.3.2.2	Berechnung der Modellwiderlager mit einem FEM - Modell.....	5-21
5.3.3	Modellwiderlager aus Betonsteinen .....	5-23
5.3.3.1	Versuch RZ 010 .....	5-24
5.3.3.2	Versuch RZ 011 .....	5-24
5.3.3.3	Versuch RZ 012 .....	5-24
5.3.3.4	Rückrechnungen der Versuche RZ 010 bis RZ 012 .....	5-25
5.3.4	Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen .....	5-26
5.4	IN SITU - VERSUCH EU 1 IN SONDRERSHAUSEN .....	5-27
5.4.1	Versuchsverlauf.....	5-29
5.4.2	Verschiebung des statischen Widerlagers .....	5-30
5.4.3	Axialspannungen im statischen Widerlager EU 1 .....	5-32
5.4.4	Normalspannungen im statischen Widerlager EU 1 .....	5-33
5.4.5	Modellrechnungen des statischen Widerlagers EU 1 .....	5-36
5.4.6	Widerlager nach Erreichen der Verbandsfestigkeit.....	5-40
5.4.7	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen.....	5-41
5.4.8	Schlussfolgerungen aus dem in situ - Versuch EU 1 .....	5-43

<b>6</b>	<b>ENTWURF UND BEMESSUNG EINES STATISCHEN WIDERLAGERS .....</b>	<b>6-1</b>
6.1	ENTWURF DES EINWIRKUNGSMODELLS .....	6-1
6.2	ENTWURF DES WIDERSTANDSMODELLS .....	6-2
6.2.1	Nachweis der Stoffeigenschaften.....	6-2
6.2.2	Entwurf eines Mauerwerksverbandes und der Geometrie des Bauwerkes....	6-3
6.2.2.1	Bemessung des Dichtelementes.....	6-3
6.2.2.2	Bemessung des statischen Widerlagers .....	6-4
6.2.3	Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Widerlagerverbandes.....	6-7
6.2.3.1	Druckfestigkeit des Mauerwerksverbandes .....	6-7
6.2.3.2	Schubfestigkeit des Mauerwerksverbandes .....	6-8
6.2.3.3	Verbandsscherfestigkeit .....	6-8
6.2.3.4	Steifstes Systemverhalten.....	6-10
6.2.3.5	Weichstes Systemverhalten.....	6-11
6.2.3.6	Eigenschaften der Kontaktfuge Widerlager – Gebirge .....	6-13
6.2.4	Tragfähigkeit der Gebirgskontur.....	6-13
6.3	PROGNOSERECHNUNGEN MIT DEM SYSTEM BAUWERK – GEBIRGE .....	6-15
6.3.1	Blockmodell des statischen Widerlagers .....	6-15
6.3.2	Numerische Modellrechnungen.....	6-16
6.3.2.1	FEM - Modell des statischen Widerlagers (ABAQUS Standard 6.1-1) .....	6-17
6.3.2.2	FDM - Modell des statischen Widerlagers (FLAC 4.00) .....	6-18
6.4	ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN MODELLRECHNUNGEN .....	6-21
6.4.1	FEM - Modellrechnungen und Rechnungen mit dem Blockmodell.....	6-21
6.4.1.1	Einwirkungskombination A – Laugendruck.....	6-21
6.4.1.2	Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck .....	6-22
6.4.1.3	Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck.....	6-23
6.4.2	FDM - Modellrechnungen für die Einwirkungskombinationen B und C... ..	6-24
6.4.3	Vergleich der Modellrechnungen .....	6-26
6.5	NACHWEIS DER TRAGFÄHIGKEIT UND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT .....	6-27
6.5.1	Teilsicherheitsfaktoren für den Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit .....	6-27
6.5.2	Sicherheitskonzept zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit .....	6-29
6.5.3	Nachweis der Tragfähigkeit des Widerlagers .....	6-30
6.5.4	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit .....	6-32
6.5.5	Nachweis der Tragfähigkeit der Gebirgskontur.....	6-34
6.6	SICHERHEITSNIVEAU DES KONZIPIERTEN BAUWERKES .....	6-36

---

<b>7</b>	<b>EINBAUTECHNOLOGIE UND KOSTEN DES KONZIPIERTEN BAUWERKES.....</b>	<b>7-1</b>
7.1	BAUWEISE UND EINBAUVERFAHREN .....	7-1
7.2	BAUSTOFFE UND HILFSMATERIALIEN .....	7-3
7.3	KOSTEN DES GESAMTEN VERSCHLUSSSYSTEMS.....	7-5
7.4	QUALITÄTSSICHERUNG UND ANFORDERUNGEN AN DIE BAUAUSFÜHRUNG .....	7-7
<b>8</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....</b>	<b>8-1</b>
<b>9</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>9-1</b>
<b>10</b>	<b>REGISTER .....</b>	<b>10-1</b>
10.1	HAUPTBEZEICHNERVERZEICHNIS.....	10-1
10.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS .....	10-3
10.3	TABELLENVERZEICHNIS.....	10-6
10.4	ANLAGENVERZEICHNIS .....	10-10

# 1 Aufgabenstellung

Für die Gewährleistung eines sicheren Einschlusses von nuklearen oder chemisch/toxischen Abfallstoffen in tiefen geologischen Formationen wird ein sogenanntes Multi-barrierensystem angewendet. Natürliche Barrieren werden durch das umgebende Wirtsgestein und dessen Schutzschichten gebildet. Verschlüsse, welche die künstlich geschaffenen Zugänge zum Einlagerungsbereich dauerhaft verschließen, bezeichnet man als geotechnische Barrieren oder Verschlussysteme. Ihre Funktion muss über Zeiträume in Größenordnungen von 10 000 bis größer 100 000 Jahre gewährleistet werden. Man unterscheidet Schachtverschlüsse in vertikalen Grubenbauen und Streckenverschlüsse in horizontalen Streckenauffahrungen.

Ein Nachweis von Stoffeigenschaften über solche Zeiträume ist in Laborversuchen nicht möglich. Mit Hilfe von natürlichen Analoga in enger Verbindung mit Modellrechnungen können Stoffeigenschaften vorhergesagt werden. Nur unter Einbeziehung von Beobachtungen natürlicher Systeme und Stoffkreisläufe, die bereits über geologische Zeiträume andauern, werden Prognosen über die geforderte Funktionsdauer möglich.

Bei den eingesetzten Stoffen handelt es sich daher um natürliche Materialien, die in starkem Maße auch die Bauweise der Bauwerke bedingen, die aus ihnen errichtet werden. Für einen bearbeiteten Naturwerkstein kommt aus diesem Grund nur eine Bauweise in Form eines Mauerwerkes in Frage. Auf Bauweisen des modernen Massivbaus, wie beispielsweise Ort- oder Fertigbeton, kann in diesem Fall nicht zurückgegriffen werden.

Die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Mauerwerksverbandes müssen ebenso wie die Langzeiteigenschaften des Materials nachgewiesen werden. Bruchhypothesen und Versagensmechanismen müssen dazu aus zweidimensionalen Modellen auf die dreidimensionalen Gegebenheiten im Widerlager übertragen werden. Ziel dieser Arbeit ist es, einen Algorithmus zu entwickeln, durch den der Entwurf und die Bemessung von mehraxial beanspruchten Mauerwerksverbänden als statische Widerlager möglich wird.

Am Ende dieses Algorithmus soll eine Konstruktion zur Abdichtung horizontaler Grubenbaue stehen, die den prognostizierten Einwirkungen widersteht und deren Funktion über extrem lange Zeiträume gewährleistet ist. Neben der Entwicklung des Algorithmus für den Entwurf und die Bemessung dieser Mauerwerksverbände sind die zur Bemessung erforderlichen Verbandsparameter zu ermitteln.

## 2 Einführung

### 2.1 Bisherige Konzepte und fertiggestellte Streckenverschlussbauwerke

Im deutschen Salzbergbau konnten in den letzten 100 Jahren umfangreiche Erfahrungen beim Bau von Dämmen in Strecken gesammelt werden. In den USA wird im Rahmen des WIPP - Projektes seit Anfang der 80`er Jahre an Streckenverschlüssen im Salinar geforscht. Schweden und die Schweiz betreiben umfangreiche Forschungen auf dem Gebiet der Verfüllung von Bohrlöchern und Einlagerungskammern im Granit und Tongestein, wobei einzelne Komponenten von Verschlussystemen getestet werden. Es besteht national wie international ein großes Interesse an der Lösung der bestehenden Probleme bei der Errichtung von langzeitstabilen Streckenverschlussbauwerken.

Im Folgenden sollen bisher ausgeführte Bauwerke und ausgewählte Konzepte erläutert werden.

In den anhaltinischen Salzwerken Leopoldshall wurde 1898 ein ersaufender Grubenteil durch einen ca. 160 m langen Damm in Mauerwerksbauweise abgeriegelt (Glückauf 1902). Dieser Damm befand sich in einer Teufe von 300 m im älteren Steinsalz und war über die Betriebsdauer der Grube von 20 Jahren dicht. Der Einbau der Steine mit Magnesia- und Portlandzementmörtel beinhaltet diversitäre Ansätze im Sicherheitskonzept. Außerdem ist eine erste Trennung zwischen Dichtsystem in Form der Asphaltfugen und den lastabtragenden Mauerwerksbereichen zu erkennen.

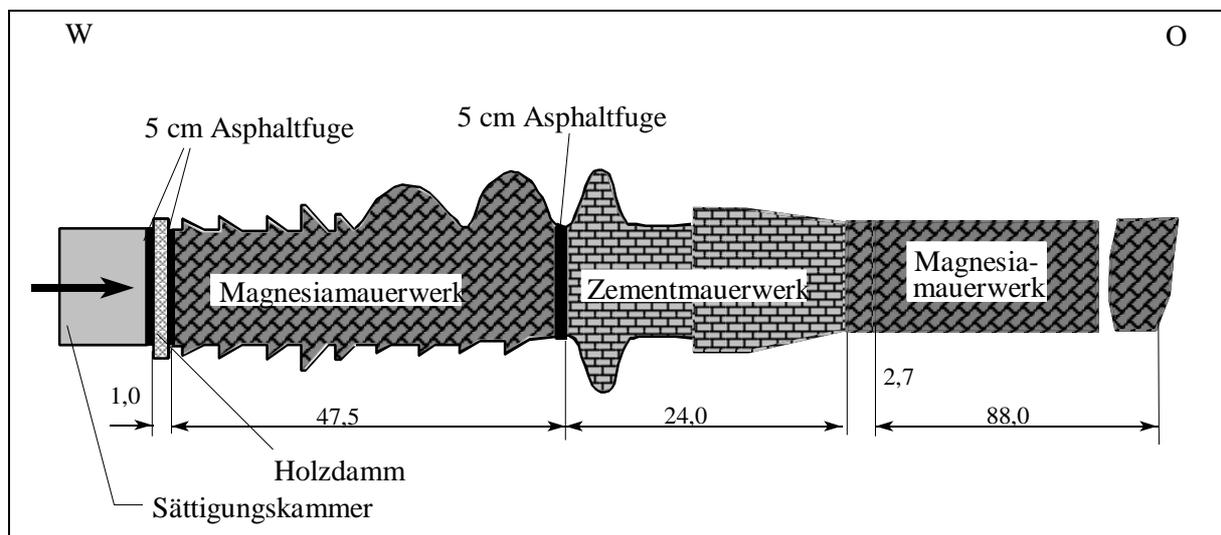


Abbildung 2-1: Dammbauwerk Leopoldshall 1898 (Glückauf 1902)

Im Jahre 1916 wurde durch einen 70 m langen Damm aus Magnesia- und Zement-mauerwerk im Kalibergwerk Bismarckshall ein Liegendzufluss abgedichtet. Der Damm ist aus Einzeldämmen aufgebaut, dessen Zwischenräume später verpresst wurden. Nach Anbau eines zusätzlichen Abschnittes von 10 m und nachträglichen Injektionen mit Zementleim konnten die Zuflüsse abgedichtet werden.

Durch einen prismatoidförmigen Mauerwerksdamm konnte im Kaliwerk Sachsen Weimar in 715 m Teufe ein Laugenzufluss aus einer Kluft abgedichtet werden (LOHMANN 1930). Als Dichtung wurde im Kluftbereich eine ca. 1 m dicke Schicht Ton eingebaut. Das statische Widerlager weist eine Länge von 19,5 m auf und besteht aus einem vierfach verzahnten kegelstumpf - bzw. prismatoidförmigen Klinkermauerwerk. Die Dichtheit des Bauwerkes konnte erst nach umfangreichen Injektionsarbeiten erreicht werden. Bei diesem Bauwerk erfolgt wiederum die strikte Trennung zwischen dichtenden Elementen und statisch wirksamen Komponenten. Die Ausführung der statischen Widerlager in Beton und als Klinkermauerwerk folgt dem Prinzip der Diversität.

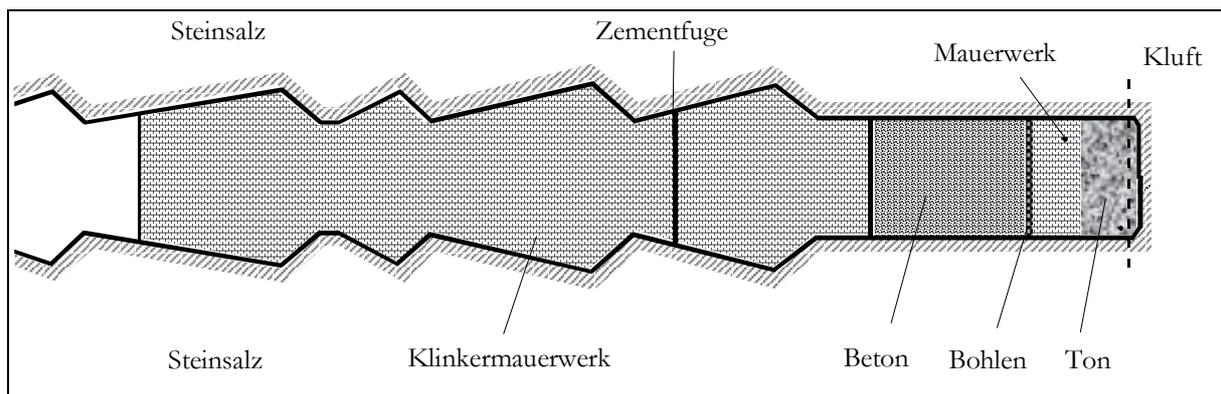


Abbildung 2-2: Mauerwerksdamm Sachsen Weimar (nach LOHMANN 1930)

Zur Errichtung eines unterirdischen Gasspeichers wurden in die Schächte des Kalisalzbergwerkes Burggraf - Bernsdorf in den Jahren 1968 bis 1970 gasdichte Schachtverschlüsse eingebaut. Bei diesen Bauwerken handelt es sich im Gegensatz zu den Streckenverschlüssen um Bauwerke in vertikalen Grubenbauen.

Durch zwei voneinander unabhängige Dichtsysteme (BÜTTNER ET. AL. 1974) zwischen zwei bewehrten Kugelkalotten wird die Dichtheit des Systems gewährleistet. Eine unter Überdruck stehende Flüssigkeit (übersättigte, ausgesalzene Tonspülung), die auf den gesamten Schachtquerschnitt wirkt, wird als hydraulische Dichtung bezeichnet. Das zweite System, die Kombinationsdichtung, beinhaltet zwei verbundene Dichtelemente (mechanisch und hydraulisch) zur Abdichtung der Rohrdurchführungen und des Kontaktbereiches zwischen Schachtwand und Pfropfen. Als statische Widerlager dienen zwei bewehrte Kugelkalotten aus Solebeton.

Der unterirdische Gasspeicher ist seit 1970 in Betrieb. Die Verschlüsse wurden mit einem maximalen Druck von 37 bar belastet und haben sich über Jahrzehnte bewährt (MESSENBRINK ET. AL. 1994).

In einem Versuchskonzept des Forschungsbergwerkes „Asse“ sollte ein Versuchsdamm aus arteigenem Material gebaut und untersucht werden (DBE 1995). Als arteigenes Material sollten Salzbriketts eingebaut werden, die in ihrer chemischen Zusammensetzung dem umgebenden Gebirge entsprechen. Das System besteht aus einer hydraulischen Kurzzeitdichtung (Asphalt) und einer Langzeitdichtung aus Salzbriketts. Die Prognose der Langzeiteigenschaften für das Material Salzbriketts (Langzeitdichtung) ist damit für

dieses Konzept von fundamentaler Bedeutung. Die Langzeitdichtung soll infolge der Konvergenz mit dem Gebirge verwachsen, während die Kurzzeitdichtung den Zeitraum überbrückt, bis sich ausreichende Konvergenzen eingestellt haben. Zur Aufnahme von Axialdrücken wurde für die Kurzzeitdichtung ein statisches Widerlager aus Salzbeton vorgesehen. Da für die Salzbricketts ein Nachweis der Langzeiteigenschaften unter Laugeneinfluss nicht möglich ist (vergleiche Abschnitt 4.2), kann die Funktion eines derartigen Verschlussystems nicht gewährleistet werden.

Während der Flutung des Kalisalzbergwerkes „Hope“ im Jahre 1983 sollte ein Streckendamm von ca. 11 m Länge und einem Querschnitt von etwa 8 m<sup>2</sup> geprüft werden (GRAY 1993). Das Bauwerk bestand aus zwei Stützteilen, welche aus Salzbeton hergestellt wurden und einer zwischen diesen Teilen angeordneten Innendichtung aus Sandasphalt. Das druckseitige Stützteil sollte durch den Axialdruck gegen das luftseitige gepresst werden, um so einen Druck in der Innendichtung aufzubauen. Es können keine Aussagen zur Wirksamkeit dieses Verschlussystems getroffen werden, da die Mess-einrichtungen im Versuchsverlauf ausgefallen waren.

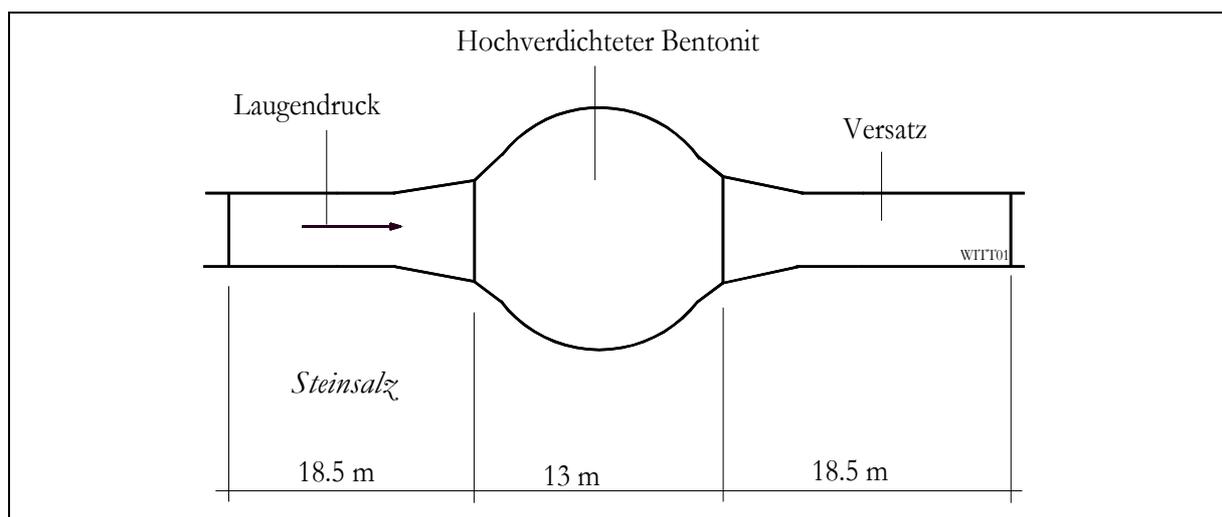


Abbildung 2-3: Darstellung des Verschlusskonzeptes nach (WITTKE 1996)

Ein Konzept des Ingenieurbüros Prof. Dr.-Ing. W. Wittke, beratende Ingenieure für Grund- und Felsbau (WBI), sah den Einbau von kugel- bzw. ellipsoidförmigen Dichtelementen unter erheblicher Erweiterung des Streckenquerschnittes vor (WITTKE 1996). Das Konzept erfordert das sofortige Wirken eines Quelldruckes im Bentonitdichtelement. Zur Stützung des Dichtelementes sind ein Dywidag - Mineralgemisch und Salzgrusbriquets vorgesehen. Neuere Erkenntnisse zu diesen Forschungsarbeiten sind gegenwärtig nicht veröffentlicht.

Zur Sicherung einer Erkundungsstrecke im Grubenfeld Sondershausen wurde eine langzeitfunktionstüchtige und beidseitig belastbare Querschnittsdichtung eingebaut (ALAND ET. AL. 1999). Das Bauwerk besteht neben Kurzzeitverschlüssen mit Betonwiderlagern und Bentonitdichtelementen aus einem 30 m langen Langzeitverschluss aus Bentonitformsteinen und Kies - Sand - Schichten. Die Kurzzeitverschlüsse werden sofort

nach dem Einbau des Systems wirksam, während der Langzeitverschluss nach diesem Konzept erst nach etwa 500 Jahren seine Funktion gewährleisten soll. In dieser Zeit konvergiert das Gebirge und belastet so das Bauwerk mit einer Radialspannung. Die Kies - Sand - Schichten dienen zur gesteuerten Bewässerung des Dichtelementes. Die Langzeitaußenelemente aus Bentonitformsteinen FS 70 weisen gegenüber dem Dichtelement des Hauptdammes aus FS 50 eine höhere Scherfestigkeit auf. Bei voll wirksamen Gebirgsdruck und nach erfolgter Streckenkonvergenz sollen diese Bereiche statische Aufgaben übernehmen. Das Verschlussystem ist in Abbildung 2-4 dargestellt.

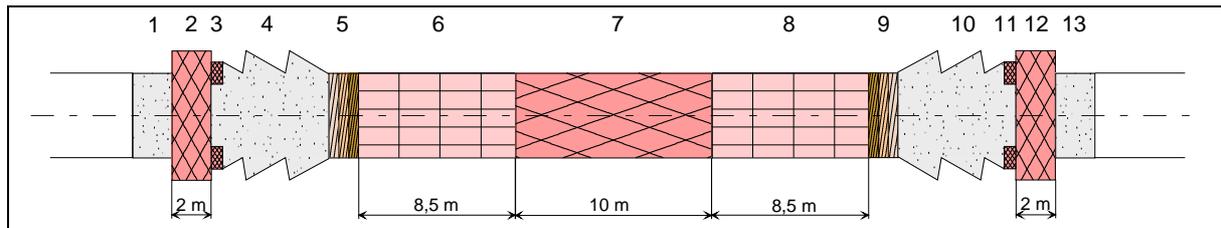


Abbildung 2-4: Verschlussystem „Dammbauwerk Immenrode“ im Grubenfeld Sondershausen (IBEWA 2001)

- |  |  |
|--|--|
| 1. Südlicher Vordamm-perforiert, Solebeton | 8. Nördliches Langzeitaußenelement, FS 70    |
| 2. Südlicher Hauptdamm, FS 50              | 9. Nördliche Kies-Sand-Schichten             |
| 3. Ringdichtung Südlicher Hauptdamm, FS 50 | 10. Nördliches Widerlager                    |
| 4. Südliches Widerlager                    | 11. Ringdichtung Nördlicher Hauptdamm, FS 50 |
| 5. Südliche Kies-Sand-Schichten            | 12. Nördlicher Hauptdamm, FS 50              |
| 6. Südliches Langzeitaußenelement, FS 70   | 13. Nördlicher Vordamm-perforiert, Solebeton |
| 7. Kerndichtung, FS 50                     |  |

In eine Maschinenstrecke des Grubenfeldes Sondershausen wurde im Jahre 2000 ein Versuchsbauwerk, bestehend aus zwei Dichtelementen und einem Widerlager, eingebaut (SITZ ET. AL. 2001). Durch das zweite Dichtelement mit zugehöriger Druckkammer sollten eventuell auftretende Umläufigkeiten besser festgestellt werden. Das Dichtelement besteht aus Bentonitformsteinen und das statische Widerlager aus Salzbriketts. Der Versuch wird in Abschnitt 5.4 ausführlich erläutert. Mit diesem in situ - Versuch sollte die Wirkungsweise eines Mauerwerksverbandes in prismatoider Form, dessen Lastabtragsverhalten sowie die Technologie zur Herstellung der Gebirgskonturen untersucht und überprüft werden. Die Abbildung 2-5 zeigt den prinzipiellen Aufbau des in situ - Versuches. Die Maschinenstrecke hat einen Durchmesser von etwa 3 m. Das Dichtelement wies eine Länge von 3 Metern bei einem Querschnitt von 3.20 x 3.40 m auf. Die Länge des Widerlagers betrug etwa 3.50 m mit einem Anstellwinkel der Gebirgskonturen im Lastabtragsbereich von 14° gegenüber der Streckenachse

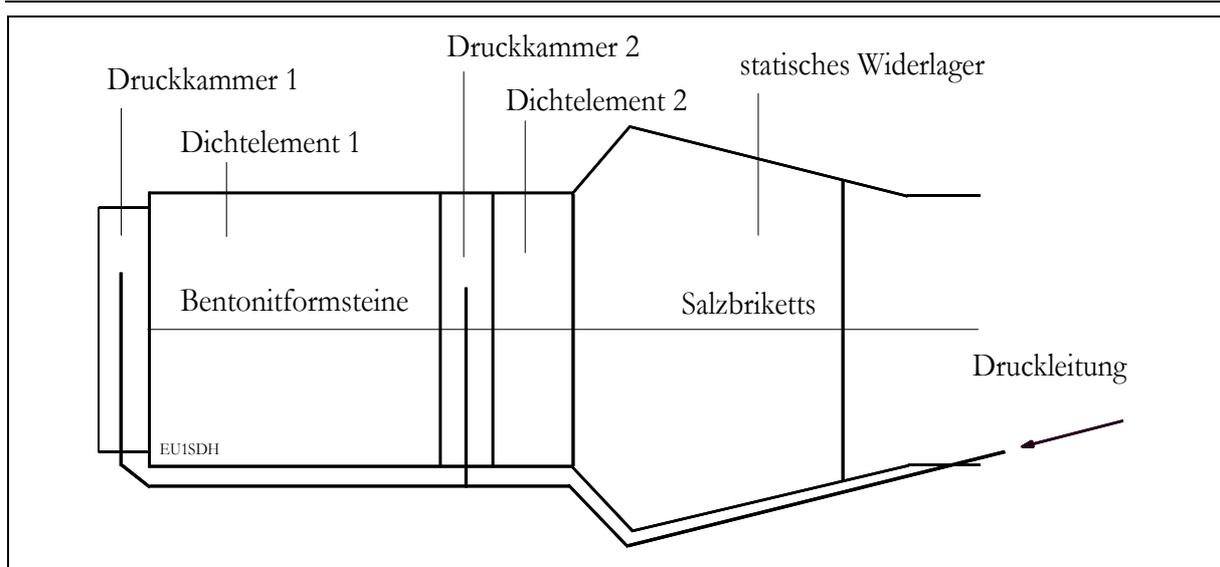


Abbildung 2-5: Aufbau des Versuchsbauwerkes EU 1 in Sondershausen

## 2.2 Grundgedanken zu langzeitstabilen Streckenverschlussbauwerken

In der Schrift „Katechismus der Bergbaukunde“ von (KÖHLER 1891) wurden vor mehr als hundert Jahren die folgenden Grundsätze zu Verdämmungen niedergeschrieben (SITZ 1999):

- Bei allen Arten von Dämmen ist das sorgfältige Auswählen und Herrichten der Dammbaustelle von großer Wichtigkeit.
- Die Dammbaustelle ist in festes, unzerklüftetes Gebirge zu legen, es soll glatte Flächen bilden.
- Widerlager sind, um Zerklüftungen des Gebirges zu verhüten, durch Schlägel- und Eisenarbeit herzustellen.
- Die Widerlagerflächen werden bereinigt und mit Mörtel beworfen, der in die Klüfte eindringt.
- Bei starkem Wasserdruck baut man die Mauerdämme gewölbeartig und verewiderlagert sie.
- Mauerdämme werden als Zylinderdämme mit zwei, häufiger noch als Kugeldämme mit 4 Widerlagern hergestellt.
- Häufig wird der Damm aus zwei ohne Verbund gemauerten Kugelschalen hergestellt, von denen jede Schale ihr eigenes Widerlager hat; zwischen den beiden Schalen liegt eine dicke Mörtelfuge.
- Da Mauermaterial porös ist, wird der Damm erst dann vollständig dicht, wenn in ihm eine Versinterung stattgefunden hat.

Diese von Köhler formulierten und vornehmlich aus Erfahrungen des Erz- und Kohlebergbaus resultierenden Grundsätze gelten in ihren Grundprinzipien auch für moderne Verschlussbauwerke (SITZ 1999):

- die Baustelle ist in festes ungeklüftetes Gebirge zu legen (Standortwahl),
- um die Klüftung des Gebirges zu verhüten, sind die Widerlager in Schlägel- und Eisenarbeit herzustellen (gebirgsschonender Ausbruch),
- das Gebirge muss glatte Flächen bilden (gelenkter Lasteintrag).

Für Verschlussbauwerke in stillgelegten Kali- und Steinsalzbergwerken folgen aus der chemischen Beanspruchung mit aggressiven Salzlauge und den rheologischen Eigenschaften des Salzgebirges besondere Anforderungen.

Aus den in Abschnitt 2.1 erläuterten Konstruktionen und Konzepten ergeben sich für Bauwerke unter diesen Bedingungen folgende Grundprinzipien:

- Trennung von Dichtelement und statischem Widerlager,
- Prinzip der Diversität und der Redundanz.

In (SITZ 1999) werden, speziell im Hinblick auf die Langzeitstabilität der Verschlussbauwerke, zusätzliche Anforderungen an die Konstruktion gestellt:

- Nachweis der Langzeitstabilität durch natürliche Analoga,
- zeitabhängiges Anwachsen des Sicherheitsniveaus,
- Einfachheit/ Robustheit (massive Bauweise) sowie Wartungs- und Nachsorgefreiheit,
- sofortige Funktionstüchtigkeit,
- geringe Gebirgsbeanspruchung.

Nach (HERRMANN & RÖHTMEYER 1998) werden zum Entwurf und zur Bemessung von Verschlussbauwerken in untertägigen Deponien folgende Grundsätze vorgeschlagen:

- Es werden, soweit es die bisherigen Erfahrungen zu den Eigenschaften der geologischen und der geotechnischen Barriere zulassen, statische Gleichgewichtszustände betrachtet.
- Geotechnische Barrieren sind so anzulegen, dass sich die Sicherheit des Gesamtsystems mit zunehmender Zeit erhöht.
- Barrierschäden sind jedoch nicht grundsätzlich auszuschließen. Deshalb ist durch zusätzliche Maßnahmen die gegenseitige Ersetzbarkeit der Barrieren und somit die Gesamtsicherheit des Systems aller Barrieren zu gewährleisten.

Der Entwurf des Dichtsystems einer Untertagedeponie oder eines Endlagers auf Basis der bisher erläuterten Grundlagen führt zu einem System aus verschiedenen Barrieren, die redundant und diversitär ausgelegt sind. In diesem Multibarrierensystem sind die Einzeldichtungen so angelegt, dass bei Versagen eines Systems, sofort die folgende Dichtung wirksam wird (Prinzip der Redundanz). Ein diversitär ausgelegtes Dichtsystem beinhaltet mindestens zwei voneinander unabhängige Einzeldichtungen, die in ihrer Bauart auf unterschiedlichen Konzepten beruhen. Durch diversitäre Auslegung wird einem Versagen durch Bauartmängel im Gesamtsystem vorgebeugt.

Stand der Technik bei hochbelasteten Verschlussbauwerken ist die Trennung von Dichtsystem und statischem Widerlager. Das Dichtsystem gewährleistet die Dichtheit des Verschlusses, während das statische Widerlager die axial wirkenden Lasten in das umliegende Gebirge abträgt.

Durch spezielle Widerlagergeometrien, verzahnt, parallel, prismatoid- oder kegelstumpfförmig, wird der Lastabtrag in das Gebirge gesteuert.

Um jeden untertägig aufgefahrenen Hohlraum im Salinar bildet sich im Laufe der Zeit eine aufgelockerte Zone. Sie ist durch erhöhte Permeabilitäten und geringere Festigkeiten gekennzeichnet. Im Bereich des Verschlussbauwerkes müssen deshalb die aufgelockerten Gebirgsbereiche entfernt bzw. reduziert werden, um Umläufigkeiten zu vermeiden.

Für die verwendeten Baumaterialien muss das Langzeitverhalten durch natürliche Analoga prognostiziert werden. Existieren für bestimmte Stoffe keine natürlichen Analoga, so können „Worst Case“-Betrachtungen angestellt werden, wobei die mechanisch wirksamen Materialkomponenten ebenfalls langzeitstabile Eigenschaften besitzen müssen.

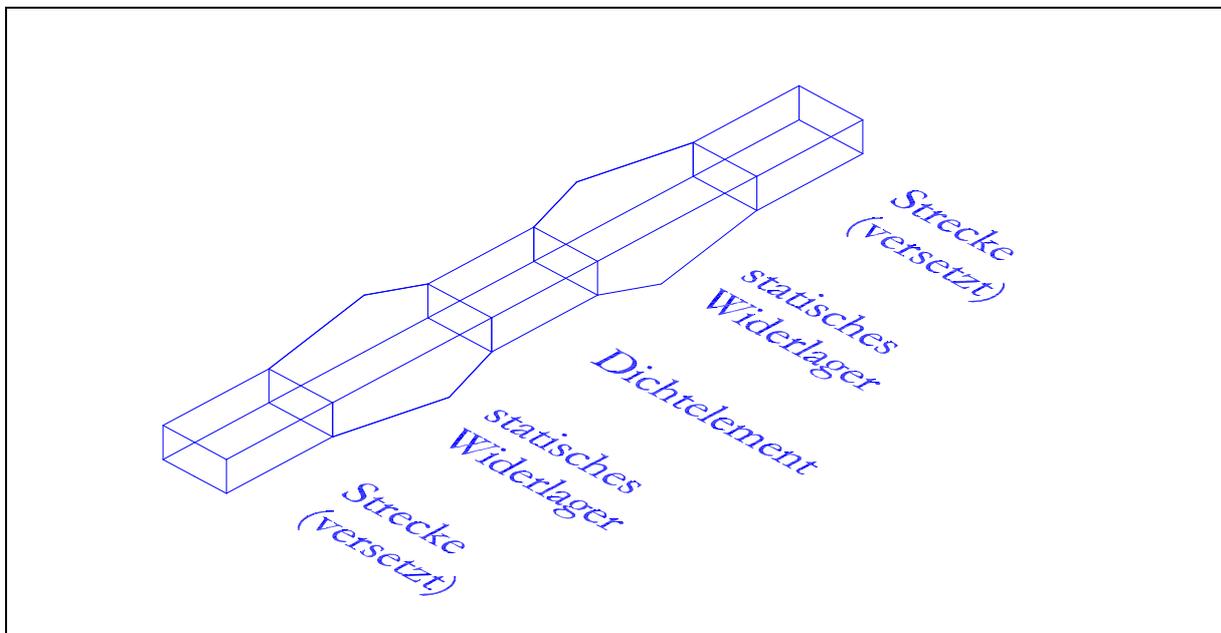


Abbildung 2-6: Verschlussystem gegenüber Fluiddruck aus beliebiger Richtung

## 2.3 Zielstellung der Arbeit

Die Prognose von Langzeiteigenschaften, speziell der Widerlagerbaustoffe, stellt in allen bisherigen Konzepten eine große Schwierigkeit dar. Eine diversitäre Auslegung in Form von Magnesia- und Salzbeton oder Mörtel behebt diesen Mangel nicht, da auch für diese Materialien keine natürlichen Analoga vorliegen. Außerdem haben diversitäre Auslegungen eine wesentliche Steigerung der Baukosten zur Folge. Das zu lösende Grundproblem liegt also im Nachweis der Langzeiteigenschaften aller im Verschlussystem verwendeten Baustoffe.

In (KOCH 1998) wird für den Basalt des Dietrichsberges der Nachweis der Langzeitbeständigkeit unter salinaren Bedingungen geführt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit ist geplant, das Analogon für den natürlichen Basalt auf das künstliche Material Schmelzbasalt zu übertragen. Der Schmelzbasalt ist gegenüber natürlichem Basalt wesentlich kostengünstiger herzustellen.

Für natürliche bzw. naturnahe Werkstoffe kommt, wie schon erwähnt, aufgrund der Form des Materials nur eine Bauweise als Mauerwerksverband in Frage.

Die Anwendung der Mauerwerksbauweise für dreiaxial beanspruchte Bauteile ist aus ökonomischen Gründen sowie aus Gründen der Belastbarkeit im modernen Bauwesen stark eingeschränkt. Es existieren keine Regelwerke und Vorschriften zum Entwurf oder zur Bemessung derartiger Bauwerke.

Es soll in dieser Arbeit ein Algorithmus entwickelt werden, mit dem statische Widerlager in Mauerwerksbauweise entworfen und bemessen werden können.

Dieser Algorithmus beinhaltet als Kern ein Verfahren, durch das ein stabiler Verband entworfen wird, welcher unter den speziellen geometrischen Bedingungen einer Strecke eine in Richtung der Streckenachse wirkende Belastung sicher in die Gebirgskontur abtragen kann.

Für Modellrechnungen zum Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit müssen die Festigkeiten und das Verformungsverhalten des Verbandes bestimmt werden. Modell und Theorien für zweidimensionale Bauteile, wie Mauerwerksscheiben und Mauerwerksbögen, müssen auf die dreiaxialen Bedingungen im Widerlagerverband übertragen werden. Die mechanischen Eigenschaften Verformungsverhalten und Bruchfestigkeit unter verschiedenen Beanspruchungszuständen bilden die Grundlagen für Prognoserechnungen und damit den Nachweisen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Die angewandten Theorien und Modelle zur Bestimmung der Verformungseigenschaften sollen in geeigneten Versuchen überprüft werden.

Für die Untersuchung der Verformungseigenschaften von Mauerwerksverbänden wurden folgende Versuche geplant:

- Kleinformatige Prismenkörper im einaxialen Druckversuch,
- Modellwiderlager in einem Gefügeversuchsstand (Lehrbergwerk „Reiche Zeche“ Freiberg),
- in situ - Versuch Verschlussbauwerk EU 1 in der Grube „Glückauf“ in Sondershausen.

Die Untersuchung der Modellwiderlager erfolgt auf einem eigens für diese Arbeit entwickelten Gefügeversuchsstand im Lehrbergwerk „Reiche Zeche“ in Freiberg.

Im Rahmen des BMBF - geförderten Forschungsvorhabens „Entwicklung eines Grundkonzeptes für langzeitstabile Streckenverschlussbauwerke für UTD im Salinar“ soll in einem in situ - Versuch (EU 1 in Sondershausen) das Verhalten eines Mauerwerksverbandes unter realen Bedingungen untersucht werden.

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit muss ein Verfahren entwickelt werden, das die spezielle Geometrie der Konstruktion und deren Wirkungsweise berücksichtigt.

Am Beispiel eines Verschlussbauwerkes für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  werden die statischen Widerlager nach dem Algorithmus entworfen und bemessen. Die Kosten des gesamten Verschlussbauwerkes sollen auf der Basis der Kostenkalkulation des in situ - Versuches EU 1 abgeschätzt werden.

### **3 Algorithmus zum Entwurf statischer Widerlager in Mauerwerksbauweise**

Mit diesem Algorithmus soll ein statisches Widerlager in Mauerwerksbauweise über eine Funktionsdauer von 10 000 bis 100 000 Jahren sicher entworfen und bemessen werden. Die Abbildung 3-1 zeigt das Flussbild des Algorithmus.

Nach dem Entwurf eines Einwirkungsmodells, in dem alle maßgebenden geologischen, hydrogeologischen, geomechanischen und tektonischen Einflüsse auf das Bauwerk enthalten sein müssen, steht an erster Stelle die Auswahl der Baumaterialien, deren mechanische Eigenschaften über die geforderte Funktionsdauer keine bzw. nur geringfügige Änderungen erfahren dürfen.

Der Nachweis der Langzeitstabilität der eingesetzten Baumaterialien ist damit von fundamentaler Bedeutung. Er muss für alle im Widerlager verwendeten Stoffe erbracht werden (Abschnitt 3.2.1). Die Materialauswahl sowie der Entwurf des Widerlagerverbandes und die Bestimmung der Verbandseigenschaften sind Bestandteil des Widerstandsmodells. Das Widerstandsmodell beschreibt damit die Festigkeit der Konstruktion gegenüber den Einwirkungen.

Es muss ein Mauerwerksverband entworfen werden, durch den axial angreifende Kräfte in die Gebirgskontur eingetragen werden können. Dazu ist eine Bauwerksgeometrie mit entsprechendem Verlegeschema erforderlich, welche unter allen Bedingungen die so genannte „Innere Sicherheit“ gewährleistet (Abschnitt 3.2.2.2). Als „Innere Sicherheit“ wird der Verbund zwischen den Einzelsteinen bezeichnet, welcher für die Annahme des Widerlagers als in sich geschlossener und stabiler Block unbedingt notwendig ist. Durchgehende Fugen in Belastungsrichtung müssen ausgeschlossen werden. Wird dies gewährleistet, ist ein Versagen des Verbandes nur durch mehr oder weniger parallel zur Streckenachse orientierte Brüche in den Steinen des Verbandes möglich.

Diese Bruchstrukturen, die ein Versagen des Verbandes hervorrufen können, müssen ausgeschlossen werden. Bereits existierende Bruchmodelle (SABHA & WEIGERT 1997; MANN & MÜLLER 1985) für zweidimensionale Mauerwerksverbände, welche die Form von Scheiben und Mauern haben, können unter verschiedenen Annahmen auch auf dreiaxial beanspruchte Mauerwerkskörper übertragen werden (Abschnitt 3.2.3.1 bis 3.2.3.4).

Neben der Berechnung der Verbandsfestigkeit erfolgt die Bestimmung der Grenzwerte für das Verformungsverhalten des Verbandes als Basis für die Prognoserechnungen. Durch Prognoserechnungen werden die maximale Beanspruchung durch den Gebirgsdruck sowie die maximal auftretende axiale Verschiebung berechnet. Es werden hier zwei Situationen unterschieden, weichstes und steifstes Systemverhalten, entsprechend den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit (Abschnitt 3.2.3.5 bis 3.2.3.7).

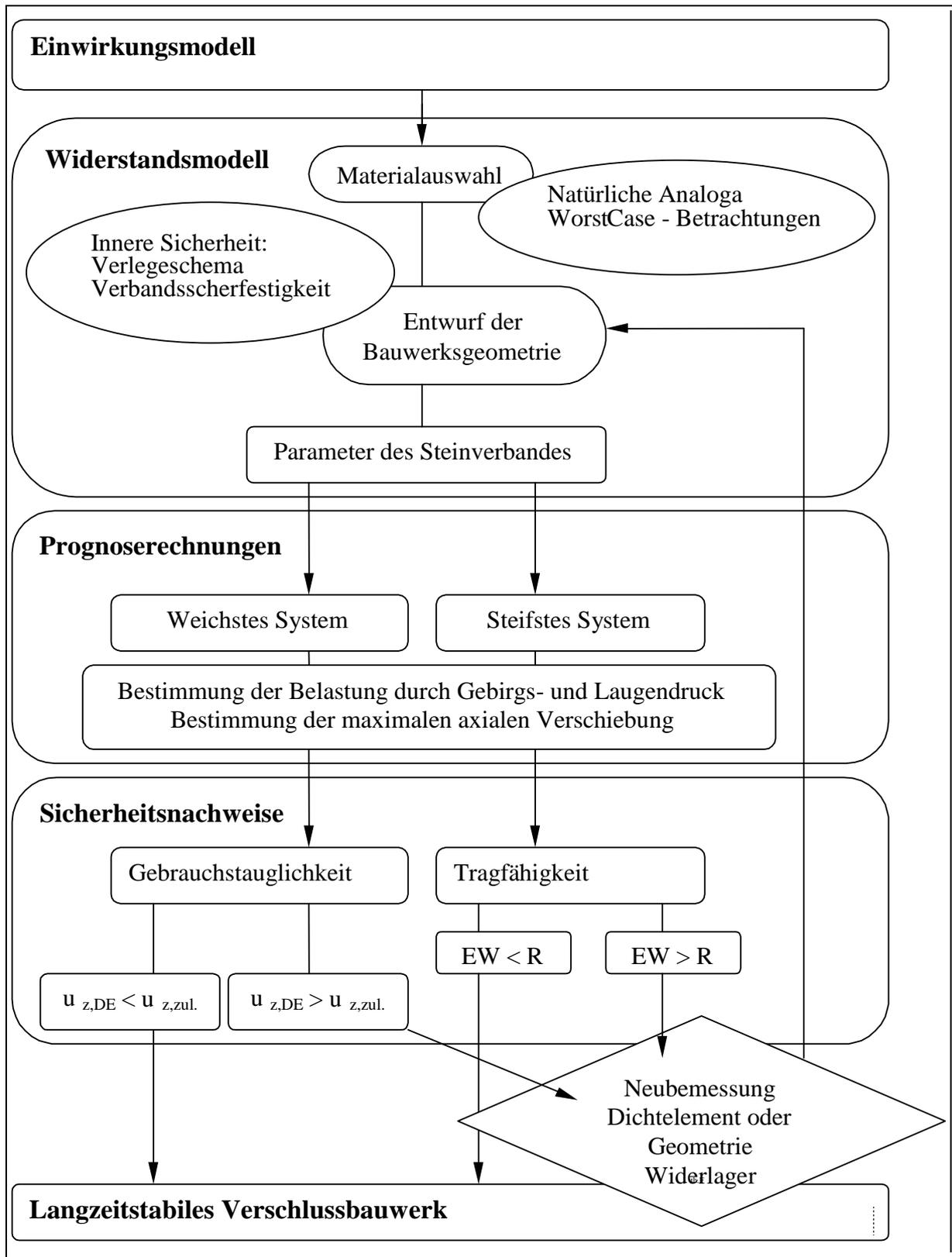


Abbildung 3-1: Algorithmus zum Entwurf und zur Bemessung statischer Widerlager in Mauerwerksbauweise

Mit dem steifsten Systemverhalten wird die maximale Belastung aus dem Gebirgsdruck bestimmt, die für die Tragfähigkeit der Konstruktion maßgebend ist (Abschnitt 3.2.3.6). Ist die maximal auftretende Belastung durch den Gebirgsdruck bekannt, so ermöglicht der Vergleich dieser Beanspruchung mit den vorhandenen Verbandsfestigkeiten eine Aussage zum Sicherheitsniveau der Konstruktion. Bei ungenügenden Sicherheiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Konstruktion bzw. das Verlegeschema geändert werden.

Mit dem weichsten Systemverhalten wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit geführt, da hier die maximalen axialen Verschiebungen der Konstruktion auftreten (Abschnitt 3.2.3.7). Kann die Gebrauchstauglichkeit nicht nachgewiesen werden, so wird eine Neubemessung des statischen Widerlagers bzw. die Verlängerung des Dichtelementes erforderlich. Die Sicherheitsnachweise werden auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes geführt (Abschnitt 3.4).

### 3.1 Entwurf des Einwirkungsmodells

Im Einwirkungsmodell sind alle maßgebenden Einflüsse mechanischer, chemischer und physikalischer Art auf die zu bemessende Konstruktion enthalten. Die jeweiligen Einflussfaktoren sind streng konservativ anzusetzen.

Mechanische Beanspruchungen bestehen in Form von Flüssigkeits- und Quelldrücken (Dichtelement) in der abzudichtenden Strecke. Aus den überlagernden Gebirgsschichten resultiert der Gebirgsdruck, durch den das Bauwerk normal zur Streckenachse belastet wird.

Chemische Einflüsse üben zutretende Laugen oder Wässer aus dem Grubengebäude auf das Bauwerk aus. Im Salinargebirge werden prinzipiell drei Laugentypen unterschieden: NaCl -, MgCl<sub>2</sub> - und Q - Lauge. Bei Wasserzutritt in ein Steinsalzbergwerk bildet sich eine gesättigte NaCl - Lauge mit geringen Gehalten an Kalium und Magnesium. Sind im Grubengebäude Kalilager (Hartsalz, Carnallit) aufgeschlossen, werden sich unterschiedlich stabile Lösungen in den Punkten M, Q und R des quinären Systems der Salze ozeanischer Salzablagerungen einstellen (Tabelle 3-1).

Tabelle 3-1: Zusammensetzung der quinären Lösungen bei 25°C (SANDER 1988)

Bodenkörper	Gehalte [Mol pro 1.000 Mol H <sub>2</sub> O]					Punkt
	MgCl <sub>2</sub>	MgSO <sub>4</sub>	2 NaCl	2 KCl	Mg <sup>++</sup> gesamt	
Halit, Sylvin, Glaserit, Schönit	21.5	14.0	24.2	14.2	35.5	M
Halit, Sylvin, Carnallit, Kainit	68.05	5.2	4.5	5.8	74.25	Q
Halit, Carnallit, Kainit, Kieserit	80.4	6.3	2.4	1.75	86.7	R

Das Widerlager gerät bei Laugenzutritt vollständig unter den Einfluss der Salzlauge. Bei dieser Lauge wird es sich um eine NaCl - Lauge mit KCl -, MgCl<sub>2</sub> - und MgSO<sub>4</sub> - Anteilen bzw. um eine MgCl<sub>2</sub> - Lauge mit KCl -, NaCl - und MgSO<sub>4</sub> - Anteilen handeln.

Das Bauwerk kann außerdem bei ausreichender Nähe zum Einlagerungsbereich eine thermische Beeinflussung erfahren. In Tabelle 3-2 sind die Faktoren des Einwirkungsmodells mit entsprechender Bezeichnung dargestellt.

Tabelle 3-2: Einflussfaktoren des Einwirkungsmodells für das Verschlussystem

Einflussfaktoren	Formelzeichen	
Mechanische Einflüsse		
Fluiddruck axial	$\sigma_z$	nur im Einlagerungsbereich
		nur schachtseitig der Dichtung
		beidseitig der Dichtung
Quelldruck Dichtelement	$\sigma_{DE}$	wirkt in beide Richtungen der Streckenachse
Gebirgsdruck	$\sigma_y$	vertikal
	$\sigma_x$	horizontal
Chemische Einflüsse	Lösungen:	im Grubengebäude anstehende Salze:
	NaCl - Lauge	Steinsalz
	MgCl <sub>2</sub> - Lauge	Steinsalz + Kalisalze
	Q - Lauge	Steinsalz + Kalisalze
Thermische Einflüsse	T	Wärmeabgabe der Abfallstoffe

### 3.2 Entwurf des Widerstandsmodells

Durch das Widerstandsmodell werden die vorhandenen Festigkeiten im Bauwerk beschrieben. Die Grundlage des Widerstandsmodells bilden, neben dem Nachweis der Langzeitstabilität der Baumaterialien, die folgenden Parameter des Bauwerkes sowie des Gebirges als Baugrund (Tabelle 3-3).

Tabelle 3-3: Modellparameter des Widerstandsmodells

Statisches Widerlager:	
Verbandsfestigkeiten	$\sigma_{d,VB} ; \sigma_{d,SB} ; \sigma_{VB}$
Verbandsdeformationsverhalten	$\epsilon_f ; E_{VB}$
Verlegeschema und Geometrie der Konstruktion	$\delta, \beta_{LV}, \beta_{LA}$
Gebirgskontur als Baugrund:	
Tragfähigkeit der Gebirgskontur	$\sigma_{d,GE} ; \sigma_{t,GE}$
Gebirgsdeformationsverhalten	$E_{GE}; K_{GE}; G_{GE}$
Eigenschaften der Kontaktfugen Widerlager – Gebirge	$\varphi_{WL-GE}$

### 3.2.1 Prognose von Stoffeigenschaften der Baumaterialien

Die Prüfung und Überwachung von Baustoffen hat im Bauwesen eine lange Tradition. Besonders im modernen Massivbau ist es unabdingbar, die verarbeiteten Baumaterialien in ihrer Qualität zu überwachen. Aber auch in traditionellen Bauweisen, wie beispielsweise im Mauerwerksbau, sind Prüfungen von Stein und Mörtel notwendig. Erst durch diese Kontrollen gelingen die erforderlichen Sicherheitsnachweise für die Konstruktionen.

Die Baustoffe werden bei diesen Prüfungen unter anderem auf Druckfestigkeit und Zugfestigkeit untersucht. Die hierbei erhaltenen Festigkeitswerte können, aufgrund der Nutzungsdauer gewöhnlicher Konstruktionen von selten mehr als 100 Jahren, über die Nutzungsdauer als nahezu konstant betrachtet bzw. mit Korrosionsabschlägen belegt werden.

Geht man von Nutzungszeiträumen von größer als 1 000 Jahren aus, so ist eine Prognose der Eigenschaften über diese Zeit, basierend auf den Prüfergebnissen der Materialprüfung, nicht mehr zulässig. Die Materialeigenschaften müssen deshalb mit anderen geeigneten Methoden nachgewiesen werden.

Die Prognose von Stoffeigenschaften über Zeiträume von 10 000 bis 100 000 Jahren ist durch Laborversuche nicht möglich. Ergebnisse aus Laborversuchen mit relativ kurzer Dauer können nicht auf Vorgänge mit gänzlich anderen Zeitdimensionen übertragen werden. Nur ein Verfahren, bei dem Versuchsdauer und Prognosezeitraum mindestens in einer Dimension liegen, kann mit der notwendigen Sicherheit die Stoffeigenschaften vorhersagen.

Ein solches Verfahren ist der Nachweis von Materialeigenschaften über natürliche Analoga. Man bedient sich hierbei der Natur selbst. Es werden Systeme und Stoffkreisläufe untersucht, die über geologische Zeiträume aktiv waren bzw. noch sind. Die betrachteten Vorgänge müssen in ihren Mechanismen ausreichend erforscht und datiert sein. Die Endprodukte können heute beprobt und untersucht werden. Damit erhält man Ergebnisse eines komplexen Versuches, der über geologische Zeiträume andauern kann. Mit dieser Methodik ist es möglich, Aussagen zum Langzeitverhalten der untersuchten

Stoffe zu treffen. Die Prognosen gelten ausschließlich für ein Milieu, das mit dem untersuchten Analogon identisch ist.

Eine zweite Möglichkeit, Vorhersagen für das Materialverhalten über große Zeiträume zu treffen, bilden so genannte „Worst Case“-Betrachtungen. Dabei werden für einen Prozess die denkbar ungünstigsten Annahmen getroffen. Wird zum Beispiel ein Bindemittel aus einem Mörtelgemisch ausgetragen, so ist der „Worst Case“ ein Zustand, in dem der Mörtel ohne jegliches Bindemittel vorliegt. Für Prognosen müssen dann die Eigenschaften des Mörtels bei fehlendem Bindemittelanteil untersucht werden. Hierzu müssen Probekörper aus reinen Mörtelzuschlägen geprüft werden.

Voraussetzung für diese Verfahrensweise ist der Nachweis der Langzeiteigenschaften der verbleibenden Mörtelzuschlagstoffe. Die Einflüsse des ursprünglich im Material vorhandenen Bindemittels auf das gesamte Stoffsystem der Analoga müssen abgeschätzt werden.

## **3.2.2 Entwurf der Geometrie des Bauwerkes und des Mauerwerksverbandes**

### **3.2.2.1 Eigenschaften des Widerlagerverbandes**

Die Mauerwerksbauweise stellte neben der Verwendung von Holz bis ins 18. und 19. Jahrhundert nahezu die einzige Möglichkeit dar, Bauwerke zu errichten. Erst mit der industriellen Revolution im 18. Jahrhundert wurden Stahl und gegen Ende des 19. Jahrhunderts Beton und Stahlbeton im Bauwesen als Baumaterial verwendet. Bis zu dieser Zeit war der Mauerwerksbau neben dem Holzbau die dominierende Bauform. Beispiele hierfür gibt es aus fast jeder geschichtlichen Epoche und den verschiedensten Kulturkreisen. Angefangen bei den Palästen der Mayas und den Städten der Inkas in Südamerika (Abbildung 3-2), der großen Mauer in China, den Pyramiden der Ägypter, den Tempeln der Griechen, den Viadukten und Arenen der Römer bis hin zu den Sakralbauten des Mittelalters und Bauwerken der Neuzeit. Ihnen allen liegt die gleiche Bauweise zu Grunde, der Mauerwerksverband.

Neben der fast 10 000 Jahre währenden Geschichte dieser Bauweise bietet der Mauerwerksbau auch in zukünftiger Zeit ein umfangreiches Entwicklungspotential. Zu erwähnen sind hierbei unter anderem bewehrtes und vorgespanntes Mauerwerk.

Die Forderung nach langzeitstabilen Baumaterialien lässt nur den Einsatz von solchen Naturwerksteinen als Baumaterialien zu, deren Langzeitstabilität durch natürliche Analoga nachgewiesen ist. Naturwerksteine werden durch Schneidarbeit aus größeren Gesteinsblöcken herausgeschnitten. Sie weisen mit bestimmten Toleranzen ein einheitliches Steinformat auf. Die Oberflächen sind infolge der Bearbeitung eben und glatt.

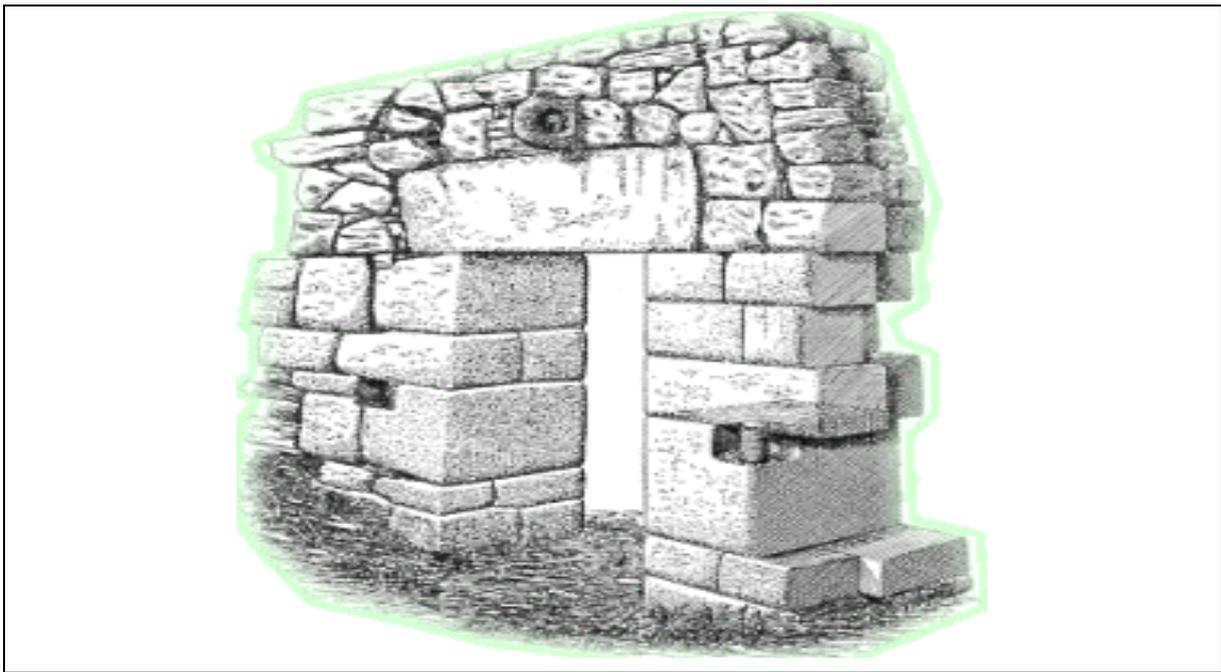


Abbildung 3-2: Steintor der Inka in Machu Picchu (Orquidea Real Hostal 2001)

Aus solchen Steinen lassen sich, wie schon erwähnt, nur Bauwerke in Form von Mauerwerksverbänden als Trockenmauerwerk beziehungsweise mit Sandfugen errichten, da der Nachweis der Langzeiteigenschaften für Mörtel nicht möglich ist. Unter einem Trockenmauerwerk versteht man einen Mauerwerksverband, der ohne ein Fugenmaterial zusammengesetzt wird. Zugkräfte können daraus folgend durch diese Verbände nicht aufgenommen werden. Das bedingt eine äußere Form des Verbandes, durch die das Auftreten von Zugspannungen bzw. klaffenden Fugen möglichst ausgeschlossen werden kann. Die Form eines Prismatoiden bzw. Kegelstumpfes erfüllt diese Forderung. Der Mauerwerksverband verspannt sich bei einer axialen Druckbelastung in der Gebirgskontur und trägt so die Belastung über die Kontaktflächen in das Gebirge ab. Durch einen gleitfähigen Kontakt zwischen Widerlager und Gebirge wird die Last gesteuert in die Gebirgskontur eingetragen.

### 3.2.2.2 Innere Sicherheit und Verlegeschema

Ein besonderes Merkmal des Mauerwerksverbandes sind die Fugen. Sie können in normaler Orientierung sehr große Druckspannungen übertragen. Fugenparallel können dagegen nur sehr kleine Schubspannungen auf den nächsten Stein übertragen werden. Durch den Versatz zwischen den Steinen wird das unterschiedliche Fugenverhalten miteinander kombiniert und der Verband erhält so seine Festigkeit.

Zur Bemessung der statischen Widerlager wird konservativ auf der Basis von „Worst Case“-Betrachtungen (vergleiche Abschnitt 3.2.1) davon ausgegangen, dass das Fugenmaterial über die Funktionsdauer jegliche Kohäsion verlieren wird. Die Fugen weisen somit ohne eine wirkende Normalspannung keinerlei Scherfestigkeit auf. Das bedeutet für den Widerlagerverband, dass in diesem Fall Verschiebungen nur durch einen form-

schlüssigen Verbund der Steine untereinander übertragen werden. Dieser formschlüssige Verbund wird neben dem Ausschluss von Scherbrüchen im Verbandsinneren als Innere Sicherheit bezeichnet.

Beim Aufbau des Mauerwerkes gilt daher dem Versatz der Steine in der axialen Belastungsrichtung besondere Beachtung. Durch diesen Versatz wird neben dem Nachweis der erforderlichen Scherfestigkeit des eingesetzten Steinmaterials die „Innere Sicherheit“ des Mauerwerksverbandes gewährleistet.

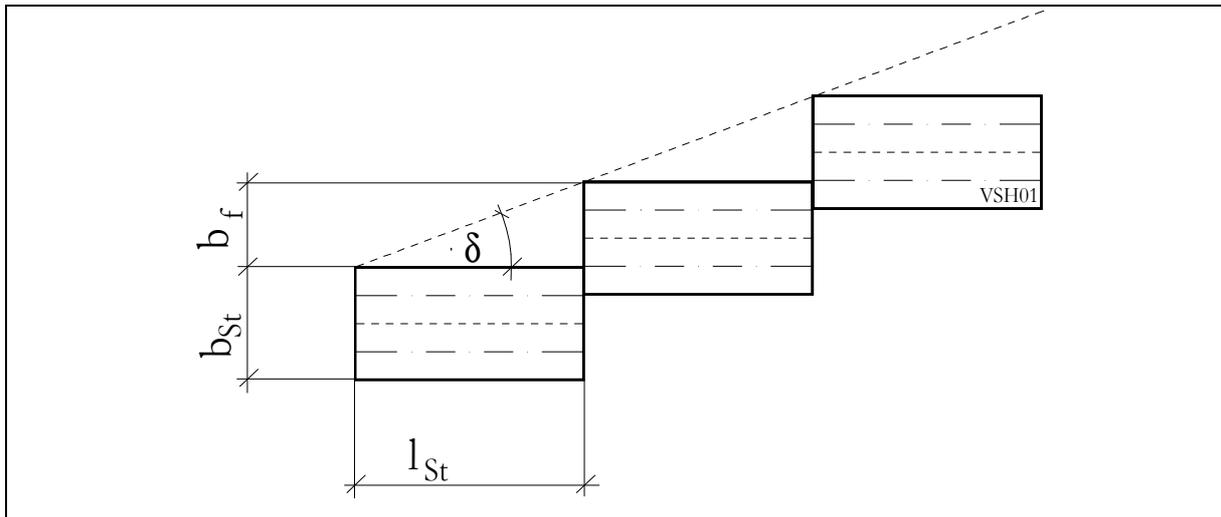


Abbildung 3-3: Lastverteilungswinkel  $\delta$  in Abhängigkeit von der freien Steinbreite  $b_f$

In diesem Abschnitt wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem ein Verlegeschema entworfen und die äußere Form des Widerlagerverbandes bemessen werden kann, um die „Innere Sicherheit“ des Verbandes zu gewährleisten. Nur durch die Gewährleistung der „Inneren Sicherheit“ kann eine axial angreifende Belastung in jedem Fall durch den Widerlagerverband in die Gebirgskontur eingetragen werden. Für eine Modellierung des Widerlagers als ein in sich geschlossener und stabiler Block bildet die „Innere Sicherheit“ des Verbandes eine grundlegende Voraussetzung.

Der Nachweis der Verbandsscherfestigkeit, durch den Brüche in einzelnen Steinen des Mauerwerksverbandes ausgeschlossen werden, wird im Abschnitt 3.2.3.2 erläutert.

In Abhängigkeit von der freien Steinbreite  $b_f$  kann für einen Verband ein so genannter Lastverteilungswinkel  $\delta$  berechnet werden (Abbildung 3-3). Dieser Winkel wird durch das Überdeckungsmaß zwischen den Steinen  $b_{\ddot{U}}$  gesteuert. Das Überdeckungsmaß  $b_{\ddot{U}}$ , welches den Grad der Überdeckung beschreibt, errechnet sich wie folgt:

$$(3-1) \quad b_{\ddot{U}} = \frac{b_f}{b_{St}}$$

Für den Lastverteilungswinkel  $\delta$  im Mauerwerk des Widerlagers folgt daraus:

$$(3-2) \quad \delta = \arctan\left(b_{\ddot{U}} \cdot \frac{b_{St}}{l_{St}}\right)$$

Als Überdeckungsmaß sollte  $b_{\bar{u}} = 0.75$  möglichst exakt eingehalten werden. Es wird so einerseits ein sicherer Formschluss zwischen den Steinen der Schalen gewährleistet und andererseits der Lastabtrag im Widerlagerverband über den Lastverteilungswinkel sichergestellt. Kann die Verbandsscherfestigkeit für das Überdeckungsmaß  $b_{\bar{u}} = 0.75$  nicht nachgewiesen werden, ist eine größere Überdeckung erforderlich.

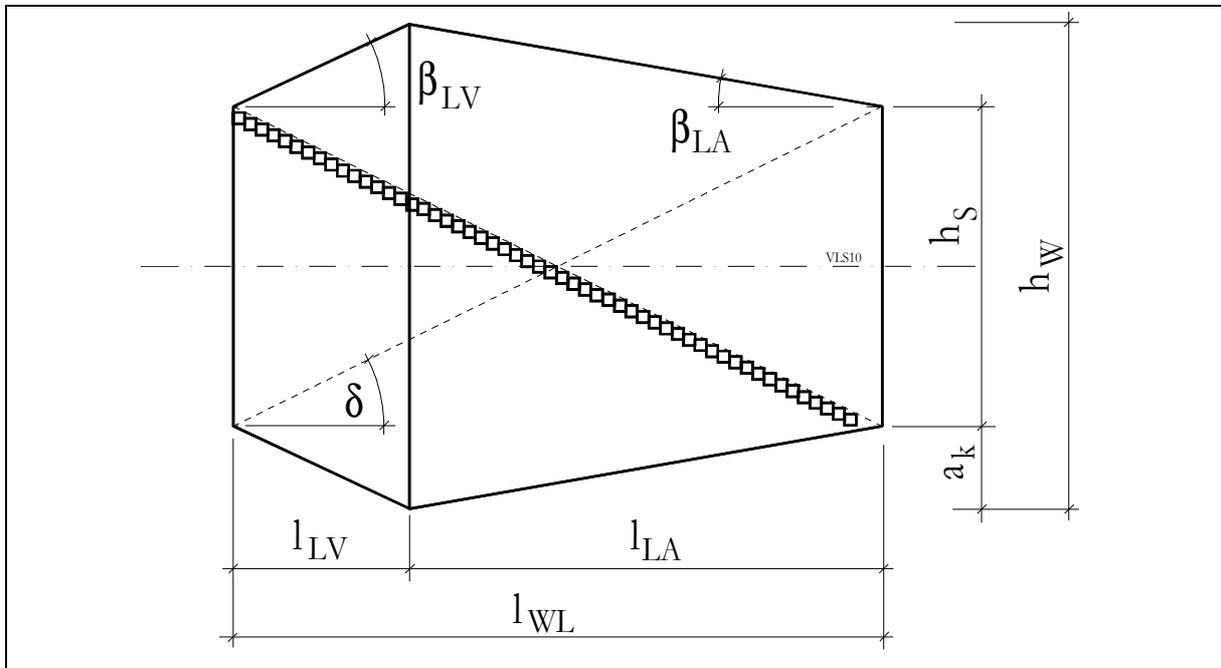


Abbildung 3-4: Lastverteilung in den Bereichen des Widerlagers

Im Lastverteilungsbereich sollte der Konturwinkel  $\beta_{LV}$  dem Lastverteilungswinkel  $\delta$  entsprechen (Abbildung 3-4).

$$\delta = \beta_{LV}$$

Ist der Konturwinkel  $\beta_{LV} > \delta$ , so wird der lastabtragende Bereich nicht optimal belastet. Der Lastabtragsbereich wird dagegen verkleinert, wenn der Konturwinkel  $\beta_{LV}$  kleiner als der Lastverteilungswinkel  $\delta$  ist.

Die Bemessung der erforderlichen Mindestwiderlagerlänge erfolgt über die normal zur Streckenachse orientierten Bauwerksachsen  $x$  oder  $y$ . Dabei ist die Achse maßgebend, welche die maximale Steifigkeit aufweist, da sich das Widerlager unter der Einwirkungskombination A (nur Laugendruck) in dieser Orientierung in der Kontur verspannt. Hierbei ist es sinnvoll, das Verlegeschema so anzupassen, dass die steifste Richtung auch jeweils die größten Kontaktflächen zur Gebirgskontur besitzt. Das ist bei rechteckigen Querschnitten in der Regel die senkrechte Normale auf der Streckenachse, die in dieser Abhandlung mit  $Y$  bzw. Streckenhöhe bezeichnet wird. Die Bemessung muss in diesem Fall deshalb in Abhängigkeit von der Streckenhöhe erfolgen.

Über Streckenhöhe und Lastverteilungswinkel  $\delta$  kann die erforderliche Widerlagerlänge  $l_{WL}$  nach folgender Gleichung errechnet werden:

$$(3-3) \quad l_{WL} = \frac{h_S \cdot l_{St}}{b_{\ddot{U}} \cdot b_{St}}$$

Mit Gleichung (3-3) wird eine Widerlagerlänge berechnet, die in Abhängigkeit vom Lastverteilungswinkel  $\delta$  zwei sich kreuzende Diagonalen zwischen den Eckpunkten der Widerlagerkonstruktion einschließt.

Das Widerlager besteht prinzipiell aus einem lastverteilenden und einem lastabtragenden Bereich. Der Lastverteilungsbereich hat die Aufgabe, die axiale Belastung auf den lastabtragenden Widerlagerteil zu übertragen. Da eine Verspannung im lastabtragenden Widerlagerteil nur dann aufgebaut wird, wenn die Randsteine des Verbandes mit verschoben werden, ist ein formschlüssiger Kontakt der Steine untereinander im Lastverteilungsbereich und im Lastabtragsbereich zwingend notwendig („Innere Sicherheit“).

Das Verhältnis der Konturwinkel im Lastverteilungs- bzw. Lastabtragsbereich bestimmt die Länge dieser beiden Bereiche. Der Konturwinkel im Lastabtragsbereich bewirkt die Verspannung des Widerlagerverbandes in der Gebirgskontur. Um diese Verspannung sicher zu gewährleisten, sollte der Konturwinkel  $\beta_{LA}$  nicht kleiner als  $5^\circ$  projektiert werden. Für die Kontur im Lastabtragsbereich wurden verschiedene Winkel in Modellrechnungen untersucht (vergleiche Abschnitt 3.3.2). Danach bewirkt die Vergrößerung des Winkels  $\beta_{LA}$  über  $10^\circ$  keine wesentliche Verbesserung des Lastabtragsverhaltens der Konstruktion.

Die Geometrie des prismatiodförmigen Widerlagers wird durch die Konturwinkel im Lastverteilungs- bzw. Lastabtragsbereich und die erforderliche Widerlagerlänge eindeutig festgelegt.

Mit den folgenden Formeln können die Längen der beiden Widerlagerbereiche sowie die Konturtiefe  $a_k$  berechnet werden:

$$(3-4) \quad l_{LA} = \frac{l_{WL}}{1 + \frac{\tan \beta_{LA}}{\tan \beta_{LV}}}$$

$$(3-5) \quad l_{LV} = \frac{l_{WL}}{1 + \frac{\tan \beta_{LA}}{\tan \beta_{LV}}} \cdot \frac{\tan \beta_{LA}}{\tan \beta_{LV}}$$

$$(3-6) \quad a_k = l_{LV} \cdot \tan \beta_{LV}$$

Eine auf diese Weise bemessene Widerlagergeometrie gewährleistet einen sicheren inneren Verbund der Steine. Ein Versagen kann in diesem Verband bei axialer Belastung nur dann auftreten, wenn es zu Brüchen in den Steinen selbst kommt oder wenn die Gebirgskontur, in welche das Widerlager eingebettet ist, versagt.

## 3.2.3 Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Mauerwerksverbandes

### 3.2.3.1 Festigkeit eines Mauerwerksverbandes

Ein Mauerwerksverband ist ein System aus zwei Stoffen, den Komponenten Stein und Mörtel. Diese beiden Materialien haben in der Regel verschiedene Eigenschaften. Während der Stein steif und relativ spröde reagiert, zeigt der Mörtel ein weiches und plastisches Verhalten. Das Fugenmaterial gewährleistet eine Bettung der Steine, wodurch Punktlasten bei direktem Kontakt der Steine untereinander vermieden werden.

Ein Mauerwerksverband besteht meist aus quaderförmigen Steinen. Daraus ergeben sich in den Achsen  $x$ ,  $y$  und  $z$  unterschiedliche Fugenteile und damit anisotrope Materialeigenschaften.

Der Verband kann gegenüber den Druckfestigkeiten der Steine teilweise erheblich reduzierte Druckfestigkeiten aufweisen. Die Ursache hierfür liegt in den unterschiedlichen Eigenschaften von Stein und Fugenmaterial. Die Materialien weisen bei gleicher Belastung unterschiedliche Querdeformationen auf. Im Bereich der Druckfestigkeit des Mörtels ist dessen Querdehnung wesentlich größer als die Querdehnung der Steine.

Durch den fließenden Mörtel erfährt der Stein eine Querbeanspruchung. Es entsteht im Verband ein innerer Spannungszustand, welcher durch Zugspannungen in den Steinen und Druckspannungen in den Mörtelfugen gekennzeichnet ist. Dieser dreiaxiale Spannungszustand wird durch Druck in Belastungsrichtung und Zug in den dazu senkrechten Hauptrichtungen beschrieben. Die Abbildung 3-5 zeigt diesen Spannungszustand in Fuge und Stein.

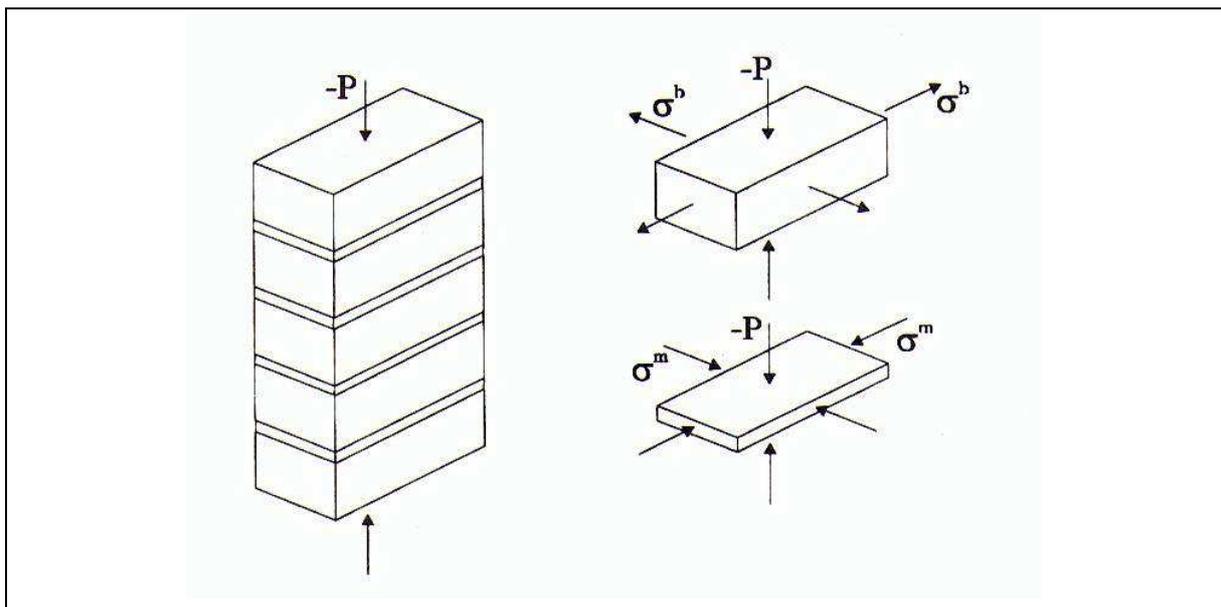


Abbildung 3-5: Dreiaxialer Spannungszustand in Stein und Fuge (KÖNIG ET. AL. 1993)

Überschreiten die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Steinmaterials, so kommt es zu vertikalen Rissen in den Steinen. Eine Mörtelfuge kann dagegen aufgrund des dreiaxialen Druckspannungszustandes wesentlich größere Belastungen aufnehmen, als es die einaxiale Druckfestigkeit des Mörtels zulässt.

Nach (HILSDORF 1965) steigt die Mauerwerksfestigkeit:

- Bei der Verwendung von gleichartigen Ziegeln,
- mit steigender Mörtelgüte und Festigkeit,
- dünner werdenden Fugen und
- zunehmender handwerklicher Qualität der Ausführung an.

Bei einer geringen Mörtelfestigkeit liegt die Mauerwerksdruckfestigkeit weit unter der Druckfestigkeit der verwendeten Steine. Liegt die Festigkeit des Mörtels dagegen weit über der Steinfestigkeit, so erreicht die Mauerwerksfestigkeit annähernd die Druckfestigkeit der Steine.

Diese Zustände stellen sich in einem einaxial beanspruchten Mauerwerk ein, wie zum Beispiel in Mauerwerksscheiben von Bauwerken. Dabei handelt es sich um flache Bauteile mit relativ geringer Tiefenerstreckung.

In Bauwerken, welche durch eine erhebliche Erstreckung in die Tiefe gekennzeichnet sind, wie beispielsweise die Dammbauwerke in Strecken, gelten diese Gesetze nur eingeschränkt. Der sich im Innern dieser Bauwerke ausbildende dreiachsige Druckspannungszustand wirkt den durch das Verhalten des Mörtels induzierten Zugspannungen entgegen. Nur in den Randbereichen der Widerlager auf der Druck- bzw. Luftseite kommt es durch angrenzendes weiches bzw. gänzlich fehlendes Material zu Zugspannungen, da hier eine Stützung wie im Verbandsinneren fehlt.

Neben reinen Druckspannungen können Mauerwerksverbände durch Schubspannungen beansprucht werden. Mauerwerksverbände in prismatoidförmigen Widerlagerkonstruktionen werden aufgrund ihrer Wirkungsweise zusätzlich auf Scherung beansprucht.

### **3.2.3.2 Verbandsscherfestigkeit**

Aus dem Verlegeschema ergeben sich durch den Versatz der Steine in ihrer Größe variierende Überlappungsflächen. Die Lastübertragung im Widerlager erfolgt durch diesen Versatz auf die jeweils nächste Schale im Verband. Im Normalfall wird die Last von einem Stein über unterschiedlich große Flächen auf vier Steine der nächsten Schale übertragen (Abbildung 3-6). Die Größe dieser Flächen ist abhängig vom Verlegeschema und vom jeweils verwendeten Steinformat. Sie bewegt sich im Allgemeinen zwischen  $1/8$  und  $3/8$  der Querschnittsfläche  $A_{St}$  des Steines.

Um Scherbrüche von Einzelsteinen im Verband auszuschließen, muss das Steinmaterial eine ausreichende Scherfestigkeit aufweisen. Die Verbandsscherfestigkeit hat damit wesentlichen Einfluss auf die Innere Sicherheit (vergleiche Abschnitt 3.2.2.2).

Ein ungünstiger Fall der Beanspruchung tritt dann ein, wenn die gesamte auf den Stein (Fläche  $A_{St}$ ) wirkende Axialspannung über eine einzelne Überlappungsfläche auf den nächsten Stein übertragen wird.

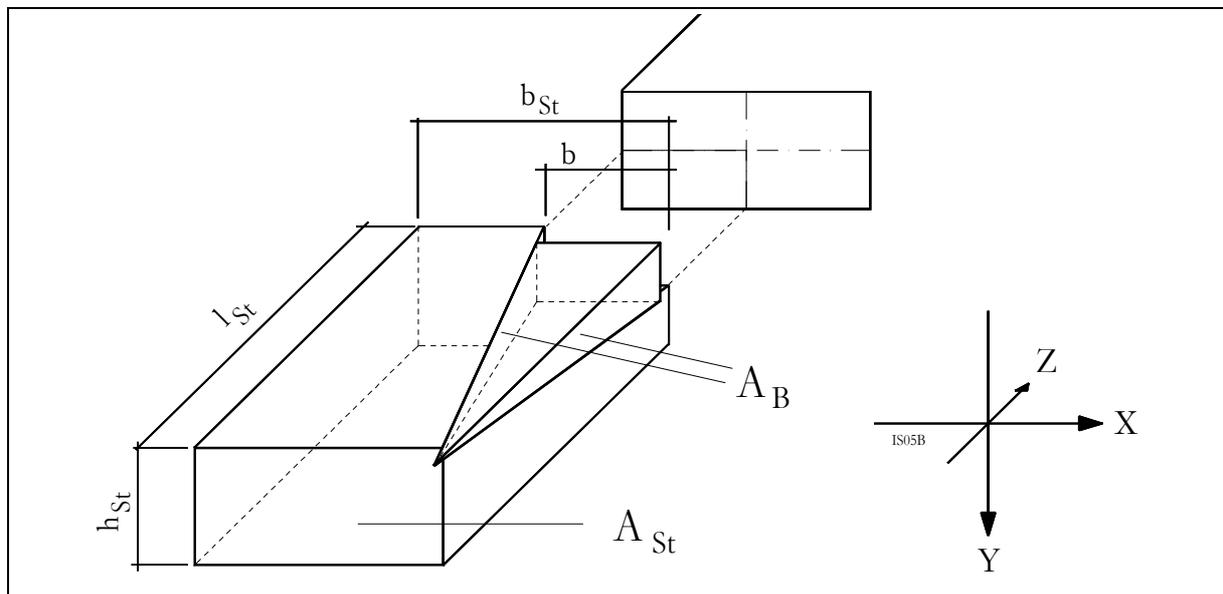


Abbildung 3-6: Scherbruch im Stein mit entsprechender Bruch- und Belastungsfläche

Wird die Belastung auf die Querschnittsfläche des Steines  $A_{St}$  größer als die Scherfestigkeit in der angenommenen Scherfläche (Abbildung 3-6), so kommt es zum Abscheren eines Keiles. Der Einzelstein versagt infolge eines Scherbruches.

Die angenommene Bruchfläche wird nach Gleichung (3-7) berechnet:

$$(3-7) \quad A_B = \frac{b}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{h_{St}}{2}\right)^2 + l_{St}^2} + \frac{h_{St}}{4} \cdot \sqrt{b^2 + l_{St}^2} .$$

Die Breite des Keiles ergibt sich aus der freien Steinbreite (vergleiche Abbildung 3-3)  $b_f$  zu:

$$(3-8) \quad b = b_{St} - b_f .$$

Zur Berechnung der Bruchspannung  $\sigma_{SB}$  auf der Fläche  $A_{St}$  gilt für diesen Versagensmechanismus folgende Gleichung:

$$(3-9) \quad \sigma_{SB} = \frac{A_B}{A_{St}} \cdot \tau .$$

- mit:
- $A_{St}$  Steinfläche, auf welche die Belastung wirkt
  - $\sigma_{SB}$  Spannung auf Steinfläche  $A_{St}$  im Bruchzustand
  - $A_B$  potentielle Bruchfläche durch den Stein
  - $\tau$  Scherfestigkeit des Steinmaterials

Die Scherfestigkeit des Steinmaterials wird in Triaxialversuchen bestimmt. Die berechnete Verbandsscherfestigkeit  $\sigma_{SB}$  kann mit den auftretenden Belastungen in axialer Richtung verglichen werden. So werden Aussagen zum Sicherheitsniveau gegenüber diesem Versagensmechanismus möglich.

Die Maximalwerte der Axialspannungen (Richtung  $z$ ) im statischen Widerlager werden durch die Ausbildung eines Spannungsgewölbes, in dessen Bereich bevorzugt der Lastabtrag realisiert wird, wesentlich beeinflusst. Aufgrund dieser Gewölbebildung entstehen im Widerlagerverband Bereiche mit deutlich höheren Axialspannungen, als die auf die Druckseite des Widerlagers wirkende Belastung (vergleiche Abschnitt 5.4.3). Im statischen Widerlager des in situ - Versuches EU 1 wurden im Widerlagerverband Axialspannungen gemessen, die dem 2.5-fachen der druckseitigen Belastung des Widerlagers entsprachen (vergleiche Abbildung 5-21). Die Druckgeber, mit denen diese Spannungen gemessen wurden, befanden sich im Bereich der Scherfuge des Widerlagerverbandes (Axialdruckgeber ME 7 in Abbildung 5-28). Sie lagen damit in den Keilen der Stoßbereiche, welche das Widerlager für das Druckgewölbe bildeten und in denen deshalb die maximalen Axialspannungen im Widerlagerverband auftraten.

Wird in Berechnungen zum Nachweis der Tragfähigkeit ein Modell verwendet, das auf der Annahme eines geschlossenen Blockes (vergleiche Abschnitt 3.3) basiert, müssen die Effekte der Gewölbebildung in Form eines Modellkorrekturfaktors zum Nachweis der Inneren Sicherheit berücksichtigt werden.

Zum Nachweis der Verbandsscherfestigkeit wird daher die Axialspannung, die auf die Druckseite des Widerlagers wirkt, mit dem Modellkorrekturfaktor  $k_M = 3.0$  beaufschlagt. Man erhält auf diese Weise den Bemessungswert des maximalen Axialdrucks im Widerlagerverband zum Nachweis der Verbandsscherfestigkeit der Widerlagerkonstruktion.

Die Größe des Korrekturfaktors  $k_M = 3.0$  resultiert aus den Messergebnissen des in situ - Versuches EU 1. Das Widerlager im Versuch EU 1 wies ein sehr kleines Verhältnis Länge des Lastabtragsbereiches zu Streckenbreite von  $l_{LA}/b_{SR} = 0.83$  auf. Daraus kann auf eine sehr ungünstige Gewölbeform geschlossen werden. Der Verlauf der Normalspannungen in den Kontaktfugen des Lastabtragsbereiches zeigte luftseitig ein deutliches Maximum (vergleiche ME 9 in Abbildung 5-23). Das bedeutet für ein kohäsionsloses Fugenmaterial in den Kontaktfugen, dass in diesem Bereich die größten Scherspannungen in der Kontaktfuge wirken. In Verbindung mit dem Lastverteilungswinkel des Verlegeschemas (siehe Abbildung B35 in Anlage B.22) ergibt sich daraus ein schmaler Keil, durch den fast die gesamte axiale Belastung in die Gebirgskontur abgetragen wird.

Die Bemessung eines statischen Widerlagers zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit nach Abschnitt 3.2.2.2 führt zu wesentlich größeren  $l_{LA}/h_{SR}$  - Verhältnissen. Die erforderliche Widerlagerlänge wird hier in Abhängigkeit von der Streckenhöhe bemessen, da diese Richtung in der Regel größere Kontaktflächen aufweist (vergleiche Abschnitt 3.2.2.2). Für einen Steinverband mit einem Lastverteilungswinkel von  $\delta = 20^\circ$  ergibt sich das Verhältnis  $l_{LA}/h_{SR}$  zu 1.80. Die Größe der Lastabtragsbereiche nimmt deutlich zu.

Die Bereiche, in denen die Axialbelastung abgetragen wird, weisen damit ebenfalls einen größeren Querschnitt auf. Die Spannungskonzentration wird infolge dessen geringer ausfallen als im Widerlagerverband der EU 1.

Die Form des Spannungsgewölbes im statischen Widerlager EU 1 kann damit gegenüber den Verhältnissen in statischen Widerlagern, die nach Abschnitt 3.2.2.2 bemessen werden, als sehr ungünstiger Fall angesehen werden. Der im Versuch EU 1 bestimmte Modellkorrekturfaktor  $k_M = 3.0$  kann auf zu bemessende Mauerwerksverbände statischer Widerlager übertragen werden. Der Nachweis der Verbandsscherfestigkeit muss in jedem Fall mit einem Modellkorrekturfaktor erfolgen.

### 3.2.3.3 Verbandsdruckfestigkeit

Nach (SABHA & WEIGERT 1997) kann das Spaltzugversagen von Quadermauerwerk unter Annahme eines linearen Bruchkriteriums nach folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$(3-10) \quad \sigma_{VB} = \frac{2 \cdot k \cdot \sigma_{d,m} + \sigma_{t,St}}{k + \frac{\sigma_{t,St}}{\sigma_{d,St}}}$$

mit:  $\sigma_{VB}$  Mauerwerksdruckfestigkeit  
 $\sigma_{d,St}$  Steindruckfestigkeit  
 $\sigma_{t,St}$  Steinzugfestigkeit  
 $\sigma_{d,m}$  Druckfestigkeit des Mauermörtels

$$(3-11) \quad k = \frac{t_m}{b_{St}} \cdot \left( 2.32 \cdot \frac{\sigma_{t,St}}{\sigma_{D,St}} + 1.6 \cdot \sqrt{\frac{b_{St}}{h_{St}}} \right)$$

mit:  $t_m$  Lagerfugendicke  
 $b_{St}$  Steinbreite  
 $h_{St}$  Steinhöhe

Die Gleichungen (3-10) und (3-1) gelten für ein Verhältnis von Mörtel- zu Steindruckfestigkeit von:

$$(3-12) \quad \sigma_{d,m} < 0.3 \cdot \sigma_{d,St} \quad .$$

Mit Gleichung (3-10) wird die einaxiale Druckfestigkeit einer Mauerwerksscheibe berechnet. Überträgt man diesen Parameter auf einen räumlichen Steinverband, der aus einzelnen Mauerwerksscheiben aufgebaut und mehraxial beansprucht wird, so existieren zusätzliche Sicherheitsreserven.

### 3.2.3.4 Schubbruchversagen

Neben dem Versagen infolge von Spaltzugbrüchen besteht bei mehrachsig beanspruchtem Mauerwerk die Möglichkeit von Schubbrüchen infolge des Eintrages von Schubkräften in die Steine (MANN & MÜLLER 1985). Durch die Schubbeanspruchung der Steine entsteht in Verbindung mit den wirkenden Normalspannungen eine geneigte Hauptzugspannung. Wird die Steinzugfestigkeit überschritten, führt dies zu Schubbrüchen. Die Abbildung 3-7 zeigt die Spannungsverteilung in einen Läuferverband sowie die entstehenden Bruchstrukturen der Schubbrüche im Steinverband nach Überschreiten der Steinzugfestigkeit.

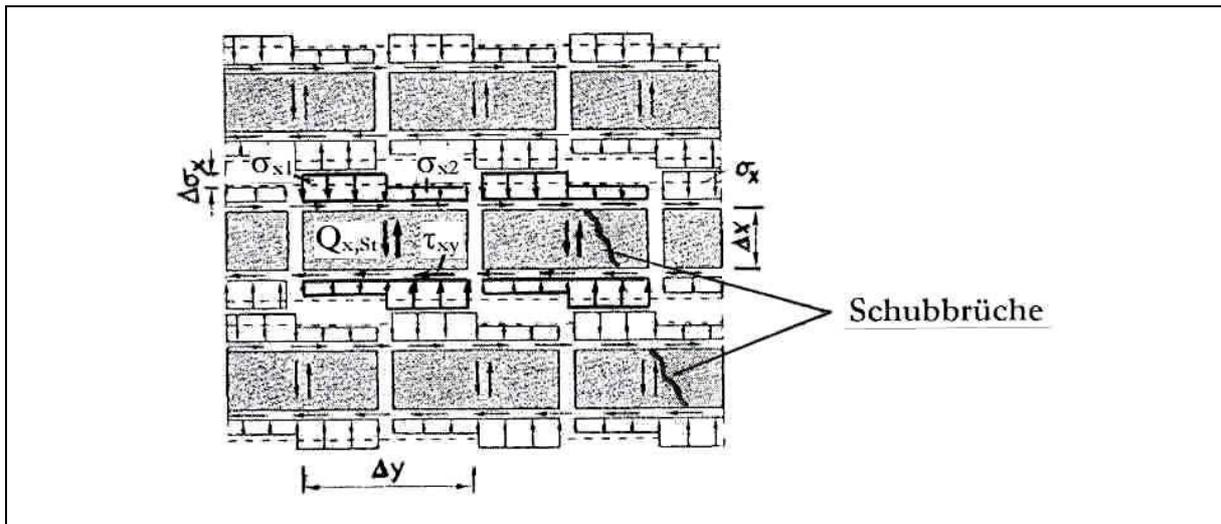


Abbildung 3-7: Spannungsverteilung nach (MANN & MÜLLER 1985)  
für einen Läuferverband

Die minimale Hauptnormalspannung berechnet sich nach MANN & MÜLLER mit der Gleichung:

$$(3-13) \quad \sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + (2.3 \cdot \tau)^2} = -\sigma_{t,St} \quad .$$

Bei Kenntnis der Zugfestigkeit des Steinmaterials kann man damit die Schubspannung berechnen, bei der ein Zugversagen der Steine eintritt:

$$(3-14) \quad \tau = \frac{\sigma_{t,St}}{2.3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\sigma_{t,St}}} \quad .$$

Der Faktor 2.3 berücksichtigt in dieser Gleichung, dass die senkrecht stehenden Stoßfugen im Mauerwerksverband nahezu keine Scherkräfte übertragen können. Die durchgehenden Steine in jeder zweiten Schicht müssen daher mindestens die doppelte Scherspannung aufnehmen. Untersuchungen von MANN & MÜLLER haben gezeigt, dass in der Steinmitte die tatsächlich wirkende Spannung  $\tau_{max} = 2.3 \tau$  herrscht. Dies gilt nur für Bedingungen in einem Läuferverband, wie in Abbildung 3-7 dargestellt.

Im Verband des Widerlagers liegen die Steine innerhalb der Schalen exakt übereinander. Das bedeutet, alle Steine werden hier gleichmäßig beansprucht. Die Stoßfugen des Verbandes, hier die Schalenfugen, können aufgrund der axialen Belastung des Widerlagers in großen Teilen Scherspannungen übertragen. Der Verband weicht erheblich von den Bedingungen ab, für die Gleichung (3-13) gilt. Die tatsächlich wirkende Scherspannung im Stein beträgt hier annähernd  $\tau_{\max} \approx \tau$ .

Das Druckversagen der Steine bei mehraxialer Beanspruchung wird nach folgender Gleichung berechnet (MANN & MÜLLER 1985):

$$(3-15) \quad \tau = \left( \sigma_{VB} - \sigma_y \right) \cdot \frac{l_{St}}{2 \cdot h_{St}} \quad .$$

mit:  $l_{St}$  Steinlänge  
 $h_{St}$  Steinhöhe

Die Versagensfälle „Klaffen in der Lagerfuge“ sowie „Scherversagen“ zwischen Stein und Mörtel nach (MANN & MÜLLER 1985) können aufgrund der Bauwerksgeometrie und durch die Gewährleistung der Inneren Sicherheit ausgeschlossen werden.

### 3.2.3.5 Verformungsverhalten des Widerlagerverbandes

Bevor das Verformungsverhalten von Mauerwerksverbänden näher betrachtet wird, sollen an dieser Stelle einige Begriffe erläutert werden. Elastizität ist die Eigenschaft eines Körpers, nach der Entlastung eine durch äußere Kräfte verursachte Formänderung wieder aufzuheben und danach die ursprüngliche Gestalt wieder anzunehmen. Es besteht ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Spannung und Deformation. Der E - Modul beschreibt dabei das näherungsweise linear elastische Verhalten eines Materials in bestimmten Belastungsbereichen als Quotient aus Spannungsänderung  $\Delta\sigma$  und zugehöriger Dehnungsänderung  $\Delta\epsilon$ . Unter dem Steifemodul  $E_s$  versteht man einen Verformungsmodul, welcher in Versuchen mit behinderter Querdehnung der Probekörper bestimmt wird (Oedometerversuch).

Das Verformungsverhalten eines Verbandes ist im Wesentlichen abhängig von den Eigenschaften des verwendeten Fugenmaterials. Um dieses Verhalten zu beschreiben, werden verschiedene Vereinfachungen erforderlich. (EGERMANN 1995) betrachtet Mauerwerk als vereinfachtes Zweistoffsystem, bestehend aus einem Steinanteil und einem Fugenanteil. Auf der Grundlage des Hooke'schen Gesetzes kann mit verschiedenen Annahmen ein ideeller E - Modul für dieses System berechnet werden.

Unter Annahme des ebenen Spannungszustandes ohne Berücksichtigung von Querverformungen gilt:

$$(3-16) \quad \Delta l = \frac{\sigma}{E} \cdot l \quad .$$

Für das Zweistoffsystem aus Fuge und Stein gilt:

$$(3-17) \quad \frac{\sigma_M}{E_{id}} \cdot [n_{St} \cdot h_{St} + (n_{St} + 1) \cdot h_f] = \frac{\sigma_{St}}{E_{St}} \cdot n_{St} \cdot h_{St} + \frac{\sigma_f}{E_f} (n_{St} + 1) \cdot h_f \quad .$$

mit:  $\sigma_M$  Spannung mit der das Modellsystem belastet wird

Nimmt man an, dass Spannungen und Querschnittsflächen in diesem Modell gleich sind,

$$A_M = A_{St} = A_f$$

$$\sigma_M = \sigma_{St} = \sigma_f$$

ergibt sich für den ideellen E - Modul des Gesamtsystems:

$$(3-18) \quad E_{id} = \frac{E_{St} \cdot E_f \cdot [n_{St} \cdot h_{St} + (n_{St} + 1) \cdot h_f]}{E_f \cdot n_{St} \cdot h_{St} + E_{St} \cdot (n_{St} + 1) \cdot h_f} \quad .$$

Führt man zur Vereinfachung die Verhältniswerte von Fugendicke zu Steinhöhe und E - Modul Fuge zu E - Modul Stein

$$(3-19) \quad \kappa_h = \frac{h_f}{h_{St}}$$

$$(3-20) \quad \kappa_E = \frac{E_f}{E_{St}}$$

ein, erhält man die Gleichung:

$$(3-21) \quad E_{id} = E_{St} \cdot \frac{n_{St} + \kappa_h \cdot (n_{St} + 1)}{n_{St} + \frac{\kappa_h}{\kappa_E} \cdot (n_{St} + 1)} \quad .$$

Diese Formel beschreibt das Verhalten eines Mauerwerkskörpers in Form einer Scheibe oder einer Mauer. In dieser Arbeit wird der E - Modul des Mauerwerksverbandes in Anlehnung an (EGERMANN 1995) als ideeller E - Modul bezeichnet. Die Bedingungen im Innern eines Widerlagerverbandes unter mehraxialen Beanspruchungen unterscheiden sich von den zweidimensionalen Verhältnissen einer Mauerwerksscheibe erheblich. Nach (WITTKER 1984) gilt für die Verformbarkeit eines Felsverbandes mit Trennflächen die Gleichung 3.22.

$$(3-22) \quad E_{id} = \frac{1}{\frac{n_{St}}{E_{St}} + \frac{n_f}{E_{S,f}}} .$$

mit:  $n_{St}$  Steinanteil  $n_{St} = l_{St} / l_{ges.}$   
 $n_f$  Fugenanteil  $n_f = l_f / l_{ges.}$   
 $E_{St}$  E - Modul Stein  
 $E_{S,f}$  Steifemodul Fugenmaterial

Auch hier wird ein Ersatzmodul entsprechend den Anteilen und den Steifigkeiten der Systemkomponenten berechnet. Im Unterschied zu EGERMANN wird für das Fugenmaterial als Verformungsparameter der Steifemodul verwendet. Die Fugenfüllung wird als querdehnungsbehindert angenommen. Die gesamte Querdehnung kommt deshalb aus dem Steinanteil des Verbandes.

Setzt man konservativ als Fugenmaterial Sand an, muss zwischen Erst- und Wiederbelastung unterschieden werden. Während der Erstbelastung zeigt dieses Fugenmaterial ein stark nichtlineares Verformungsverhalten. Bei der Zweitbelastung und weiteren folgenden Belastungen kann mit einem nahezu konstanten Steifemodul gerechnet werden. Der Steifemodul wird für die jeweilige Phase in Oedometerversuchen bestimmt.

Die geringsten Steifigkeiten weist der Sand in wassergesättigtem Zustand bei einer ersten Belastung auf. Diese Parameter sind maßgebend für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit des statischen Widerlagers.

Mit dem minimalen Steifemodul wird nach Gleichung (3-22) ein ideeller E - Modul für den Verband berechnet. Für die Erstbelastung ergibt sich daraus ein nichtlineares Spannungs- Verformungs- Verhalten. Unter geringen Belastungen verformt sich das Fugenmaterial sehr stark. Mit steigender Belastung nimmt die Steifigkeit des Materials zu. Für Zweit- und weitere Belastungen gilt für dieses System ein annähernd konstanter E - Modul.

Werden Berechnungen unter der Annahme eines linearen Verformungsverhaltens (konstanter E - Modul) durchgeführt, so kann hierfür der konstante E - Modul, nach Abklingen der Setzungserscheinungen unter geringen Belastungen, verwendet werden. Der Verformungsanteil aus diesen Setzungserscheinungen muss bei der Berechnung der maximalen Verschiebungen (Gebrauchstauglichkeit) unbedingt als zusätzliche Deformation  $\epsilon$  in der jeweiligen Orientierung berücksichtigt werden.

Die Abbildung 3-8 zeigt das Verformungsverhalten eines Verbandes aus Schmelzbasalt mit Sandfugen für Erst- und Wiederbelastung nach Gleichung (3-22) berechnet. Für den Verband wurde eine Geometrie angenommen mit 6.7 % Fugenanteil und entsprechend 93.3 % Steinanteil. Das Fugenmaterial wird in vollständig gesättigtem und in trockenem Zustand betrachtet. Zum Vergleich ist im Diagramm das Verhalten einer trockenen Sand-

probe im Oedomerversuch dargestellt. Die Steifigkeiten des Systems in gesättigtem Zustand liegen erheblich unter den Werten für den trockenen Zustand.

Das Verformungsverhalten des Verbandes ist durch die Anwendung der „Worst Case“ - Betrachtung durch zwei Extremwerte gekennzeichnet. Neben dem weichsten Verhalten unter gesättigten Bedingungen ohne Bindemittel treten die größten Steifigkeiten dann auf, wenn es sich bei dem Fugenmaterial um Solemörtel (Abschnitt 4.6) handelt. Dieser Verformungsmodul ist maßgebend für den Nachweis der Tragfähigkeit, da steife Bauwerke durch das auflaufende Gebirge stärker belastet werden als weiche Bauwerke (vergleiche Abschnitt 3.2.3.6). Um diese Belastungen sicher bestimmen zu können, muss die maximale Steifigkeit in den Berechnungen angesetzt werden. Hierbei ist zu beachten, dass das Fugenmaterial plastifiziert und damit „weicher“ reagiert, wenn es über seine Druckfestigkeit beansprucht wird.

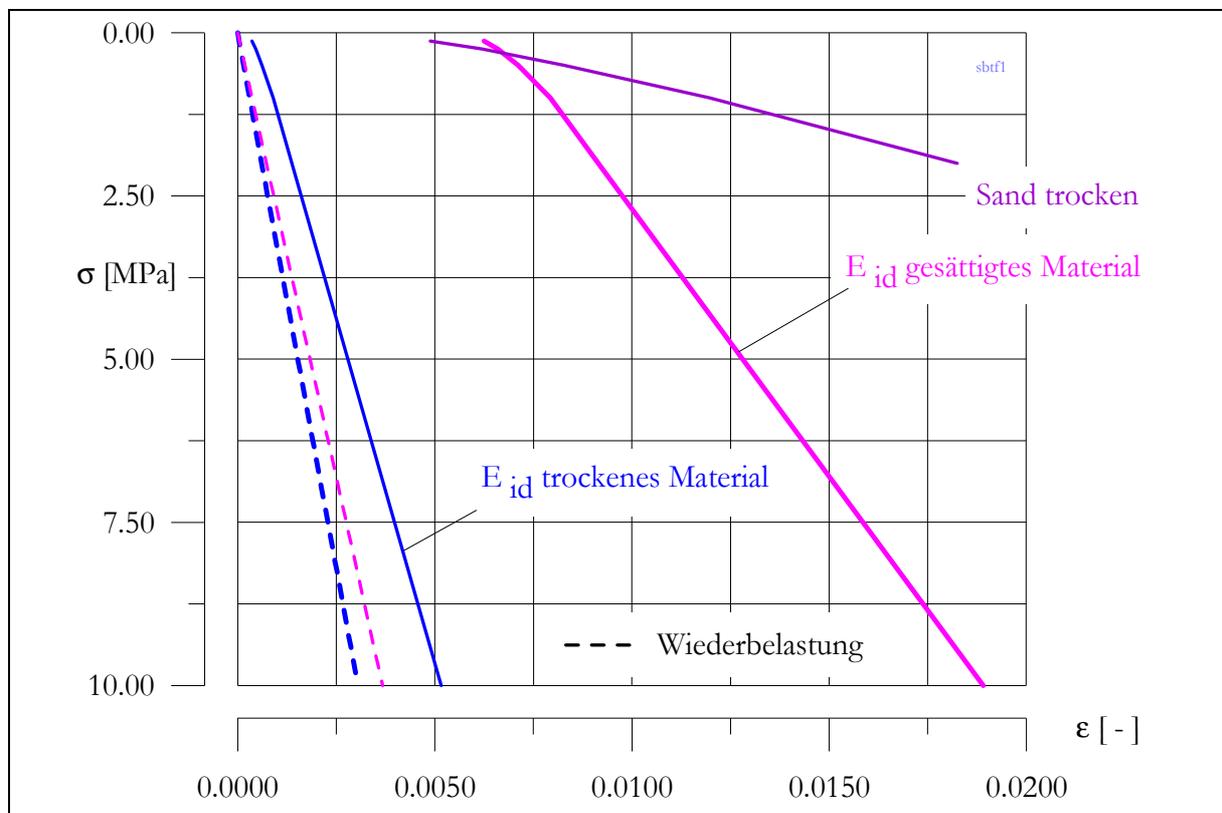


Abbildung 3-8: Spannungs – Verformungs - Verhalten eines Systems aus Schmelzbasalt mit Sandfugen berechnet nach Gleichung (3-22)

Da das Fugenmaterial querdehnungsbehindert ist, kann für das Gesamtsystem Fuge - Stein nach WITTKKE (1984) eine Ersatzquerdehnzahl berechnet werden:

$$(3-23) \quad \nu = \frac{E_{S,f}}{n_{St} \cdot E_{S,f} + n_f \cdot E_{St}} \cdot \nu_{St} \quad .$$

mit:  $\nu_{St}$  Querdehnzahl des Steinmaterials

Die Ersatzquerdehnzahl ist im Wesentlichen abhängig vom Fugenanteil beziehungsweise vom Querdehnungsverhalten des Steinmaterials. Für einen Verband aus sehr steifen Steinen mit einem geringen Fugenanteil bedeutet das, dass die Ersatzquerdehnzahl des Verbandes gegenüber den Querdehnzahlen der einzelnen Verbandskomponenten deutlich geringer ausfallen wird.

Wesentlich stärker als die Querdehnzahlen variieren im Steinverband die Schubmodule in den verschiedenen Richtungen. In Richtung von durchgehenden Fugen im Verband, wie zum Beispiel Schalen- oder Lagerfugen, können aus der jeweiligen Steingeometrie und den Eigenschaften des Fugenmaterials die Schubmodule des Verbandes  $G_{VB}$  näherungsweise berechnet werden:

$$(3-24) \quad G_{VB} = \frac{\tau}{\arctan \cdot \frac{u_{Br}}{h_{St} + h_f}} \quad .$$

mit:  $\tau$  Scherspannung im Scherversuch  
 $u_{Br}$  Bruchweg im Scherversuch  
 $h_{St}$  Steinhöhe  
 $h_f$  Fugenhöhe

Die Festigkeit des Fugenmaterials wird in Scherversuchen bestimmt (Abbildung 3.9). Zur Bestimmung des Verbandsschubmoduls  $G_{VB}$  werden die Versuchsparameter Belastungsspannung  $\sigma$  und Scherspannung  $\tau$  sowie der ermittelte Bruchweg  $u_{Br}$  benötigt.

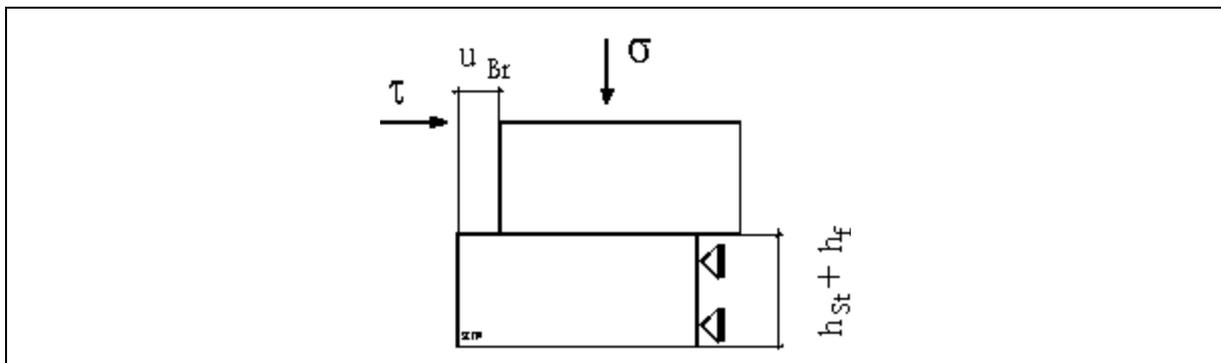


Abbildung 3-9: Berechnung eines Verbandsschubmoduls aus Scherversuchen

Sind in einer Richtung keine durchgehenden Fugen vorhanden, werden zur Bestimmung des Schubmoduls näherungsweise die Parameter des Steinmaterials angesetzt. Der Schubmodul wird in diesem Fall nach folgender Gleichung berechnet:

$$(3-25) \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad .$$

### 3.2.3.6 Steifstes Systemverhalten – maximale Gebirgsdrücke

In Konstruktionen ziehen steife Bauteile Belastungen auf sich, während dagegen weiche Baugruppen sich einer Belastung zu entziehen versuchen. Das bedeutet im Fall des statischen Widerlagers, dass das Gebirge um das Bauwerk verstärkt Lastanteile aus dem Gebirgsdruck aufnimmt, wenn der Mauerwerksverband einen geringen E - Modul aufweist.

Setzt man dagegen für das Bauwerk maximale Steifigkeiten an, so nimmt das Bauwerk verstärkt Lastanteile aus dem umgebenden Gebirge auf. Dies gilt für die Einwirkung des Gebirgsdruckes, welcher in seiner Größe die Haupteinwirkung darstellt. Voraussetzung für diese Betrachtungen ist die Annahme elastischen Materialverhaltens und der Ausschluss von Brucherscheinungen nach Überschreiten der Materialfestigkeiten. Ein rheologisches Materialverhalten (Salinargesteine) ist dagegen gekennzeichnet durch Relaxationsvorgänge, das bedeutet, Spannungsspitzen werden hier durch Kriechdeformationen abgebaut. Die Anwendung von elastischen Modellen zur Bestimmung von Bauwerksbelastungen für Verschlussbauwerke im Salinargebirge stellt daher eine starke Konservativität dar.

Durch die Einwirkung „Laugendruck“ stellen sich in der Gebirgskontur Reaktionsspannungen ein, die relativ unabhängig von den Verbandsverformungseigenschaften des Widerlagerverbandes normal zur Streckenkantur sind. Dagegen hat das Verformungsverhalten in Bauwerkslängsachse (Richtung z) einen wesentlichen Einfluss auf das Lastabtragsverhalten des Widerlagerverbandes.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit einer Konstruktion sind die maximal möglichen Lasten anzusetzen. Der Widerlagerverband wird deshalb für diese Nachweise als steifer Einschluss in einem weicherem Gebirge betrachtet. Dabei werden in Prognoserechnungen die maximalen Beanspruchungen berechnet.

Nach Gleichung (3-22) wird mit der minimalen Fugendicke und der maximalen Steifigkeit des Fugenmaterials ein größtmöglicher E - Modul für den Verband berechnet. Dieser gilt allerdings nur, wenn alle Komponenten nicht über ihre Bruchfestigkeit beansprucht werden.

Das Fugenmaterial weist gegenüber dem Material der Steine geringere Druckfestigkeiten auf (Abschnitt 4.6). Wird dieses Material höher als seine Druckfestigkeit belastet, plastifiziert es in den Fugen und das gesamte System reagiert dadurch „weicher“. Durch die Annahme eines linearen Verformungsverhaltens mit maximaler Steifigkeit, insbesondere des Fugenmaterials, wird der E - Modul des Verbandes stark überschätzt.

### 3.2.3.7 Weichstes Systemverhalten – maximale Verschiebungen

Die Gebrauchstauglichkeit des Widerlagers wird durch seine axialen Verschiebungen limitiert. Sind die axialen Verschiebungen des Widerlagerverbandes zu groß, wird das Dichtelement unwirksam, da sich in diesem Fall kein ausreichender Quelldruck aufbauen kann.

Die maximalen Verschiebungen stellen sich ein, wenn die Steifigkeiten des Widerlagerverbandes normal zur Streckenachse als Minimalwerte in Berechnungen eingehen. Die hierbei notwendige Verspannung in der Gebirgskontur erfordert dann maximale axiale Verschiebungen des Widerlagers.

Zu den berechneten Verschiebungen kommen durch Setzungen im Verband sowie durch die geometrischen Bedingungen zusätzliche Verschiebungsanteile in axialer Richtung hinzu. Als erstes sind hier die Setzungsanteile durch das nichtlineare Verformungsverhalten des Fugenmaterials zu nennen (Abschnitt 3.2.3.5), wenn es sich nach der konservativen „Worst Case“-Betrachtung bei dem Fugenmaterial um einen Sand handelt.

Die Setzungen in Achsrichtung  $z$  werden, basierend auf der Anfangsverformung  $\varepsilon_f$  in Richtung  $z$ , durch folgende Gleichung berechnet:

$$(3-26) \quad u_{z,I} = \varepsilon_f \cdot l_{WL} \quad .$$

Die Anfangsverformung  $\varepsilon_f$  beschreibt die Anfangssetzung eines Verbandes mit einem sehr weichen Fugenmaterial unter geringen Belastungen. Diese Setzung kann durch Prismenversuche bestimmt werden (vergleiche Abschnitt 5.1.2).

Der Verschiebungsanteil  $\varepsilon_y$  aus der Setzung normal zur Streckenachse kann über geometrische Bedingungen in eine axiale Verschiebung umgerechnet werden (Abbildung 3-10). Hierbei ist die Orientierung mit dem maximalen E - Modul normal zur Streckenachse maßgebend, da in dieser Richtung eine Verspannung in der Gebirgskontur erfolgen wird (hier die Streckenhöhe, vergleiche Abschnitt 3.2.2.2).

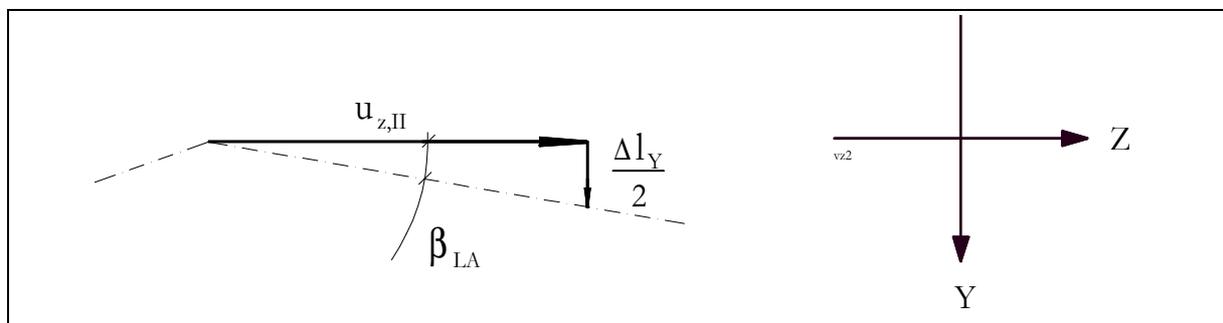


Abbildung 3-10: Verschiebungsanteil  $u_{z,II}$  und Setzung der Fugen in Richtung  $y$  im Widerlagerverband

Mit der Gleichung (3-27) kann die Anfangsverformung in Richtung y berechnet werden:

$$(3-27) \quad \varepsilon_f = \frac{\Delta l_y}{l_y} \quad .$$

Diese Setzung wird über den Konturwinkel im Lastabtragsbereich in eine axiale Verschiebung umgerechnet:

$$(3-28) \quad u_{z,II} = \frac{\Delta l_y}{2 \cdot \tan \beta_{LA}} \quad .$$

Setzt man für  $l_y$  die mittlere Widerlagerhöhe  $h_{WL,MW}$  in Gleichung (3-29) ein, so erhält man den zusätzlichen Verschiebungsanteil durch Auflösen von Gleichung (3-28) nach  $u_{z,II}$ .

$$(3-29) \quad h_{WL,MW} = \frac{h_{SR} + h_{WL}}{2}$$

$$(3-30) \quad u_{z,II} = \frac{\varepsilon_y \cdot (h_{SR} + h_{WL})}{4 \cdot \tan \beta_{LA}}$$

Durch die Form des Widerlagers kommt es bei einer axialen Verschiebung des Verbandes im Lastverteilungsbereich zum Öffnen eines Spaltes zwischen Gebirgskontur und Widerlager. In dieses zusätzliche Volumen kann Bentonit aus dem Dichtelement eindringen. Die Querschnittsfläche der entstehenden Hohlräumfigur (siehe Abbildung 3-11) kann mit Gleichung (3-31) berechnet werden.

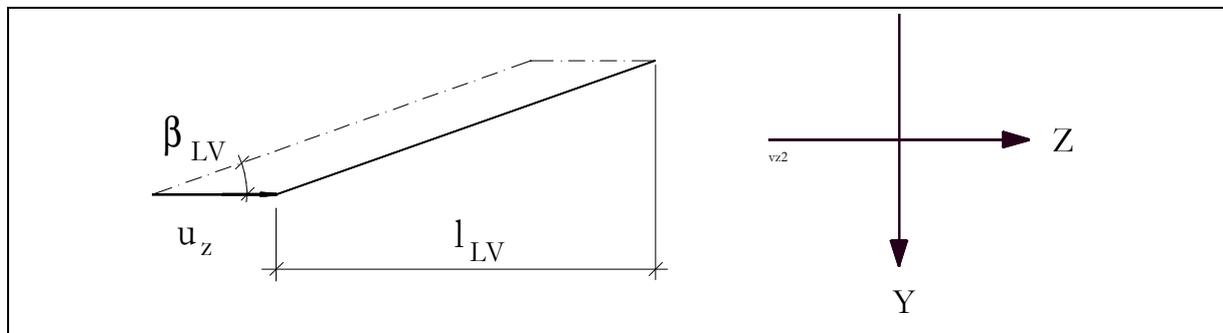


Abbildung 3-11: Querschnittsfläche der Hohlräumfigur infolge der axialen Verschiebung des Widerlagerverbandes

Dabei gehen die zusätzlichen Verschiebungsanteile  $u_{z,I}$  und  $u_{z,II}$  mit in die Berechnung ein, da durch sie ebenfalls ein zusätzliches Volumen im Lastverteilungsbereich entsteht.

$$(3-31) \quad A = l_{LV} \cdot \tan \beta_{LV} \cdot (u_{z,el} + u_{z,I} + u_{z,II}) \quad .$$

Anteile aus Kriechverformungen der Gebirgskontur werden hierbei nicht berücksichtigt, da der Hohlraum durch das aufkriechende Gebirge verschlossen wird. Das zusätzlich entstehende Volumen wird aus der Querschnittsfläche (Gleichung (3-31)) und dem mittleren Umfang des Widerlagers (Gleichung (3-32)) berechnet.

$$(3-32) \quad U_{WL,MW} = b_{SR} + b_{WL} + h_{SR} + h_{WL}$$

Bezieht man dieses Volumen auf den Streckenquerschnitt  $A_{SR}$ , so erhält man mit folgender Gleichung den zusätzlichen Verschiebungsanteil  $u_{z,III}$ :

$$(3-33) \quad u_{z,III} = \frac{l_{LV} \cdot (b_{SR} + b_{WL} + h_{SR} + h_{WL}) \cdot \tan\beta_{LV}}{A_{SR}} \cdot (u_{z,I} + u_{z,II} + u_{z,el}) \quad .$$

Die gesamte Verschiebung des Widerlagers errechnet sich aus der Summe der zusätzlichen Einzelanteile  $u_{z,I}$  bis  $u_{z,III}$  und den axialen Verschiebungen, die mit den elastischen und rheologischen Modellen prognostiziert werden:

$$(3-34) \quad u_{z,WL} = u_{z,I} + u_{z,II} + u_{z,III} + u_{z,el} + u_{z,Cr} \quad .$$

In einer ersten Phase nach einem Laugenzutritt werden beide Widerlager durch einen Quelldruck als Folge von Quellvorgängen im Dichtelement beansprucht. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist es deshalb notwendig, die axialen Verschiebungen des zweiten Widerlagers unter Einwirkung des reinen Quelldruckes aus dem Dichtelement zu berechnen. Als axiale Belastung auf das Widerlager wird dabei ein Quelldruck von  $\sigma_{DE} = 1 \text{ MPa}$  nach (SITZ & GRUNER 1997) angesetzt (Abschnitt 6.1). Zu der berechneten Verschiebung  $u_{z,el}$  werden, wie bereits beschrieben, die zusätzlichen Verschiebungsanteile  $u_{z,I}$  bis  $u_{z,III}$  addiert.

Die Summe aus den Verschiebungen beider Widerlager ist maßgebend für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.

### 3.2.3.8 Verhalten der Kontaktfuge zum Gebirge

Als Kontaktfuge wird in dieser Abhandlung die Grenze zwischen Widerlagerverband und Gebirge bezeichnet. Sie muss die Verschiebung des gesamten Widerlagers gewährleisten, aus der die Verspannung des Verbandes in der Gebirgskontur resultiert. Dadurch wird der gesteuerte Lastabtrag in das Gebirge erst möglich. Die Kontaktfuge hat damit einen wesentlichen Einfluss auf die Wirkungsweise der Konstruktion. Es ergeben sich daraus besondere Anforderungen an die Bauausführung während des Einbaus der statischen Widerlager, die auf der Wirkungsweise eines Mauerwerksverbandes in prismatoider oder kegelstumpffartiger Form beruhen.

Die Verschiebung wird durch möglichst ebene und glatte Konturflächen der Stöße bzw. Firste und Sohle sowie durch die Verwendung von Sand als kohäsionsloses Fugenmaterial sichergestellt.

Die Eigenschaften der Kontaktfuge bilden wichtige Eingangsparameter für die Prognoserechnungen nach der Finiten Elemente/ Differenzen Methode (FEM/ FDM) und dem Blockmodell (Abschnitt 3.3) Die Scherfestigkeit beeinflusst wesentlich die berechneten Verschiebungen und Spannungen im Widerlager bei einem wirkenden Axialdruck. Durch Scherversuche in Groß- oder Rahmenschergeräten kann die Scherfestigkeit an Probekörpern aus entsprechenden Materialien bestimmt werden. Diese Versuchseinrichtungen bieten die Möglichkeit der Untersuchung des vollständigen Systems Widerlager - Fuge - Gebirge.

### 3.2.4 Tragfähigkeit der Gebirgskontur

Die axial auf das Bauwerk einwirkenden Kräfte werden, wie bereits beschrieben, durch das Widerlager in die Gebirgskontur eingetragen. Das Gebirge bildet damit den Baugrund, in welchem die Konstruktion gegründet wird. Schub- und Normalspannungen werden durch das Bauwerk in das Gebirge eingetragen.

Nach Gleichung (3-35) kann mit den berechneten Spannungen in der Gebirgskontur (Abschnitt 3.3.1) eine Effektiv- oder Vergleichsspannung berechnet werden.

$$(3-35) \quad \sigma_{eff} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Über das Verhältnis der wirkenden Effektivspannung zur Druckfestigkeit (Kurzzeitfestigkeit) des Salzgesteins kann nach (XIE 2001) ein Ausnutzungsgrad bestimmt werden (Gleichung (3-36)). Die Druckfestigkeit wird in Druck- oder Triaxialversuchen bestimmt. Die Festigkeit ist stark orts- und fazienabhängig.

$$(3-36) \quad \eta = \frac{\sigma_{eff}}{\sigma_{d,sz}}$$

Es existiert allerdings nach (XIE 2001) keine allgemeingültige Grenze für den Ausnutzungsgrad bei der Analyse des Tragverhaltens von Salzgesteinen. Die Bestimmung des Tragverhaltens und der Festigkeit der Salinargesteine muss standortbezogen und zeitabhängig erfolgen. (STRUCK 1993) gibt als Grenzwert für die Beanspruchung der Hohlraumkontur einer Kaverne unter minimalem Kaverneninnendruck einen Ausnutzungsgrad von  $\eta \leq (35...45) \%$  an. Als maximal zulässige Beanspruchung des Hohlraumes werden  $\eta \leq (40...50) \%$  zugelassen. Die Dauerfestigkeit wird mit  $\eta = 25 \%$  angesetzt.

## 3.3 Prognoserechnungen mit dem System Bauwerk – Gebirge

### 3.3.1 Prognoserechnungen nach der Finiten Elemente Methode

Durch Prognoserechnungen werden die mechanischen Beanspruchungen des Verschlusssystems durch das Gebirge und den axial wirkenden Laugen- und Quelldruck bestimmt. Das Bauwerk und das umgebende Gebirge beeinflussen sich gegenseitig und können daher nicht unabhängig von einander betrachtet werden. Nur im Gesamtsystem unter Einbeziehung aller maßgebenden Konstruktionselemente des Dichtungssystems sowie der entsprechenden Bereiche des Gebirges können Aussagen zum Verhalten und zur Beanspruchung der einzelnen Komponenten getroffen werden.

Rechencodes auf der Basis der Finiten Elemente- oder auch der Finiten Differenzen Methode eignen sich für diese Prognoserechnungen. Es werden Spannungs- und Verschiebungsfelder für den Gleichgewichtszustand der Systeme berechnet.

Der Entwurf der numerischen Modelle muss nach streng konservativen Grundsätzen erfolgen. Eine Überprüfung der Ergebnisse durch einfache analytische Modellrechnungen ist aufgrund der Komplexität des Rechenmodells zu empfehlen.

Als Ergebnis der Prognoserechnungen erhält man die mechanische Beanspruchung der Konstruktion entsprechend den Einwirkungskombinationen aus dem Einwirkungsmodell. Die berechneten Beanspruchungen bilden die Einwirkungen für den Nachweis der Tragfähigkeit. Des Weiteren werden die Verschiebungen des Widerlagers durch den axial angreifenden Fluid- bzw. Laugendruck bestimmt, auf denen der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit beruht.

### 3.3.2 Prognoserechnungen mit einem konventionellen Blockmodell

Für den Fall, dass das Widerlager nur durch einen axialen Laugen- bzw. Quelldruck belastet wird, können die Ergebnisse der FEM-Berechnungen mit einem einfachen Blockmodell überprüft werden.

Die Berechnung der Spannungen im statischen Widerlager basiert hierbei auf der Annahme eines in sich stabilen Blocks. Ausgehend vom Gleichgewicht der am Widerlager angreifenden Kräfte wird eine erforderliche Spannung normal zu den Stößen im Widerlager berechnet. Die Festigkeit der Kontaktfugen Widerlager zum Gebirge muss dazu bestimmt werden. Es wird von einem kohäsionslosen Material ausgegangen. In Abbildung 3-12 ist dieses Modell mit den angreifenden Kräften dargestellt. Der Anstellwinkel des Lastabtragsbereichs zur Streckenachse wird mit  $\beta_{LA}$  bezeichnet.

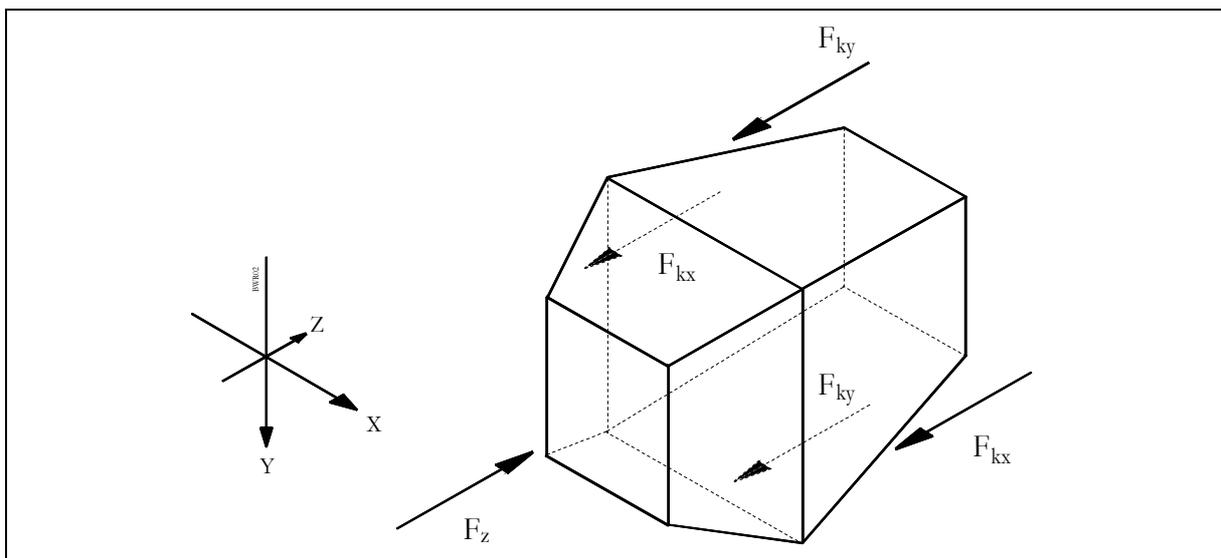


Abbildung 3-12: Blockmodell für ein statisches Widerlager mit angreifenden Kräften

In der Kontaktfuge Widerlager - Gebirge gelten folgende Gleichgewichtsbedingungen (siehe Abbildung 3-13):

$$(3-37) \quad F_z \cdot \cos \beta_{LA} - F_{KT} - F_x \cdot \sin \beta_{LA} = 0$$

$$(3-38) \quad F_z \cdot \sin \beta_{LA} - F_{KN} + F_x \cdot \cos \beta_{LA} = 0$$

$$(3-39) \quad F_{KT} = F_{KN} \cdot \tan \phi \quad .$$

mit:  $c = 0$  Kontaktfuge ist kohäsionslos

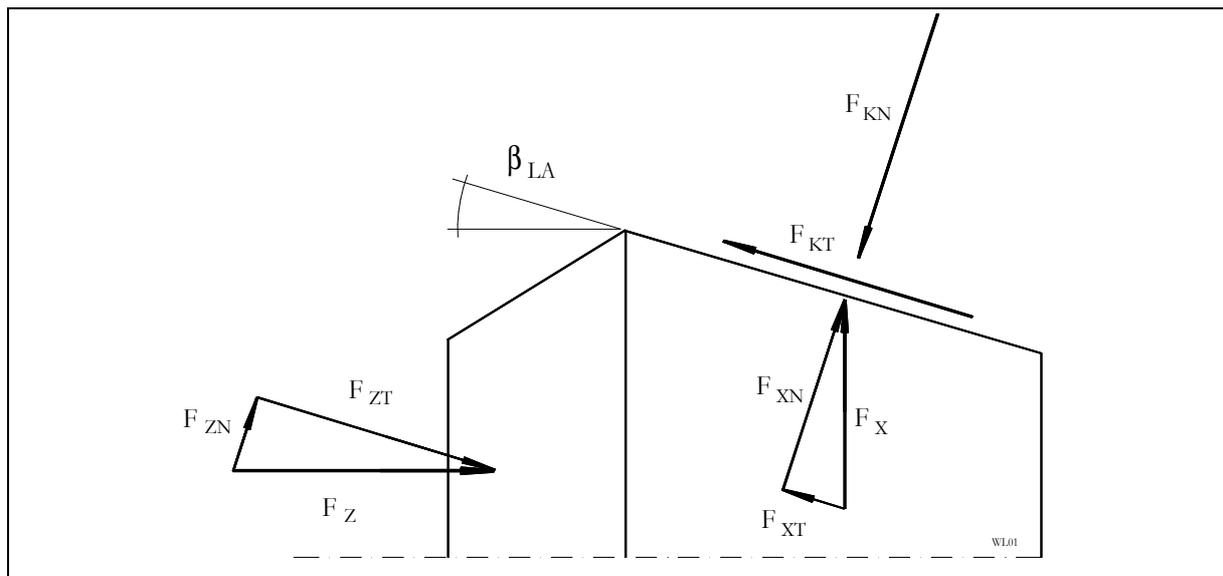


Abbildung 3-13: Kräfte am Blockmodell für statische Widerlager

Mit folgender Gleichung kann aus der axialen Belastung die erforderliche Verspannung normal zur Streckenachse berechnet werden:

$$(3-40) \quad F_{x,y} = F_z \cdot \left( \frac{\cos \beta_{LA} - \sin \beta_{LA} \cdot \tan \phi}{\cos \beta_{LA} \cdot \tan \phi + \sin \beta_{LA}} \right) \quad .$$

Unter der Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung in den Kontaktflächen Widerlager - Gebirge, wird über die Größe dieser Flächen eine mittlere Spannung berechnet. Das Lastabtragsverhalten des Widerlagerverbandes, bevorzugt über die Orientierung mit dem steifsten Verformungsverhalten wird über die Größe der jeweils wirksamen Fläche in den Berechnungen berücksichtigt. In Abhängigkeit vom angenommenen Lastabtragsverhalten werden die Normalspannungen im Widerlager nach den folgenden Gleichungen berechnet:

Lastabtrag in Richtung X (zwischen den Stößen):

$$(3-41) \quad \sigma_x = \frac{F_{x,y}}{2 \cdot A_x}$$

mit:  $A_x$  Kontaktfläche in den Stößen

Lastabtrag in Richtung Y (zwischen Firste / Sohle):

$$(3-42) \quad \sigma_y = \frac{F_{x,y}}{2 \cdot A_y}$$

mit:  $A_y$  Kontaktfläche in Firste und Sohle

Lastabtrag allseitig in Richtung X und Y:

$$(3-43) \quad \sigma_{x,y} = \frac{F_{x,y}}{2 \cdot (A_x + A_y)}$$

Das Blockmodell für statische Widerlager in Verschlussbauwerken entspricht in seiner mechanischen Wirkungsweise dem Blockmodell, das für das statische Widerlager des in situ - Versuches EU 1 entworfen wurde. Die Eignung dieses Modells wurde durch die numerischen Vergleichsrechnungen sowie die Versuchsergebnisse bestätigt (vergleiche Abschnitt 5.3.4).

Mit dem Blockmodell für das statische Widerlager wurden Parameterstudien durchgeführt, um die Wirkung verschiedener Einflussgrößen zu untersuchen. Diesen Variationsrechnungen liegt die Bauwerksgeometrie für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  zugrunde (vergleiche Abschnitt 6.2.2.2). Die Abmessungen des Modells sind in Abbildung 6-2 dargestellt.

Diese Betrachtungen bilden die Grundlage zur Festlegung eines optimalen Anstellwinkel  $\beta_{LA}$  der Gebirgskontur im lastabtragenden Bereich des Widerlagers. Wird ein kleiner Winkel gewählt, so ist mit einer stärkeren Verspannung im Widerlager als Folge des Axialdruckes zu rechnen. Für große Anstellwinkel wird sich dagegen eine kleinere Reaktionsspannung einstellen.

Die Abbildung 3-14 und Abbildung 3-15 zeigen die Abhängigkeit der Verspannung im Bauwerk normal zu den Stößen (zwischen Firste und Sohle bzw. zwischen den beiden Stößen) vom Konturwinkel und den Eigenschaften der Kontaktfugen Bauwerk - Gebirge. Es wurden verschiedene Lastabtragsverhalten untersucht. Die Normalspannungen  $\sigma_{x,y}$  in den Kontaktfugen sind in diesen Darstellungen auf die druckseitig angreifende Axialspannung  $\sigma_z$  normiert dargestellt. Die Scherfestigkeit der Kontaktfugen hat einen starken Einfluss auf die Verspannung des Widerlagerverbandes. Dagegen hat die Veränderung des Anstellwinkels der Kontaktfugen nur geringe Auswirkungen.

Für den Lastabtrag über Firste und Sohle wird durch die Vergrößerung des Konturwinkels  $\beta_{LA}$  von  $5^\circ$  auf  $10^\circ$  die mittlere Spannung  $\sigma_y$  im Widerlager nur um 10 % verringert. Eine wesentliche Beeinflussung der Spannungen im Widerlager ist daher über die Variation des Anstellwinkels  $\beta_{LA}$  nicht möglich. Für Konstruktionen in dieser Bauweise ist es nicht erforderlich, einen Anstellwinkel der Kontur im Lastabtragsbereich  $\beta_{LA}$  von größer  $10^\circ$  zu wählen, um das Lastabtragsverhalten zu optimieren.

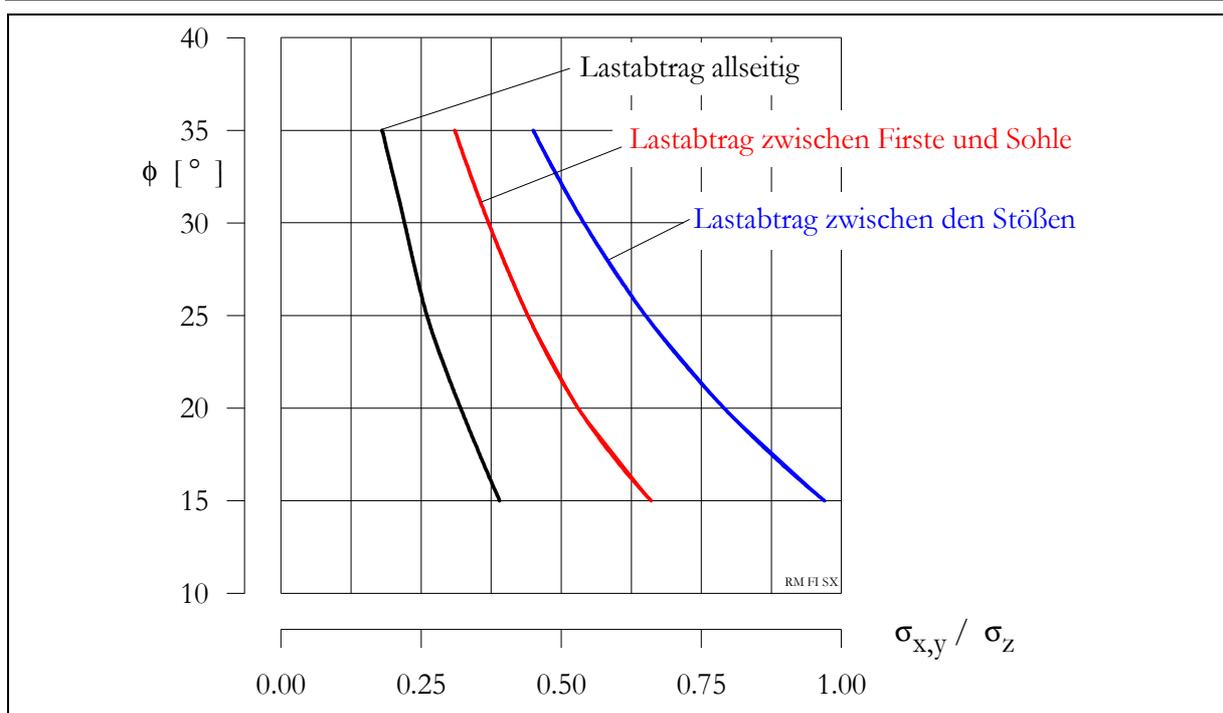


Abbildung 3-14: Variation des Reibungswinkels  $\phi$  in Kontaktfuge über  $\sigma_{x,y} / \sigma_z$   
(Blockmodell für ein statisches Widerlager  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ )

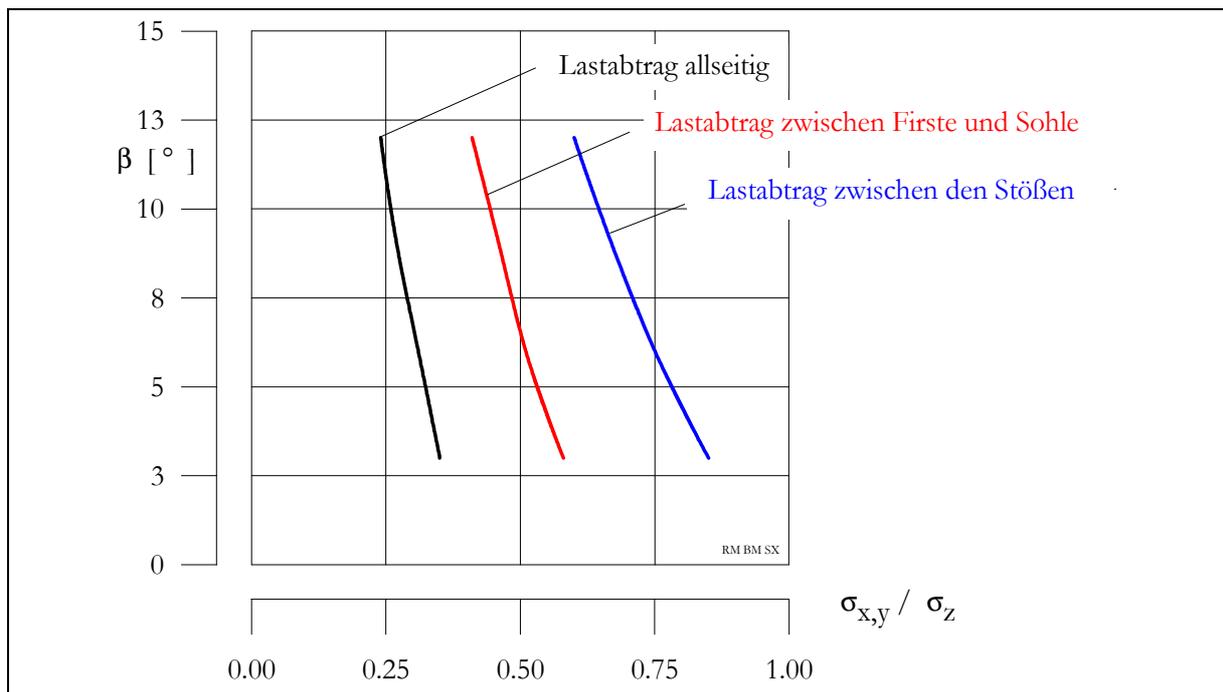


Abbildung 3-15: Variation der Konturwinkel  $\beta_{LA}$  über  $\sigma_{x,y} / \sigma_z$  (Blockmodell für ein statisches Widerlager  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ )

Bei einem Konturwinkel  $\beta_{LA} = 10^\circ$  beträgt die nach dem Blockmodell berechnete und auf die druckseitige Widerlagerbelastung  $\sigma_z$  normierte Verspannung  $\sigma_y$  zwischen Firste und Sohle  $\sigma_y / \sigma_z$  jeweils 0.45. Das bedeutet, dass die mittleren Normalspannungen im Bauwerk etwa 45 % der axialen Belastung betragen.

Vergleicht man diese Ergebnisse mit den FEM - Berechnungen des Widerlagers in Abschnitt 6.4.1 Tabelle 6-15 so zeigt sich eine gute Übereinstimmung. Bei diesen Berechnungen handelt es sich um numerische Simulationen eines Widerlagers für den Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  ( $b = 4.0 \text{ m}$ ,  $h = 2.5 \text{ m}$ ). In Firste und Sohle wird eine Spannungsverteilung zwischen (3.1 und 9.5) MPa berechnet. Die Werte entsprechen normierten Spannungen (auf den Axialdruck der Druckseite des Widerlagers normiert)  $\sigma_y / \sigma_z = (0.16 - 0.48)$ . Die Spannungen sind geringer als mit dem Blockmodell berechnet, da in den FEM - Rechnungen ein kleiner Lastanteil über die Stöße abgetragen wird. Die berechneten Spannungen in den Stößen betragen zwischen (0.18 und 2.8) MPa.

### **3.4 Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit**

Bei Sicherheitsbetrachtungen von Bauwerken werden grundsätzlich die auftretenden Belastungen als Einwirkungskräfte mit den im Bauwerk vorhandenen widerstehenden Kräften, resultierend aus den Festigkeiten der Bauelemente, verglichen.

Im Einwirkungsmodell werden alle auf das Bauwerk einwirkenden Größen über dessen gesamte Lebensdauer erfasst. Dabei werden die Beanspruchungszustände des Bauwerkes in der zukünftigen Umgebung analysiert (vergleiche Abschnitt 3.1). Aus der Kombination dieser Einwirkungen ergeben sich für das Bauwerk verschiedene Gefährdungsbilder mit einer Leitgefahr als Hauptbeanspruchung und untergeordnet auftretenden Gefahren in bestimmten Nutzungsphasen.

Die vorhandenen Festigkeiten im Bauwerk werden im Widerstandsmodell zusammengefasst. Das Widerstandsmodell beschreibt das Verhalten des Bauwerkes über den zu betrachtenden Zeitraum und unter Berücksichtigung der auftretenden Einwirkungen. Als Sicherheit wird der Abstand zwischen Einwirkungs- und Widerstandsmodell bezeichnet.

In Anlehnung an die DIN 1054 (2003) können speziell für statische Widerlager von Verschlussbauwerken zwei Grenzzustände definiert werden:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Durch den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird das Zerstören des Widerlagerverbandes nach Überschreiten der Bruchfestigkeit beschrieben. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird durch eine zu große axiale Verschiebung der Konstruktion das Dichtelement infolge seiner Volumenzunahme unwirksam.

Nach der Schweizer Norm (SIA 160, 1989) ist es nicht möglich, die Einwirkungen aus dem Baugrund in Normen zu fassen. Die Gründe hierfür liegen neben dem komplexen Verhalten dieses Mediums im Erkundungsgrad des betreffenden Bauraumes. Es kann daher keine Norm geben, welche für diese Bauwerke Gültigkeit besitzt.

Die Bestimmung der Baugrundeinwirkungen nach anerkannten Regeln ist in jedem Fall und im Hinblick auf die jeweils vorhandenen Gegebenheiten durchzuführen. Für die

Wirkungen müssen Annahmen getroffen werden, die jede denkbare Situation berücksichtigen.

Für die Leiteinwirkung ist die Baugrundlast in extremer Größe und in ungünstiger Wirkung anzusetzen. Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit sollen analog den Leiteinwirkungen die Belastungen in extremer Größe angesetzt werden.

Nach diesen Grundsätzen müssen alle Modelle entworfen werden, mit denen die Gleichgewichtszustände berechnet werden. Ebenso ist mit den anzuwendenden Bruch- und Festigkeitstheorien im Widerstandsmodell zu verfahren.

Für statische Widerlager in Mauerwerksbauweise muss ein Sicherheitskonzept zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit entwickelt werden, welches die speziellen Eigenschaften dieser Bauwerke und des Gebirges berücksichtigt.

Für statische Widerlager ergeben sich aus dem Einwirkungsmodell drei wesentliche Gefährdungssituationen:

**Fall A : Laugenzutritt nach kurzer Zeit ohne wirksamen Gebirgsdruck**

Leitgefahr: Fluiddruck + Quelldruck

Nebengefahr: angreifende Salzlösungen

**Fall B : Laugenzutritt nach langer Zeit mit voll wirksamen Gebirgsdruck**

Leitgefahr: Gebirgsdruck, Fluiddruck + Quelldruck

Nebengefahr: angreifende Salzlösungen

**Fall C : voll wirksamer Gebirgsdruck ohne Laugenzutritt**

Leitgefahr: Gebirgsdruck

Diese drei Fälle stellen Grenzbelastungen für ein Verschlussystem dar, welches aus einem Dichtelement und statischen Widerlagern besteht. Im Fall A werden die größten axialen Verschiebungen der statischen Widerlager auftreten. In den Fällen B und C werden die statischen Widerlager durch maximale Spannungen beansprucht.

Moderne Sicherheitsnachweise basieren auf dem Teilsicherheitskonzept. Dabei wird auf Seiten des Einwirkungsmodells der Wert der angreifenden Belastungen mit einem Sicherheitswert belegt.

Der Überlagerungsdruck als Eingangsgröße für Prognoserechnungen resultiert aus der Höhe der Überdeckung in Form des Gebirges und der entsprechenden Dichte der Gesteine. Dieser Gebirgsdruck kann sicher bestimmt werden und wird sich im betrachteten Zeitraum nicht wesentlich ändern. Ähnlich verhält es sich mit dem Flüssigkeitsdruck auf das statische Widerlager. Aus diesen Gründen wird als Teilsicherheit auf Seiten des Einwirkungsmodells für das Verschlussbauwerk generell  $S_{p,EW} = 1.00$  angesetzt.

Die Bauwerksfestigkeit im Widerstandsmodell wird nach dem Teilsicherheitskonzept durch einen Sicherheitsfaktor abgemindert (Gleichung (3-44)). Im Abschnitt 6.5.1 werden die für das Widerlagermaterial angesetzten Teilsicherheiten näher erläutert.

$$(3-44) \quad R_d = \frac{R_k}{S_{P,R}}$$

mit:  $R_d$  Bemessungswert der Festigkeit des Bauwerkes  
 $R_k$  charakteristischer Wert der Festigkeit des Bauwerkes  
 $S_{P,R}$  Teilsicherheitsfaktor im Widerstandsmodell

Aus den charakteristischen Größen werden so die Bemessungsgrößen für den Nachweis der Sicherheit. Mit den Bemessungsgrößen der Materialparameter wird durch Bruchhypothesen und Festigkeitstheorien eine Bauwerksfestigkeit berechnet.

Die Sicherheit ist dann nachgewiesen, wenn die Ungleichung für den Grenzzustand mit den Bemessungswerten entsprechend den angewandten Bruchtheorien nicht verletzt ist.

$$(3-45) \quad EW \leq R_d$$

mit:  $EW$  Einwirkung, beispielsweise Gebirgsdruck

Aufgrund der Wirkungsweise der Widerlagerkonstruktion durch eine Verspannung in der Gebirgskontur haben die Verformungseigenschaften des Mauerwerksverbandes normal zur Streckenachse einen wesentlichen Einfluss auf die Verschiebung der Konstruktion (vergleiche Abschnitt 3.2.3.7). Es werden daher analog zu den Festigkeiten in der Baukonstruktion für die Tragfähigkeitsnachweise zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Verbandsverformungsparameter  $E_k$  mit einem Teilsicherheitsfaktor  $S_{P,R}$  beaufschlagt.

$$(3-46) \quad E_d = \frac{E_k}{S_{P,R}}$$

Weitere Parameter mit erheblichem Einfluss auf die berechneten Verschiebungen sind Mauerwerksverbandsetzungen und Kriechparameter in den numerischen Modellrechnungen. Für sie müssen ebenfalls sichere Annahmen über die Verwendung von Teilsicherheitsfaktoren getroffen werden

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden die zulässigen Verschiebungen in Richtung der Streckenachse aus der Dimensionierung des Dichtelementes mit den berechneten Verschiebungen der Widerlager verglichen. Der Bemessungswert der axialen Verschiebung des Dichtelementes berechnet sich aus den Verschiebungsbeträgen beider Widerlager (Gleichung (3-47)).

$$(3-47) \quad u_{z,DE} = u_{z,WL1} + u_{z,WL2}$$

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist dann erbracht, wenn folgende Ungleichung erfüllt ist:

$$(3-48) \quad u_{z, zul.} \geq u_{z, DE} \quad .$$

Nach Gleichung (3-49) kann bei ausgewiesener Sicherheit der Ausnutzungsgrad der Konstruktion bestimmt werden.

$$(3-49) \quad \eta = \frac{EW}{R_d}$$

## 4 Materialien für statische Widerlager

### 4.1 Materialanforderungen

Für alle im Widerlager verwendeten Baumaterialien bzw. Materialkomponenten, die statische Aufgaben besitzen, müssen die Langzeiteigenschaften durch natürliche Analoga nachgewiesen werden (vergleiche Abschnitt 3.2.1). Bei Hilfsstoffen, wie beispielsweise Mörtel, können Prognosen über „Worst Case“-Betrachtungen angestellt werden. Ein Nachweis der Langzeiteigenschaften für die mechanisch wirksame Hauptkomponente des Hilfsstoffes ist aber auch hier unumgänglich.

Die Materialien müssen ihrer jeweiligen Aufgabe entsprechende mechanische Eigenschaften aufweisen. Das bedeutet für das Steinmaterial eine ausreichende Druck-, Zug- und Scherfestigkeit, um den Lastabtrag im Verband sicher zu realisieren. Ein Fugengmaterial soll dagegen plastische Eigenschaften besitzen, um eine Bettung der Steine zu gewährleisten und damit punktförmige Lasteinträge zu vermeiden.

Alle Baustoffe müssen in ausreichender Menge zur Verfügung stehen und eine Verarbeitung mit vertretbarem Aufwand sicherstellen. Der Einbau vor Ort muss technologisch realisierbar sein und sollte auf erprobten Verfahren basieren.

Im Folgenden werden die Eigenschaften verschiedener natürlicher und künstlicher Baumaterialien für Widerlagerverbände erläutert.

### 4.2 Salzgrusbriketts

Die Entwicklung der Salzgrusbriketts erfolgte im Zuge des Forschungsprojektes „Entwurfsplanung für Querschnittsabdichtungen“ (DBE 1995) auf dem Forschungsbergwerk Asse. In ihrer Größe entsprechen sie mit (240x115x70) mm in etwa der Größe eines normalformatigen Ziegelsteins.

Die Briketts bestehen aus feinkörnigem Steinsalz, das mit einem Druck zwischen (100 und 200) MPa in Formen gepresst wird. Durch diesen Prozess soll für den Einsatz im Salinargebirge ein natürliches und arteigenes Material erzeugt werden. Ein Nachweis von Langzeiteigenschaften entfällt somit, da Wirtsgestein und Baustoff identisch sind.

Vergleicht man allerdings das Material dieser Briketts mit dem natürlichen Steinsalz genauer, so fällt sofort die gegenüber natürlichem Steinsalz stark vergrößerte Porosität ins Auge. Sie ist mit ca. 8.2 % (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999) rund 15 mal größer als beim natürlichen Stoff.

Die Gründe hierfür liegen in dem relativ schnell ablaufenden Herstellungsprozess. Durch diese kurze Belastung kann der natürliche Prozess der Salzbildung nicht simuliert werden. Die Kristallisationsvorgänge in den Salzyklen und die darauf folgende Kompaktion über geologische Zeiträume hinweg, stellen gegenüber dem kurzen Pressvorgang gänzlich verschiedene Entstehungsbedingungen dar.

Beide Materialien bestehen zwar in ihrer Zusammensetzung aus ein und demselben Stoff. Sie können aber im Hinblick auf die chemischen, physikalischen und mechanischen Eigenschaften nicht miteinander verglichen werden. Wirtsgestein und Baustoff sind damit nicht identisch. Die Langzeiteigenschaften der Salzbriketts müssen deshalb über natürliche Analoga nachgewiesen werden.

Durch die große Porosität werden die mechanischen Eigenschaften entscheidend beeinflusst. Während die Briketts in trockenem Zustand Druckfestigkeiten aufweisen, die sogar über den Festigkeiten des natürlichen Steinsalzes liegen, so fällt dieser Wert in gesättigtem Zustand auf ca. 1/60 der Druckfestigkeit des Materials in trockenem Zustand ab. Hierzu wurden Untersuchungen an gesättigten und ungesättigten Probekörpern aus Salzgrusbriketts bzw. natürlichem Steinsalz durchgeführt (FLIB 2000). Zur Aufsättigung der Proben wurde eine gesättigte NaCl-Lauge verwendet (siehe Anlage A.20). Diese Lauge kann aufgrund ihrer Zusammensetzung die Salzbriketts nicht auflösen.

Die Temperatur war über den Sättigungszeitraum bzw. während des Versuches konstant. In den Anlage A.20 bis Anlage A.24 sind die Versuchsergebnisse ausführlich dargestellt. In den Versuchen konnten folgende einaxiale Druckfestigkeiten ermittelt werden:

ungesättigte Probekörper  $\sigma_d = 40.9 \text{ MPa}$

gesättigte Probekörper  $\sigma_d = 0.7 \text{ MPa}$ .

Die Versuche wurden deformationsgesteuert mit einer Verformungsrate von  $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$  gefahren. Die Probenhöhe lag zwischen (90 und 115) mm bei einem Durchmesser von 45 mm. Dies entspricht einem Höhe zu Durchmesser Verhältnis zwischen 2.0 und 2.6.

Tabelle 4-1: Einaxiale Druckfestigkeiten der Probekörper aus Salzgrusbriketts

Versuch	Probekörper	$\sigma_d$ [MPa]	$h_p$ [mm]	$d_p$ [mm]	$m_p$ [g]
UCsgt01	trocken	54.83	91.9	45.5	296.1
UCsgt03	trocken	39.27	89.6	45.5	287.9
UCsgt04	trocken	42.16	97.8	45.5	315.9
UCsgt05	trocken	41.31	95.1	45.5	311.7
UCsgg02	gesättigt	1.67	111.9	46.9	383.8
UCsgg06	gesättigt	0.69	115.6	45.5	372.2
UCsgg07	gesättigt	0.68	90.8	45.5	292.7
UCsgg08	gesättigt	0.78	89.4	45.5	292.2

Für das Material der Salzgrusbriketts wurde bei den Proben im gesättigtem Zustand ein gravierender Festigkeitsverlust beobachtet (Abbildung 4-1). Das natürliche Steinsalz zeigt dagegen in trockenem wie in feuchtem Zustand nahezu gleiche Festigkeiten (vergleiche (Tabelle 4-2)). Dies zeigt deutlich, dass es sich bei den Salzgrusbriketts und dem natürlichen Steinsalz um zwei verschiedene Stoffe handeln muss. Die Ursache für den

Festigkeitsverlust liegt vermutlich in der Schwächung der Bindungskräfte zwischen den einzelnen Salzgruskörnern des Gefüges durch die eingedrungene Lauge.

Der Verlust der Festigkeit der Salzgrusbriketts in gesättigtem Zustand ist für ein Widerlagermaterial äußerst ungünstig, da das gesamte Verschlussystem früher oder später unter den Einfluss von Laugen gerät. Entwicklungen mit dem Ziel, die Salzbricketts mit einer laugenresistenten Schutzschicht herzustellen, können diesen Nachteil nicht beheben, da Brüche und Deformationen diese Schutzschicht an der Steinoberfläche zerstören würden. Abgesehen davon, entfernt man sich durch das Einbringen zusätzlicher fremder Stoffe in das Material, weiter von dem Grundgedanken eines arteigenem Materials.

Die Ergebnisse der mechanischen Materialprüfung konnten durch den Verlauf und den Rückbau des statischen Widerlagers des in situ - Versuch in der EU 1 (Abschnitt 5.4) bestätigt werden. Nach (WEIGERT 2002) wiesen die Salzgrusbriketts im lastverteilenden Bereich des Widerlagers starke Stauchungen auf. Es wurden Längsdeformationen der Einzelsteine bis zu 13.1 % bestimmt. In größeren Bereichen des lastabtragenden Bereiches in den Konturwinkeln traten Biegezug-, Scher- und Schubbrüche auf. Die Ursache für diese Erscheinungen ist der Zutritt von Salzlösung in den Bereich des statischen Widerlagers aufgrund vorhandener Wegsamkeiten zwischen Druckkammer und Widerlager.

Aufgrund des fehlenden Analogons sowie der ungünstigen mechanischen Eigenschaften unter dem Einfluss von Salzlaugen ist das Material der Salzgrusbriketts als Widerlagerbaustoff ungeeignet.

Tabelle 4-2: Einaxiale Druckfestigkeiten der Probekörper aus Steinsalz

Versuch	Probekörper	$\sigma_d$ [MPa]	$h_p$ [mm]	$d_p$ [mm]	$m_p$ [g]
UCszt09	gesättigt	27.60	99.8	45.5	353.4
UCszt10	gesättigt	32.28	67.2	45.5	237.7
UCszt11	gesättigt	32.65	58.5	45.5	207.3
UCszt12	trocken	27.58	99.8	45.5	349.9
UCszt13	trocken	29.07	87.1	45.5	306.8
UCszt14	trocken	31.37	64.1	45.6	225.1

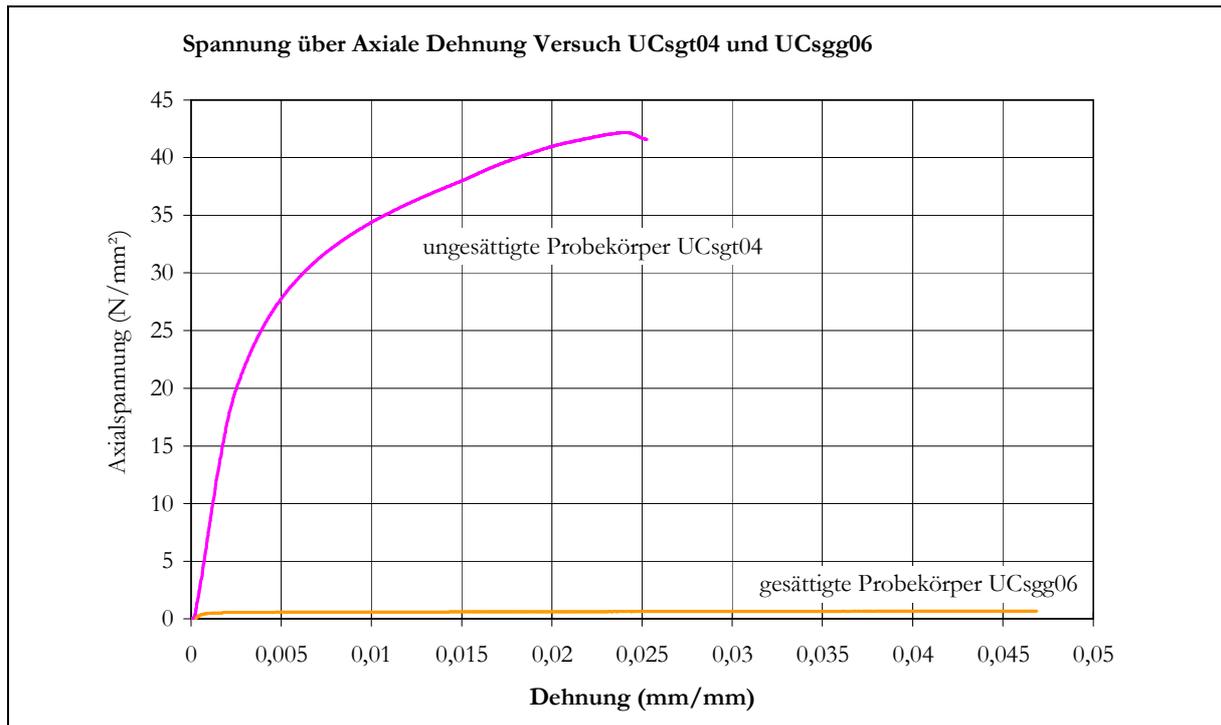


Abbildung 4-1: Vergleich der Spannungs - Dehnungs - Kurven von Probekörpern aus Salzgrus in gesättigtem und ungesättigtem Zustand

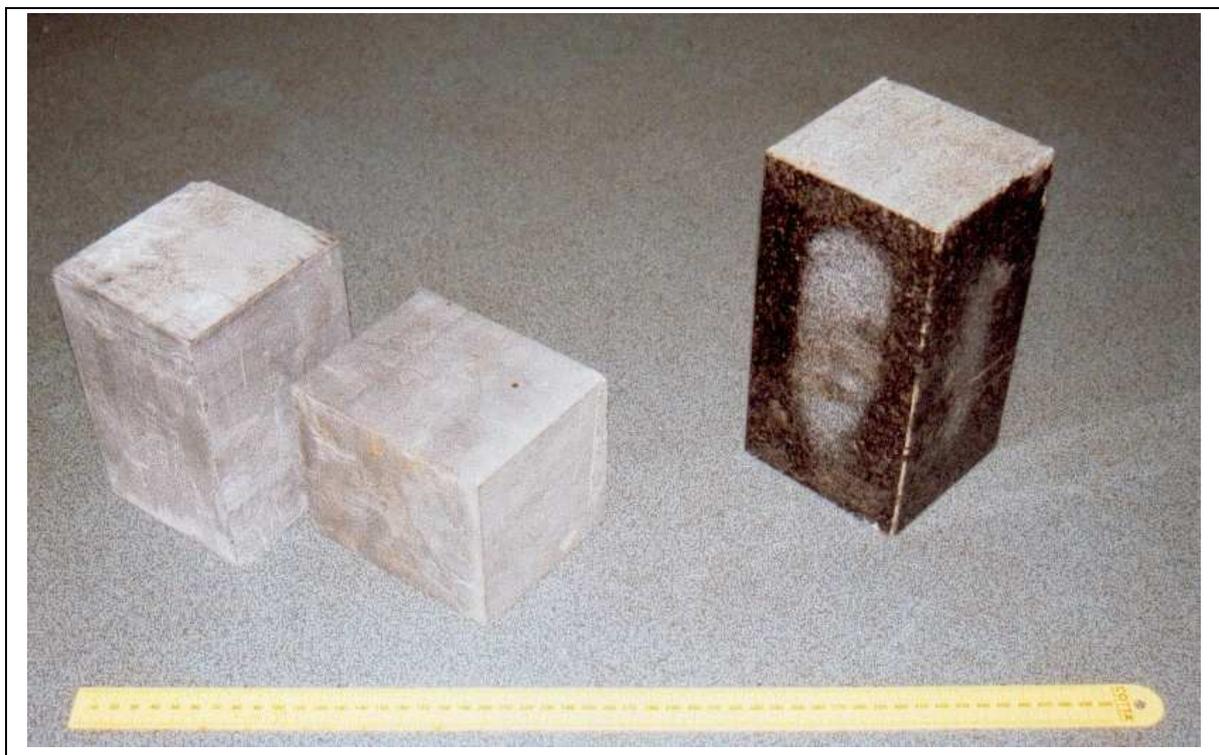


Abbildung 4-2: Rohbasalt geschnitten (Dietrichsberg, Rhön)

### 4.3 Basalt

Als natürliches Analogon für das Material Basalt im salinaren Umfeld können Basaltintrusionen in den Lagerstätten des Werrareviers verwendet werden. Vor etwa 20 bis 25 Mio. Jahren drangen hier basaltische Magmen in Salzgesteine ein. Die Temperatur des Magmas betrug beim Aufstieg zwischen (850 und 1000)°C (THOSS 1963; KOCH 1971).

Das Magma erstarrte in Form von Gängen und Schloten im Lagerstättenkörper (siehe Abbildung 4-3. Durch Proben aus diesen Bereichen können Erkenntnisse über Wechselwirkungen zwischen Salz und eingedrungene Basaltmagma gewonnen werden. Man erhält damit Ergebnisse eines 20 - 25 Mio. Jahre dauernden komplexen in situ - Versuches. Eine Vorhersage von Eigenschaften über die nächsten 100 000 Jahre, das heißt etwa 0.5 % der bisherigen „Versuchsdauer“, ist mit ausreichender Sicherheit möglich.

In (KOCH 1998) werden auf Basis dieses Analogons die Langzeiteigenschaften des Basaltes vom Dietrichsberg nachgewiesen. Mineralogische Untersuchungen ergaben keine Hinweise auf eine chemische Korrosion des Basaltes unter dem Einfluss des Salzgesteins.

In (SCHAUERHAMMER 1995) werden für Basalte einaxiale Druckfestigkeiten von (110 bis 335) MPa und Biegezugfestigkeiten zwischen (14 und 55) MPa angegeben. Die Anforderungen an die mechanischen Eigenschaften eines Steinmaterials werden damit erfüllt. Die Abbildung 4-2 zeigt geschnittene Werksteine aus Basalt vom Dietrichsberg.

In Tabelle 4-3 sind die chemischen Hauptkomponenten eines Olivin - Nephelinites einer Basaltintrusion im Kalisalzhorizont Thüringen zusammengefasst (KNIPPING & HERRMANN 1985).

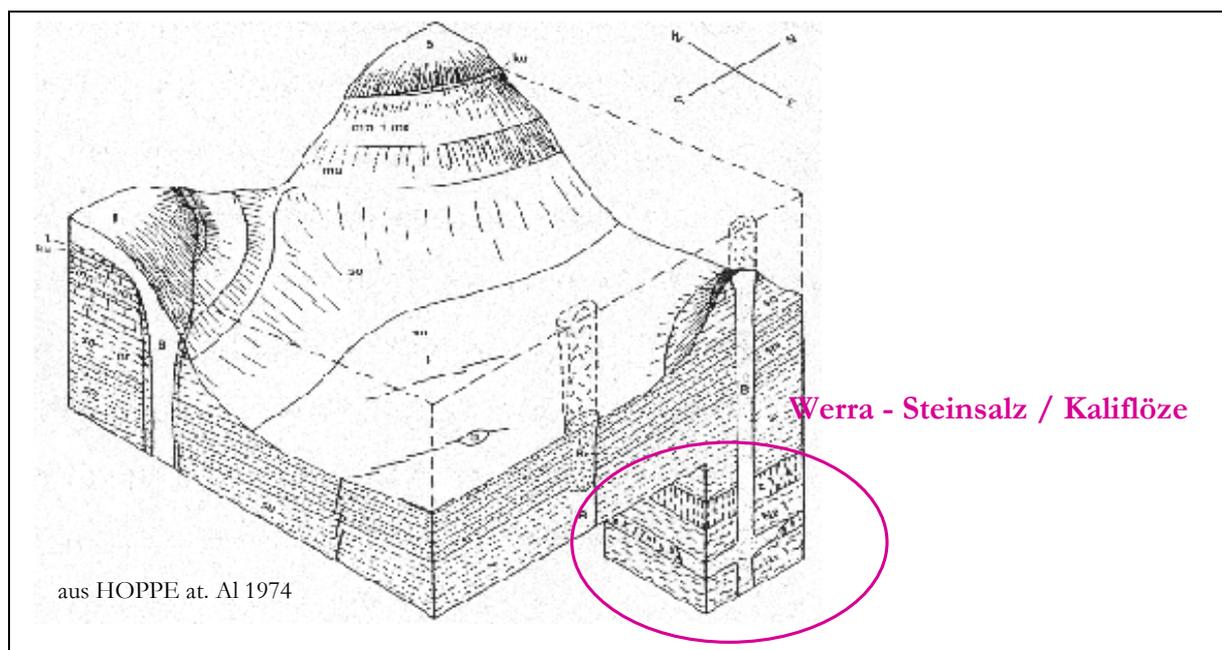


Abbildung 4-3: Tertiärer Vulkanismus in der Vorderrhön (aus HOPPE ET. AL. 1974)

Tabelle 4-3: Hauptkomponenten des Olivin - Nephelinit (Basaltintrusion) im Kalisalzhorizont Thüringen K1Th (KNIPPING &amp; HERRMANN 1985)

Probenummer	10	11	12	13	14	MW
Komponenten	Massenanteile in [ % ]					
SiO <sub>2</sub>	41.2	40.9	41.1	41.0	40.8	41.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11.7	11.6	11.5	11.8	11.7	11.7
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11.8	11.9	12.0	11.8	11.7	11.8
MnO	0.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.14
MgO	12.6	12.8	12.3	12.4	12.7	12.6
CaO	11.5	11.5	11.9	11.6	11.4	11.6
Na <sub>2</sub> O	2.1	2.7	2.9	2.3	1.6	2.3
K <sub>2</sub> O	2.8	2.0	1.6	2.2	3.0	2.3
TiO <sub>2</sub>	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6

Tabelle 4-4: Materialeigenschaften von Basalt nach (SCHAUERHAMMER 1995)

Druckfestigkeit (einaxial)	$\sigma_d$	110 – 335 MPa
Biegezugfestigkeit	$\sigma_{bz}$	14 – 55 MPa
E - Modul	E	6 – 10 GPa
Porosität	p	0.1 – 1.0 %
Kompressionsmodul	K	6.9 – 7.4 GPa
Querdehnzahl	$\nu$	0.25 – 0.37

Bei der Verarbeitung von Rohbasalt zu geschnittenen Werksteinen fallen nach (KOCH 1998) für ein Steinformat von (200x100x100) mm Herstellungskosten von etwa 12 780 €/m<sup>3</sup> an. Es handelt sich dabei um den reinen Materialpreis inklusive der Zuschnittkosten. Weitere Kosten für Verlegung und Transport kommen hinzu. Das bedeutet, schon bei relativ kleinen Widerlagern mit einer Querschnittsfläche von 10 m<sup>2</sup> und einem Volumen von 75 m<sup>3</sup> entstehen hohe Materialkosten von etwa 1.7 Mio. € pro Widerlager. Außerdem kann eine gleichbleibende Qualität der Steine nur durch aufwendige Prüfprogramme gewährleistet werden, da der natürliche Ausgangsstoff Rohbasalt lokal große Inhomogenitäten aufweisen kann.

Der Einsatz von natürlichen Basalt als Widerlagerbaustoff hat somit sehr hohe Bauwerkskosten zur Folge.

## 4.4 Schmelzbasalt

Schmelzbasalt wird als hochverschleißfester Werkstoff überall dort eingesetzt, wo es beim Transport von spezifisch schweren, chemisch aggressiven oder stückigen Medien zu großen Verschleißerscheinungen kommt. Das betrifft vor allem Bunker, Silos, Zykclone, Mischtrommeln, Rohrleitungen oder Krümmer. Fördermedien wie Erz, Schotter, Schlacke oder Asche führen hier zu enormen Abrasionserscheinungen. Die Verwendung von Schmelzbasalt verlängert die Lebensdauer dieser Bauteile wesentlich. Die Eigenschaften des Schmelzbasaltes bei Kontakt mit Laugen und Säuren sind in den Tabelle 4-7 und Tabelle 4-8 (KALENBORN 2000) dargestellt. In technischen Versuchen konnte gegenüber industriell gebräuchlichen Laugen und Säuren eine nahezu hundertprozentige Resistenz festgestellt werden. Flusssäure greift als einziges Medium das Material an.

Zur Herstellung wird der natürliche Basalt aufgeschmolzen, in entsprechende Formen gegossen und in einer nachfolgenden Vergütung langsam abgekühlt.

Die einaxiale Druckfestigkeit beträgt ca. 450 MPa bei einer Biegefestigkeit von ca. 30 MPa (KALENBORN 2000). Die Werte liegen teilweise erheblich über denen eines natürlichen Basaltes. Diese Tatsache ist auf das sehr feinkörnige und homogene Gefüge des Schmelzbasaltes als Ergebnis des kontrollierten Herstellungsprozesses zurückzuführen. Eine aufwendige Qualitätsüberwachung ist daher bei dieser Herstellungstechnologie nicht erforderlich.

Diese Eigenschaften machen das Material für einen Einsatz als Widerlagerbaustoff interessant. Dazu ist es allerdings notwendig nachzuweisen, dass sich die Eigenschaften des Basaltes und dessen Zusammensetzung sowie Gefüge durch eine erneute Aufschmelzung nicht grundlegend ändern. Für diesen Fall kann das natürliche Analogon des Basaltes auf den Schmelzbasalt übertragen werden.

In (GEISSLER 2002) wird festgestellt, dass die Schmelzbasalte in ihrer mineralogischen Zusammensetzung gegenüber dem Rohbasalt keine wesentlichen Veränderungen aufweisen. Die Matrix des Schmelzbasaltes ist etwa 10 mal feiner mit einem erhöhten Gehalt an Spinell. Diese feinkörnige Matrix konnte durch die angewendeten Untersuchungsmethoden in (GEISSLER 2002) nicht vollständig aufgelöst werden. Um die Zusammensetzung und die Bestandteile des Matrixmaterials besser aufzuklären, sind daher weitere Untersuchungen erforderlich.

Das Material weist Einsprenglinge (Restite) in Form von Pyroxen auf, welche teilweise stark angelöst sind. Der  $\text{SiO}_2$ -Gehalt wird gegenüber dem Ausgangsgestein nicht verändert. Die Komponenten  $\text{Al}_2\text{O}_3$  und  $\text{Na}_2\text{O}$  erfahren eine Abreicherung, während  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MgO}$  und  $\text{CaO}$  angereichert werden. Bei den Nebenkomponten kommt es zu einer Abreicherung von Chlor und  $\text{P}_2\text{O}_5$  bei gleichzeitiger Anreicherung von Chrom bzw. in geringen Ausmaßen Strontium und Barium. In Tabelle 4-5 ist die Zusammensetzung der in (GEISSLER 2002) untersuchten Proben mit Analyseergebnissen von Basalten des Dietrichsbergs (RÖHNBASALT 1998) dargestellt. In diesem Fall kann der natürliche

Basalt als dem Schmelzbasalt vergleichbar angesehen werden. Natürlicher Basalt kann dann als natürliches Analogon zum Schmelzbasalt angesehen werden, wenn das Gefüge der feinkörnigen Matrix mit dem Mineralgefüge des natürlichen Basaltes vergleichbar ist.

Tabelle 4-5: Chemische Analysen: Rohbasalt (Stregom), Schmelzbasalt (Stregom) und Rohbasalt (Dietrichsberg)

Probe	Rohbasalt /Stregom (GEISSLER 2002)	Schmelzbasalt /Stregom (GEISSLER 2002)	Basalt /Dietrichsberg (RÖHNBASALT 1998)
[%]			
SiO <sub>2</sub>	43.40	43.30	42.13
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14.88	13.05	11.17
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	13.88	14.78	12.42
MnO	0.21	0.22	-
MgO	7.05	8.28	13.72
CaO	11.45	11.93	10.78
Na <sub>2</sub> O	3.25	2.73	2.63
K <sub>2</sub> O	1.38	1.30	1.38
TiO <sub>2</sub>	2.89	3.06	2.67
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.94	0.74	0.55

Die in Tabelle 4-6 dargestellten Gesteinsparameter wurden in Triaxialversuchen ermittelt. Dazu wurden zylindrische Probekörper in verschiedener Orientierung aus den Schmelzbasaltsteinen herausgeschnitten. Der Durchmesser betrug  $d_p = 40$  mm und die Probenhöhe  $h_p = 80$  mm. Eine ausführliche Darstellung der Ergebnisse ist in Anlage A 6ff. enthalten.

Die Herstellungskosten für Schmelzbasalt liegen mit ca. 670 €/t in einem wirtschaftlich vertretbaren Rahmen. Es können verschiedene Formen hergestellt werden, wodurch der Anpassungsaufwand vor Ort minimiert wird.

Tabelle 4-6: Mechanische Eigenschaften von Schmelzbasalt  
(Triaxialversuche, Anlage A 6ff.)

Kompressionsmodul	K	48.1 GPa
E - Modul	E	99.0 GPa
Schubmodul	G	42.8 GPa
Querdehnzahl	$\nu$	0.16
Druckfestigkeit (einaxial)	$\sigma_d$	430 MPa
Zugfestigkeit	$\sigma_t$ <sup>1)</sup>	14.5 MPa
Reibungswinkel (innerer)	$\varphi$	64.4°
Kohäsion	c	30.2 MPa
Scherfestigkeit ( $\sigma_3 = 0$ MPa)	$\tau$	93.0 MPa
Scherfestigkeit ( $\sigma_3 = 20$ MPa)	$\tau$	159.0 MPa

1) aus mehreren Triaxialversuchen abgeleitet

Tabelle 4-7: Beständigkeit von Schmelzbasalt gegenüber Säuren (KALENBORN 2000)

Agenz	Bei 20°C	Versuch
Salzsäure (HCL 25%) fließend	Fast 100% Schutzschicht	Betriebsversuch, 40 Tage Gewichtsverlust unter 0.2% Schwache Bleichung der Oberfläche
Salzsäure (HCL 38%) ruhend	Fast 100%	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen 0.6% Gewichtsverlust
Schwefelsäure (H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 40 %) ruhend	100%	Betriebsversuch nach 60 Tagen kein Gewichtsverlust
Schwefelsäure (H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 94%) ruhend	Fast 100%	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen kein Gewichtsverlust
Flusssäure (HF 40%)	Nicht beständig	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen 22.8% Gewichtsverlust
Propionsäure ruhend	100%	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen kein Gewichtsverlust
Milchsäure (8%) fließend und ruhend	100%	Gutachter vieler Molkereibetriebe und des Prüfamtes Kiel, nach 3 Jahren kein Gewichtsverlust

Tabelle 4-8: Beständigkeit von Schmelzbasalt gegenüber Laugen (KALENBORN 2000)

Agenz	Bei 20°C	Versuch
Kalilauge (KOH 25%) heiß, fließend	80°C 100%	Betriebsversuch nach 112 Tagen kein Gewichtsverlust
Kalilauge (KOH 10%) ruhend	Bei 20°C 100%	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen kein Gewichtsverlust
Natronlauge (NaOH 25%) heiß, fließend	Bei 80°C fast 100%	Betriebsversuch nach 9 Monaten 0.6 % Gewichtsverlust
Natronlauge (NaOH 10%)	Bei 20°C fast 100%	Materialprüfungsanstalt Neuwied nach 30 Tagen 0.9 % Gewichtsverlust
Chlorkalk (CaCl <sub>2</sub> ), breiig ruhend und fließend	Bei 20°C 100%	Betriebsversuch nach 25 Tagen kein Gewichtsverlust

## 4.5 Sand

Der Sand erfüllt aufgrund seiner mechanischen Eigenschaften die Anforderung an ein Fugenmaterial. Quarzsand als sedimentäre Ablagerung ist das Produkt von Verwitterungs- und Transportvorgängen. Er ist durch die Verwitterung von Festgesteinen entstanden. Die Verwitterungsvorgänge zerlegen das Ausgangsgestein in Einzelbestandteile unterschiedlicher Größenfraktionen.

Durch Transportvorgänge werden diese Einzelteile mechanisch stark beansprucht. Chemische Einflüsse in Form von salzhaltigem Meerwasser, extreme thermische Einflüsse in Wüstenregionen oder mechanische Belastungen während der Eiszeiten oder metamorpher Prozesse im Gesteinszyklus wirkten bzw. wirken auf dieses Material ein. Diese Vorgänge dauern seit der Entstehung der festen Erdkruste vor ca. 3.5 Mrd. Jahren an. Die Eigenschaften des Sandes werden durch diese Einflüsse nicht verändert. Der Quarzsand kann somit als langzeitstabil bezeichnet werden.

Er ist kostengünstig zu beziehen, Technologien der Aufbereitung und Verarbeitung sind erprobt und bewährt.

Zur Bestimmung des Deformationsverhaltens können Oedometerversuche mit trockenen und gesättigten Sandproben und mehreren Belastungszyklen durchgeführt werden. In diesen Versuchen wird der Steifemodul eines Materials bei behinderter Querdehnung bestimmt. Die Abbildung 4-4 zeigt die Last - Setzungs - Kurven von Sandproben in trockenem und gesättigtem Zustand. Die Scherfestigkeit von Sand wird in Scherversuchen bestimmt. In Anlage B 1ff. sind Ergebnisse verschiedener Scherversuche unter Normalspannungen zwischen (0.4 und 10) MPa dargestellt.

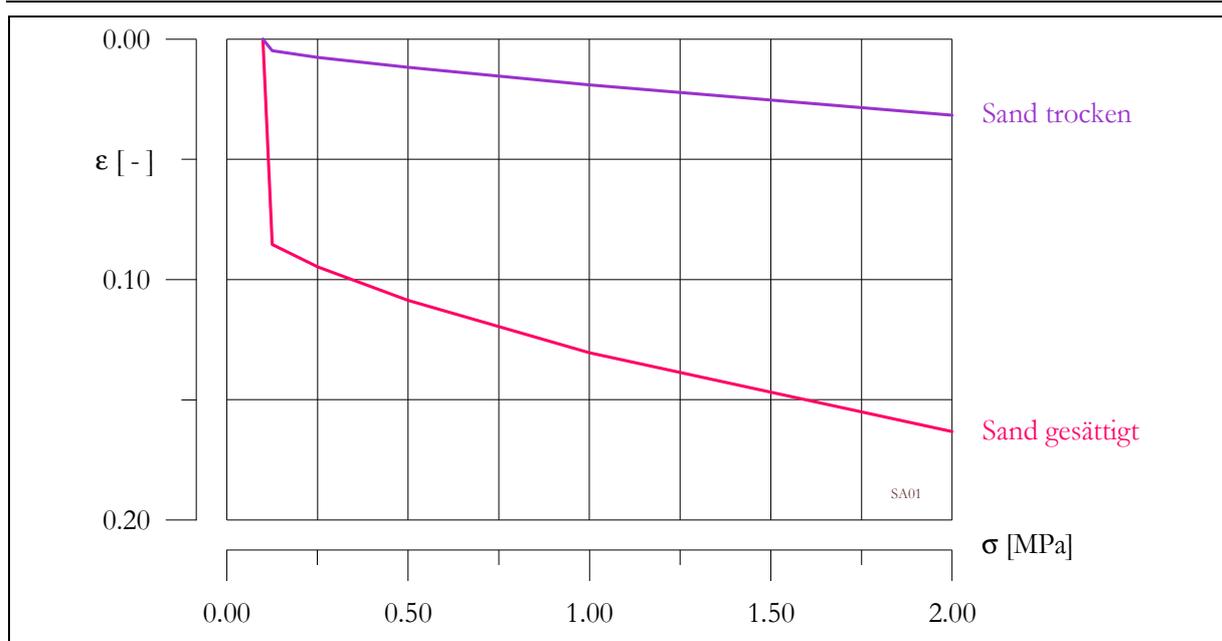


Abbildung 4-4: Setzungen einer Sandprobe im Oedometerversuch unter verschiedenen Bedingungen

## 4.6 Solemörtel

Im Mauerwerksverband des statischen Widerlagers wird Mörtel als Hilfsstoff eingesetzt. Das Mörtelgemisch muss nur in der Einbauphase kohäsive Eigenschaften besitzen, da sonst der Einbau der Steine im Verband nicht möglich ist, beziehungsweise einen erheblichen Aufwand darstellt. Der Mörtel muss an den Steinen haften, um eine ordnungsgemäße Ausführung der Fugen zu gewährleisten.

Da die Kohäsion nur für den Einbauzustand wirken muss, kann zum Nachweis der Langzeitstabilität auf eine „Worst Case“-Betrachtung zurückgegriffen werden. Bei der Bemessung der Konstruktion und in Prognoserechnungen mit dem Verschlussystem werden danach dem Bindemittel keinerlei mechanische Wirkungen zugeschrieben. Es werden hierbei Festigkeits- bzw. Verformungsparameter verwendet, die denen des langzeitstabilen Zuschlagsstoffes Quarzsand entsprechen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden verschiedene Mörtelgemische untersucht (FLIß & KAWKA 2001b). Das Ziel war, den minimalen Bindemittelanteil zu bestimmen, bei dem eine Verarbeitung des Mörtels gerade noch möglich ist. In Druckversuchen wurden an den Probekörpern der verschiedenen Mörtelmischungen die einaxiale Druckfestigkeit (nach 28 Tagen) sowie der E - Modul bestimmt.

Die einzelnen Versuche sind in Anlage A 25 dargestellt. Der Probendurchmesser betrug dabei 50 mm bei einer Länge der Probe von 100 mm. Das Höhen zu Durchmesser Verhältnis der Probekörper betrug damit 1 : 2. Die Probekörperherstellung erfolgte in Plastikformen mit leichter Verdichtung.

Für ein Mörtelgemisch mit 25 % Hochofenzement als Bindemittel konnte eine mittlere einaxiale Druckfestigkeit von  $\sigma_d = 18.7 \text{ MPa}$  und ein E - Modul von  $E = 10.2 \text{ GPa}$  bestimmt werden. Als Anmachflüssigkeit wurde gesättigte NaCl - Lauge verwendet. In Tabelle 4.9 sind die Mittelwerte der mechanischen Eigenschaften für verschiedene Probemischungen zusammengestellt.

Tabelle 4-9: Druckfestigkeiten und E - Module von Probekörpern aus Solemörtel verschiedener Rezepturen

Mörtelmischung	Zement	Kalk	L/Z <sup>1)</sup>	$\sigma_d$	E
	[%]	[%]	[kg/kg]	[MPa]	[GPa]
SM 3	15	15	1.4	8.7	10.0
SM 5	25	-	0.9	18.7	10.2
SM 8	15	5	1.2	6.7	14.2

<sup>1)</sup> L/Z Lauge - Zement - Faktor

## 5 Parameter verschiedener Mauerwerksverbände

### 5.1 Versuche mit Prismen

#### 5.1.1 Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial

Zur Untersuchung des Last - Verformungs - Verhaltens eines Verbandes aus Salzbriketts wurden mit verschiedenen Prismen einaxiale Druckversuche durchgeführt (FLIß 2001b). Ein Prisma besteht jeweils aus drei Salzbriketts, die ohne ein Fugenmaterial zusammengefügt werden. Steine und Prisma werden zu Versuchsbeginn und nach dem Versuch vermessen. Die Höhe der untersuchten Prismen betrug im Mittel  $h_{Pr} = 214$  mm.

Die Belastung erfolgte kraftgesteuert bis zu einer maximalen Spannung von  $\sigma_v = 10$  MPa. Die Kraft wurde vollflächig auf die Prismenoberseite aufgebracht. Als Prüfmaschine diente eine 100 t Presse. Über Messuhren können die vertikalen Deformationen erfasst werden.

Es ist anzumerken, dass die geprüften Prismen gegenüber einem realen Bauwerk sehr kleine Probekörper darstellen. Die Ergebnisse lassen sich nur bedingt auf einen Verband übertragen, der in seinen Dimensionen erheblich vom Probekörper abweicht. Des Weiteren liegt, gegenüber den einaxialen Verhältnissen bei den Prismenversuchen, im Innern eines realen Bauwerkes ein dreiaxialer Spannungszustand vor.

Die Steine liegen im Versuch exakt übereinander und die Oberflächen sind frei von Fremdkörpern. Im Versuch werden demnach ideale Einbaubedingungen simuliert, die in situ nicht gewährleistet werden können. Die fugenbedingten Einflüsse werden in situ wesentlich größer sein, als sie in den Prismenversuchen bestimmt wurden.

Mit diesen Versuchen ist es allerdings möglich, den prinzipiellen Einfluss von Fugen zu untersuchen. Es können unter verschiedenen Annahmen Schlüsse auf das anisotrope Verbandsverhalten gezogen und Vorhersagen getroffen werden.

Die Tabelle 5-1 enthält eine Aufstellung der geprüften Prismen. Die Steinhöhe wurde aus jeweils vier Einzelmessungen ermittelt. In Anlage B 4 bis B 6 sind die Spannungs - Verformungs - Diagramme dieser Versuche dargestellt.

Für die geprüften Prismen wurde bis zu einer Auflast von maximal  $\sigma_v = 10$  MPa ein mittlerer Verformungsmodul von  $E = 12.7$  GPa bestimmt (Tabelle 5-2). Die Werte für den E - Modul variierten zwischen (11.2 und 14.1) MPa. Dabei handelt es sich um den Tangentenmodul nach Abklingen der Setzungseffekte der Fugen (Abbildung 5-1). Diese Setzungseffekte haben ihre Ursachen in geringfügigen Unebenheiten und Verschmutzungen der Steinoberflächen. Über die Enddeformation des Prismas kann mit dem ermittelten Verformungsmodul nach Gleichung (5-1) die fugenbedingte Verformung  $\epsilon_f$  berechnet werden.

$$(5-1) \quad \epsilon_f = \epsilon_{Pr, End} - \frac{\Delta\sigma_y}{E_{Pr}}$$

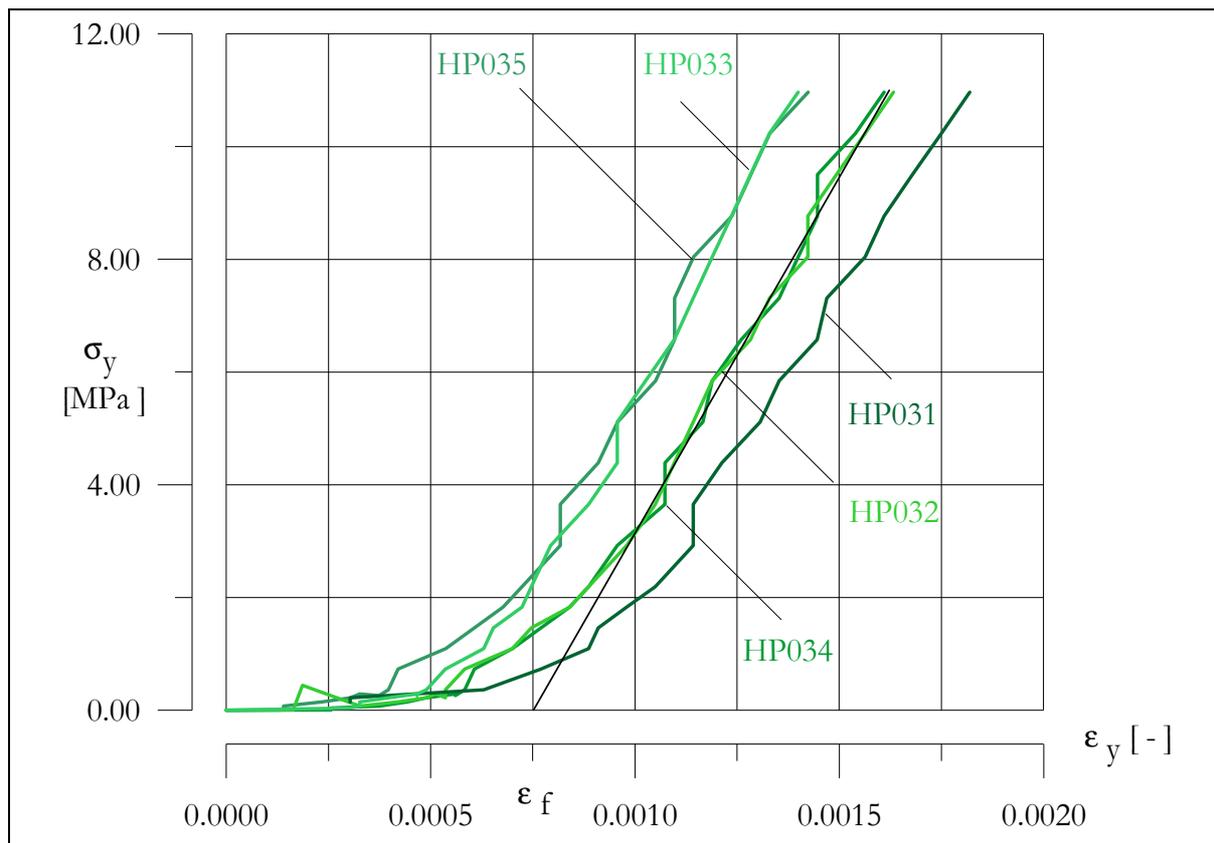


Abbildung 5-1: Spannungs - Verformungs - Kurven der Prismen aus Salzbricketts ohne Fugenmaterial (HP031 bis HP035)

Die mittlere Verformung der Fugen aller geprüften Salzbrickettprismen unter geringen Lasten wurde bei einer Fugendichte der Prismen von  $d_f = 14 \text{ m}^{-1}$  zu  $\varepsilon_f = 0.0007$  bestimmt. Als minimale Setzung wurden im Versuch HPsg033  $\varepsilon_f = 0.00065$  ermittelt. Die größten Setzungen traten im Versuch HPsg035 mit  $\varepsilon_f = 0.00079$  auf.

Tabelle 5-1: Prismen aus Salzbricketts ohne Fugenmaterial (HPsg031 bis HPsg035)

Versuch	$b_{Pr}$	$l_{Pr}$	$h_{St1}$	$h_{St2}$	$h_{St3}$	$h_{Pr}$
	[mm]					
HPsg031	114	240	71.3	71.4	71.4	214.3
HPsg032	114	240	71.4	71.4	71.6	214.3
HPsg033	114	240	71.4	71.4	71.4	214.4
HPsg034	114	240	71.4	71.4	71.4	214.2
HPsg035	114	240	71.4	71.4	71.5	214.2

Tabelle 5-2: Verformungsparameter der Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial (HPsg031 bis HPsg035)

Versuch	$\epsilon_f$ <sup>1)</sup>	$E_{Pr}$ <sup>2)</sup>	$h_{Pr, End}$	$\epsilon_{Pr, End}$ <sup>3)</sup>
	[ - ]	[GPa]	[mm]	[ - ]
HPsg031	0.00083	11.2	214.1	0.00065
HPsg032	0.00072	11.7	214.2	0.00070
HPsg033	0.00060	13.4	214.2	0.00079
HPsg034	0.00078	14.1	214.1	0.00070
HPsg035	0.00058	13.1	214.0	0.00079
Mittelwert	0.00070	12.7		0.00073

1)  $\epsilon_f$  Deformation der Fugen unter geringer Belastung

2)  $E_{Pr}$  Tangentenmodul ab  $\epsilon_f$  ( $\sigma_y = 3 - 10$  MPa)

3)  $\epsilon_{Pr, End}$  Verformungsmodul eines Prismas bei maximaler Belastung

### 5.1.2 Prismen aus Schmelzbasaltsteinen mit Sand als Fugenmaterial

Mit diesen Versuchen sollte das Verformungsverhalten eines Verbandes aus steifen Natursteinen mit einem weichen Fugenmaterial untersucht werden. Der Kontakt des Fugenmaterials mit den Steinen hat neben dem Verformungsverhalten des Fugenmaterials einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten des gesamten Verbandes. Wird als Fugenmaterial ein kohäsionsloses Material verwendet, ergeben sich infolge Setzungserscheinungen unter geringen Lasten zusätzliche Verformungsanteile.

Analog zu den Versuchen mit den Salzbrikettprismen wurden verschiedene Prismen aus Schmelzbasalt in einaxialen Druckversuchen geprüft (FLIß 2001b). Es handelt sich dabei, wie schon bei den Salzbriketts, um kraftgesteuerte Versuche mit maximalen Belastungen von  $\sigma_v = 10$  MPa. Als Fugenmaterial wurde Sand verwendet, da die Steine bei fehlendem Fugenmaterial infolge der punktförmigen Lastübertragung schon unter geringen Lasten zerstört werden. Die Fugendicken variierten zwischen (6.5 und 7.9) mm. Für alle Versuche wurde der gleiche Satz Steine verwendet. Die Steinhöhe  $h_{St} = 204.56$  mm ist die mittlere Gesamthöhe des Steinanteils der geprüften Prismen (drei Einzelsteine). In Tabelle 5.3 sind die Abmessungen der Prismen enthalten. Die Abbildung 5.2 zeigt das Verformungsverhalten des Prismas im Versuch HPsb003 unter Erst- und Wiederbelastung. In dieser Abbildung sind neben den Messwerten der Erst- bzw. Wiederbelastung zusätzlich die nach Gleichung (3-22) berechneten Verformungen dargestellt. Zur Berechnung der ideellen E - Module wurde der Steifemodul des Sandes zwischen  $1.00 E_{S,sa}$  und  $0.50 E_{S,sa}$  variiert.

Tabelle 5-3: Prismen aus Schmelzbasalt mit Fugenmaterial Sand (HPsb003 bis HPsb007)

Versuch	$b_{Pr}$	$l_{Pr}$	$h_{St}$	$h_f$	$n_{St}$	$n_f$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
HPsb003	125	250	204.6	19.6	0.913	0.087
HPsb004	125	250	204.6	23.8	0.896	0.104
HPsb005	125	250	204.6	23.8	0.896	0.104
HPsb006	125	250	204.6	20.8	0.908	0.092
HPsb007	125	250	204.6	18.8	0.916	0.084

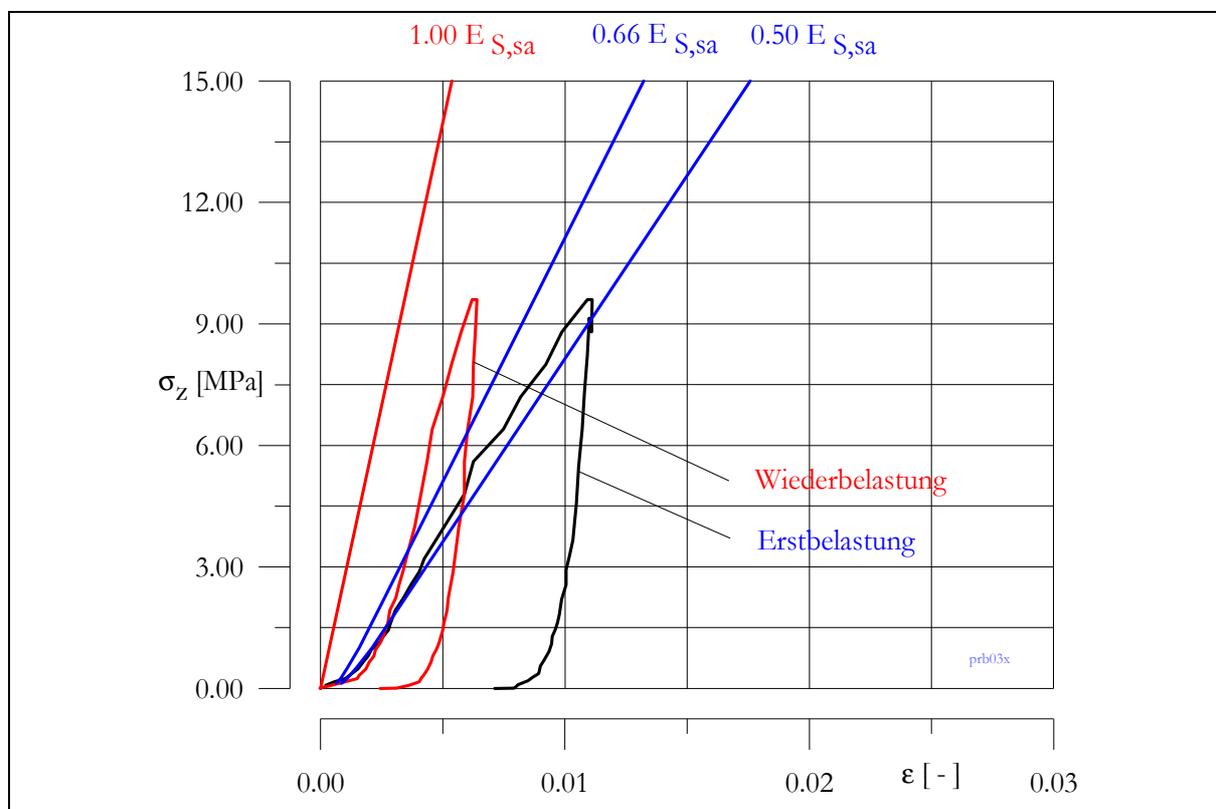


Abbildung 5-2: Spannungs - Verformungs - Kurve eines Schmelzbasaltprismas mit Sandfugen bei Erst- und Wiederbelastung (Versuch HPsb003)

Mit steigendem Fugenanteil reagiert das System bei Erst- und Zweitbelastung weicher. Die einzelnen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 5-4 zusammengefasst. Die Verformungsmodul  $E_I$  (Erstbelastung) und  $E_{II}$  (Wiederbelastung) werden aus den Versuchsergebnissen als Tangentenmodule nach dem Abklingen der Anfangsverformungen bestimmt. Die Anfangsverformung  $\epsilon_f$  kann aus der Endverformung der Prismen und dem ermittelten Verformungsmodul  $E_I$  bestimmt werden (Gleichung(5-1)).

Ein nach Gleichung (3-22, analog der Auswertung der Prismenversuche mit Salzbriketts (Abschnitt 5.1.1) berechneter ideeller E - Modul  $E_{id}$  ist zusammen mit den aus den Versuchsergebnissen bestimmten E - Modulen in Abbildung 5-3 dargestellt.

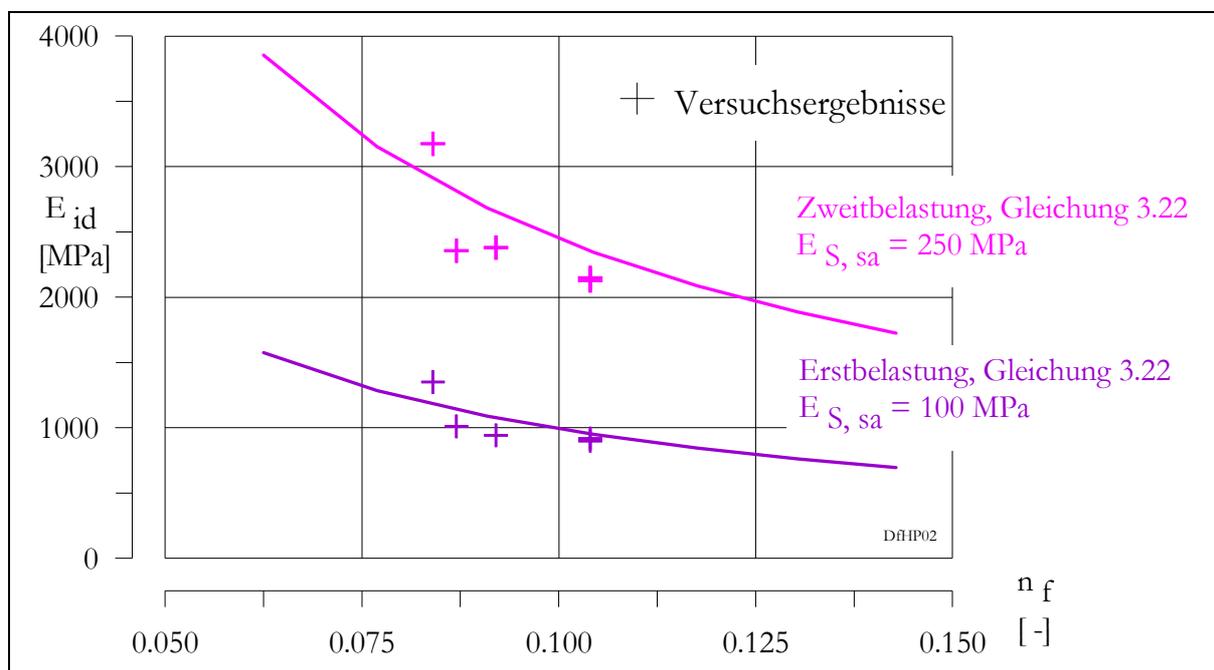


Abbildung 5-3: Ideale E - Module (berechnet nach Gleichung (3-22) im Vergleich mit den Versuchsergebnissen der Prismenversuche über dem Fugenanteil

Tabelle 5-4: Quasistatisch bestimmte Parameter der Prismen aus Schmelzbasalt mit Sandfugen

Versuch	$a_f$ [mm]	$E_I$ [MPa]	$E_{II}$ [MPa]	$\epsilon_f$ [-]
HPsb003	6.5	1010	2356	0.0013
HPsb004	7.9	917	2150	0.0027
HPsb005	7.9	900	2128	0.0030
HPsb006	6.9	943	2381	0.0023
HPsb007	6.3	1351	3175	0.0020

$a_f$  - Fugendicke

$E_I$  - Verformungsmodul eines Prismas (Tangentenmodul nach  $\epsilon_f$ )

$E_{II}$  - Verformungsmodul eines Prismas bei Wiederbelastung (Tangentenmodul nach  $\epsilon_f$ )

$\epsilon_f$  - Anfangsverformung, Deformationen unter geringen Lasten durch das nichtlineare Verhalten von Sand

Zur Berechnung der Last - Setzungs - Kurven wurde der Steifemodul des Fugenmaterials Sand in Oedometerversuchen bestimmt (FLIß 2001c). Der verwendete Sand wies ein Größtkorn von  $d_{max} = 0.7$  mm auf, bei einer Ungleichförmigkeitszahl von  $U = 1.62$ .

Die maximale Porenzahl wurde durch (TAMASKOVICS 2001) mit  $e_{\max} = 0.873$  und die minimale Porenzahl mit  $e_{\min} = 0.560$  bestimmt. Danach wird für die durchgeführten Oedometerversuche im Mittel eine bezogene Lagerungsdichte von  $l_D = 0.09$  berechnet. Die Einbaudichte kann damit als locker bezeichnet werden. Die Steifemodule für die Erstbelastung werden entsprechend den Laststufen aus 9 Einzelversuchen bestimmt. Die Bestimmung des Steifemoduls für die Wiederbelastung erfolgt aus den Mittelwerten über alle Laststufen.

Da die Verhältnisse in den Fugen der Prismen von denen des Oedometerversuchs abweichen, wurde der Steifemodul in den Berechnungen angepasst. Er variierte zwischen (0.66 und 0.50)  $E_S$ . Mindert man den Steifemodul des Fugenmaterials auf die Hälfte des Ursprungswertes ab 0.50  $E_S$ , so werden in jedem Fall die maximalen Deformationen berechnet (vergleiche Abbildung 5-2).

Tabelle 5-5: Bestimmung des Steifemoduls  $E_S$  von Sand in Oedometerversuchen

Spannung	Trockene Proben		Gesättigte Proben	
	$E_S$ <sup>1)</sup>	$E_{S\ II}$ <sup>2)</sup>	$E_S$ <sup>1)</sup>	$E_{S\ II}$ <sup>2)</sup>
[MPa]				
0.125	25.6	-	1.5	-
0.250	94.2	-	26.9	-
0.500	121.1	-	35.8	-
1.000	135.2	-	46.0	-
2.000	159.4	250.5	61.1	207.0

<sup>1)</sup> Steifemodul bei Erstbelastung, Mittelwerte aus jeweils 9 Einzelversuchen

<sup>2)</sup> Steifemodul bei Wiederbelastung, Mittelwerte über alle Laststufen

Bei Belastungsspannungen, die über  $\sigma_v = 10$  MPa hinausgehen, ist zu erwarten, dass der Steifemodul des Fugenmaterials zunehmen wird. In den Berechnungen wird dagegen ab einer Belastung von  $\sigma_v = 2$  MPa ein konstanter Steifemodul angenommen, da die Prüfeinrichtung für die Oedometerversuche keine höhere Last zulässt. Mit diesen Annahmen werden für Belastungen über 10 MPa größere Deformationen berechnet, als sich real einstellen werden. Das Verfahren führt damit zur Ermittlung einer minimalen Verbandssteifigkeit, welche bei Belastungen von größer 2 MPa Sicherheitsreserven aufweist.

Die maximalen Steifigkeiten treten bei mehrfacher Belastung auf. In den Oedometerversuchen wurde bei der Wiederbelastung der Proben ein annähernd konstanter Wiederbelastungsmodul von  $E_{II} = 250$  MPa bestimmt (Tabelle 5-5).

Mit diesem konstanten Wert wird nach Gleichung (3-22) ein ebenfalls konstanter Verbands - E - Modul berechnet. Die Versuche zeigen dagegen unter kleinen Belastungen auch bei der Wiederbelastung ein deutlich nichtlineares Verhalten. Dieser Effekt ist mit

dem Ausdrücken des Fugenmaterials unter geringen Belastungen zu erklären. Vergleiche dazu die Abbildungen in Anlage B 8ff.

Für Belastungen größer 2 MPa stellt der berechnete Verbandsmodul für die Wiederbelastung eine gute Näherung dar, während dabei die Anfangsdeformationen unberücksichtigt bleiben. Er charakterisiert damit das steifste Systemverhalten der geprüften Prismen. Da die hierbei auftretenden Deformationen ein Minimum darstellen, werden sie bei Nachweisrechnungen zur Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes nicht verwendet.

Die Anfangsverformung für ein Prisma mit einem Fugenanteil von  $n_f = 0.084$  wurde mit den beschriebenen Versuchen zu  $\varepsilon_f = 0.002$  bestimmt (Tabelle 5-4, Versuch HPsb007). Die Abbildung 5-4 zeigt deutlich die Abhängigkeit der Anfangsverformungen vom Fugenanteil. Beaufschlagt man das Versuchsergebnis mit einem Sicherheitsfaktor von  $S = 2.0$ , erhält man für einen Verband mit entsprechendem Fugenanteil eine maximale Anfangsverformung von  $\varepsilon_f = 0.004$ . Mit dem Sicherheitsfaktor soll die geringe Versuchszahl berücksichtigt werden.

Tabelle 5-6: Berechnete ideale E - Module für einen Verband<sup>1)</sup> aus Schmelzbasalt mit Sandfugen

Spannung	Trockene Proben		Gesättigte Proben	
	$E_{id}$	$E_{id,II}^{2)}$	$E_{id}$	$E_{id,II}^{2)}$
[MPa]				
0.125	344	-	20	-
0.250	1257	-	362	-
0.500	1610	-	481	-
1.000	1795	-	617	-
2.000	2109	3278	819	2723

<sup>1)</sup> Geometrie und Orientierung der Steine entsprechend dem Verlegeschema für das Bemessungsbeispiel in Abschnitt 6

<sup>2)</sup>  $E_{id}$  bei Wiederbelastung als Mittelwert über alle Laststufen

Nach Gleichung (3-22) kann aus den Ergebnissen der Oedometerversuche für die gesättigten Proben ein minimaler E - Modul für ein System, bestehend aus Steinmaterial und Sandfugen, berechnet werden. Für das Steinmaterial Schmelzbasalt wurde ein Verformungsmodul von  $E_{sb} = 99$  GPa bestimmt (Abschnitt 4.4). Für ein System mit einem Fugenanteil von  $n_f = 0.074$  (vergleiche Abschnitt 6.2.2.2) werden die in Tabelle 5-6 aufgeführten ideellen E - Module für trockene und gesättigte Probekörper berechnet.

Bei einer Spannung von 2 MPa beträgt danach der ideale E - Modul dieses Systems für gesättigte Verhältnisse etwa  $E = 820$  MPa (Tabelle 5-6). Werden Berechnungen und Simulationen unter Ansatz eines linearen Verformungsverhaltens und diesem berechneten E - Modul durchgeführt, vernachlässigt man dabei den Verformungsanteil des Fugen-

materials unter geringen Lasten. Dieser zusätzliche Verformungsanteil muss in Form der Anfangsverformung in die Berechnungen eingehen. Die Anfangsverformung für Sandfugen wurde mit  $\varepsilon_f = 0.004$  bestimmt. Dieser Wert beinhaltet einen Sicherheitsfaktor von  $S = 2.0$ .

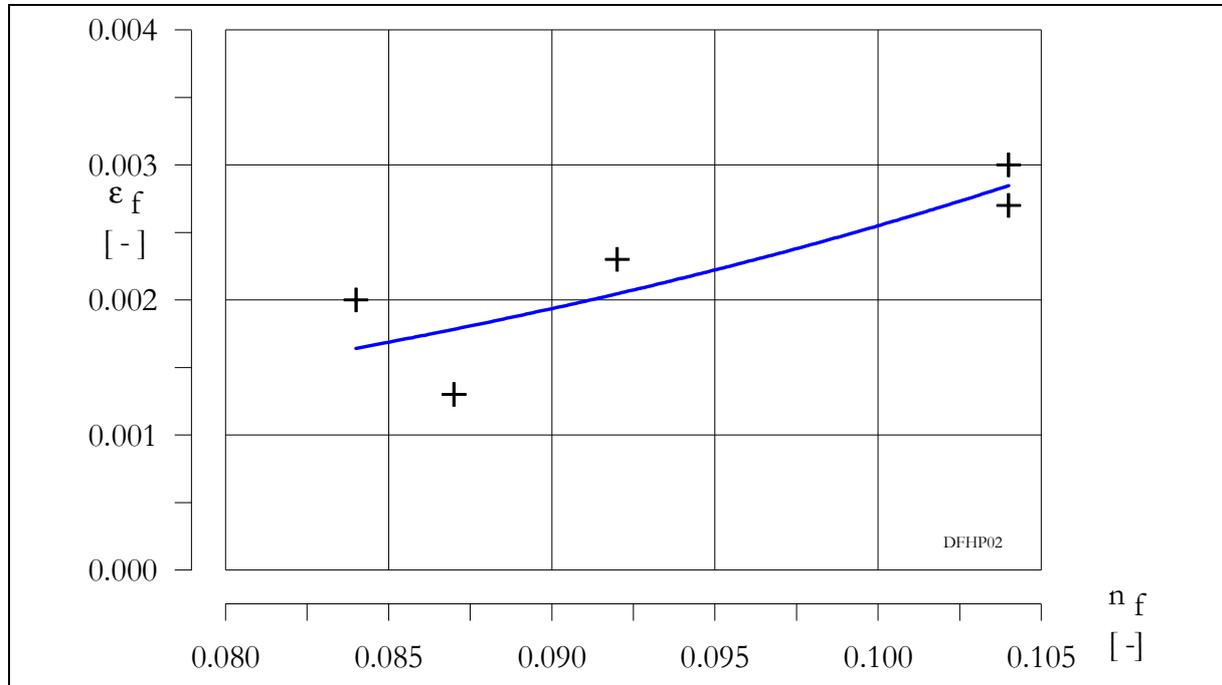


Abbildung 5-4: Anfangsverformung  $\varepsilon_f$  der Prismen aus Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen unter geringen Lasten in Abhängigkeit vom Fugenanteil

## 5.2 Eigenschaften eines trocken verlegten Verbandes aus Salzbricketts

In einem Verband aus trocken verlegten Salzbricketts (Einbau der Steine ohne Fugenmaterial) haben die Fugen einen wesentlichen Einfluss auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten. In prismatoidförmigen Widerlagern haben diese Fugen aufgrund der Wirkungsweise der Konstruktion zusätzlich Einfluss auf die sich einstellende Spannungsverteilung im Verband. Bis die Fugen einen formschlüssigen Verbund haben, kommt es durch geringe Unebenheiten auf den Oberflächen der Steine zu geringen Setzungen (vergleiche Abschnitt 5.1.1). Das relativ weiche Material des Salzbricketts begünstigt diese Effekte zusätzlich. Weitere Ursachen für diese Setzungserscheinungen sind beispielsweise verunreinigte Steinoberflächen. Über eine Vielzahl an Fugen summieren sich diese Kopplungseffekte in die entsprechende Richtung des Steinverbandes. In Abhängigkeit vom Verlegeschema differiert die Anzahl der Fugen in den einzelnen Richtungen. Aus dem verwendeten Steinformat ( $h_{St} = 71$  mm,  $b_{St} = 115$  mm,  $l_{St} = 240$  mm) resultieren die in Tabelle 5-7 aufgezeigten Fugendichten.

Die Fugendichte berechnet sich nach:

$$(5-2) \quad d_f = \frac{n}{l}$$

mit:  $n$  Anzahl der Fugen  
 $l$  Länge des Verbandes

Tabelle 5-7: Fugendichten im Verband entsprechend den Kantenlängen der Salzbriketts

		$h_{St}$	$b_{St}$	$l_{St}$
Maße des Steins	[mm]	71	115	240
Fugendichte	[m <sup>-1</sup> ]	14.1	8.7	4.2

In Druckversuchen (Abschnitt 5.1.1) wurden für Prismen aus drei Salzbriketts diese Kopplungseffekte untersucht.

Für die Setzung der Fugen wurde bei einer Prismenhöhe von  $h_{Pr} = 214$  mm und für eine Fugendichte von  $d_f = 14.1$  eine Deformation von  $\varepsilon_f = 0.0007$  ermittelt. Mit Gleichung (5-3) kann die Setzung des Verbandes bestimmt werden, wenn die Fugendichte gegenüber dem Prüfprisma differiert.

$$(5-3) \quad u = \varepsilon_f \cdot \frac{d_f}{d_{fPr}} \cdot l$$

mit:  $u$  Setzung in jeweilige Richtung  
 $\varepsilon_f$  Deformation des Prüfprismas  
 $d_f$  Fugendichte des Verbandes  
 $d_{Pr}$  Fugendichte des Prüfprismas  
 $l$  Länge Verband

Setzt man voraus, dass sich die Fugen in jede Richtung gleichartig deformieren, so ist es möglich, die Setzungen der Fugen richtungsabhängig zu berechnen:

$$(5-4) \quad \frac{d_{fx}}{d_{fy}} = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} \quad .$$

Für den Verband eines statischen Widerlagers aus Salzbriketts mit  $h_{St} = 71$  mm,  $b_{St} = 115$  mm und  $l_{St} = 240$  mm, (statisches Widerlager aus dem Versuch EU 1, Abschnitt 5.3) werden die in Tabelle 5-8 enthaltenen Parameter berechnet. Da bei diesen Betrachtungen die Probleme der Firstanbindung in den Rechnungen nicht berücksichtigt wurden, sind in situ noch größere Differenzen zu erwarten. Die berechneten Setzungen in Tabelle 5-8 werden daher als theoretische Setzungen bezeichnet.

Tabelle 5-8: Setzungen (theoretisch) im Widerlager des in situ - Versuchs EU 1

Orientierung	$d_f$	$\varepsilon_f$	$u_{fx}$	$u_{fz}$
	[m <sup>-1</sup> ]	[ - ]	[mm]	[mm]
X	8.7	0.00043	1.66	3.32
Y	14.1	0.00070	2.88	5.78
Z	4.2	0.00021	-	-

$$(5-5) \quad u_{fx} = \varepsilon_{fx} \cdot l_x$$

$$(5-6) \quad u_{fz} = \frac{u_{fx}}{2 \cdot \tan \beta}$$

mit:  $\beta = 14^\circ$  Konturwinkel EU 1 in Sondershausen

Die Setzungen in Richtung y betragen in diesem Beispiel das ca. 1.8 - fache der Setzungen in Richtung x. Aus der Verschiebung  $u_{fx}$  kann über geometrische Bedingungen eine Deformation in Achsrichtung  $u_{fz}$  berechnet werden.

Bei axialen Verschiebungen nimmt der Widerlagerverband in Richtung x schon Last auf, während in Richtung y die Setzung der Fugen andauert. Die sich einstellende Spannungsverteilung ist damit durch einen bevorzugten Lastabtrag in die jeweils steifere Richtung gekennzeichnet.

### 5.3 Versuche mit Modellwiderlagern

Für die Untersuchung des Last - Verformungs - Verhaltens von Mauerwerksverbänden wurde eine spezielle Versuchseinrichtung zur Prüfung von Modellwiderlagern entwickelt. Die Modellwiderlager weisen gegenüber den Prismen einen wesentlich größeren Fugenteil auf und werden mehraxial beansprucht. Für die Untersuchungen konnte ein bestehender Gefügeversuchsstand des Institutes für Bergbau in der Lehrgrube „Reiche Zeche“ in Freiberg genutzt werden. Mit diesen Versuchen sollte das Verhalten eines Steinverbandes unter mehrachsigen Belastungen untersucht werden.

Der Aufbau des Versuchsstandes ist in Abbildung 5-7 dargestellt. Die Modellwiderlager können horizontal und vertikal jeweils mit einer Kraft bis maximal 1000 kN belastet werden. Je nach Größe der Belastungsfläche entspricht das in etwa Drücken zwischen (5 und 6) MPa (FLIß 1999b).

Zur Simulation der Gebirgskonturen wurden Keile mit einem Anstellwinkel von  $\beta = 6^\circ$  in den Versuchsstand eingebaut. Die Keile weisen unter maximaler Belastung keine nennenswerten Verschiebungen auf (FLIß 1999a). Sie können damit als starr angesehen werden. Die Belastung der Modelle erfolgte, mit Ausnahme des Versuches RZ 005, über eine starre Stahlplatte vollflächig auf die Druckseite des Modells. Dadurch wird die Modellannahme eines geschlossenen Blockes möglich. Ein Nachweis der Inneren Sicherheit für das Modellwiderlager (Abschnitt 3.3.2) ist damit nicht erforderlich.

Zwischen 1999 und 2001 wurden auf dem untertägigen Versuchsstand im Lehrbergwerk „Reiche Zeche“ verschiedene Versuche mit Modellwiderlagern durchgeführt (FLIß 2001). Die Tabelle 5-9 enthält eine Auswahl der geprüften Modelle mit den jeweils verwendeten Materialien. Die Belastung in den Versuchen erfolgte kraftgesteuert. Die Verschiebungen der Modellwiderlager können auf der Luft- und Druckseite sowie in der vertikalen Achse gemessen werden. Auf einen Einbau von Druckgebern in die Modellwiderlager wurde aufgrund der relativ kleinen Abmessungen der Modelle verzichtet. Die Breite der Modelle beträgt auf der Druckseite 450 mm, bei einer Länge von etwa 450 mm und einer Höhe zwischen (355 und 400) mm.



Abbildung 5-5: Modellwiderlager aus Betonsteinen (RZ 011)

Abbildung 5-6: Modellwiderlager aus Salzbricketts (RZ 005)

Die aufgebrachten Belastungen in den einzelnen Versuchen sind in Tabelle 5-9 zusammengefasst. Als Steinmaterial wurden Salzbricketts und Beton in den Modellen verwendet. Die Abbildung 5-5 zeigt das Modellwiderlager RZ 011 aus Betonsteinen und Sand als Fugenmaterial. In Abbildung 5-6 ist das Modellwiderlager RZ 005 aus Salzbricketts ohne Fugenmaterial dargestellt. Die Kontaktfugen zum Versuchsstand sind in diesen Versuchen mit Sand gefüllt. Die einzelnen Versuche werden in den Abschnitten 5.3.1 und 5.3.3 näher erläutert.

Mit den Ergebnissen dieser Versuche können über Rückrechnungen die Verformungsmodul der Widerlagerverbände bestimmt werden. Verschiedene Einflüsse auf das Last-Verformungs-Verhalten, wie der Einbau und die Verlegung der Steine, können dadurch bestimmt werden.

Die Versuchsanordnung stellt gegenüber den Prismenversuchen wesentlich realere Bedingungen dar.

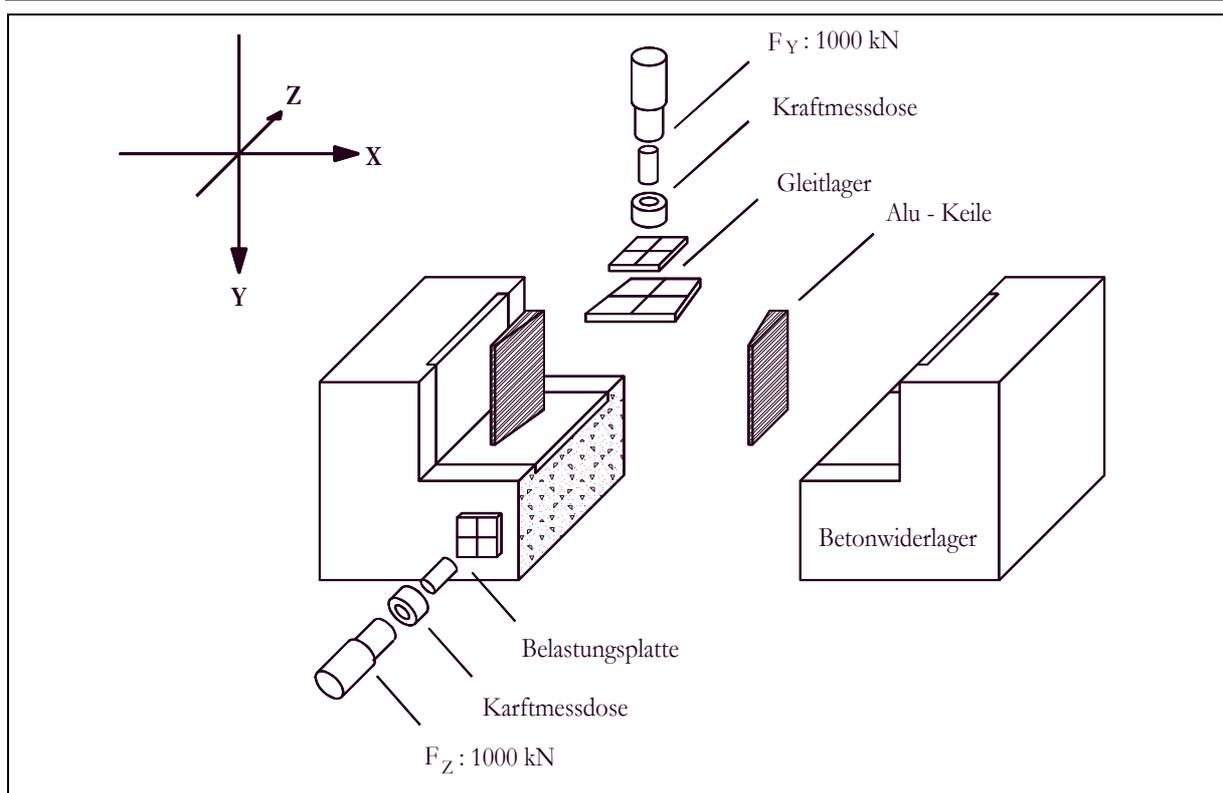


Abbildung 5-7: Gefügeversuchstand „Reiche Zeche“ in Schnittdarstellung

Tabelle 5-9: Versuche mit Modellwiderlagern

Versuch	Material					Abmessungen der Modelle		Belastung der Modelle	
	Verband			Kontakt					
	Steine	Fugen	$a_f$ <sup>2)</sup>	Fugen	$b_{kf}$ <sup>3)</sup>	$h_M$	$l_M$	$\sigma_y$	$\sigma_{z, D}$ <sup>4)</sup>
		[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	
RZ 005	Salzbr. <sup>1)</sup>	-	-	Sand	5	355	461	0.82	5.00
RZ 006	Salzbr. <sup>1)</sup>	-	-	Sand	5	355	461	0.82	5.71
RZ 010	Beton	Teerp.	2.5	Teerp.	5	403	453	0.82	1.88
RZ 011	Beton	Sand	2.5	Sand	5	395	453	2.18	3.13
RZ 012	Beton	Sand	2.5	Sand	5	396	452	0.10	2.78

1) Salzgrusbriketts

2) Dicke der Fugen im Verband

3) Dicke der Kontaktfugen zwischen Verband und Versuchsstand

4) Spannung auf die Druckseite des Modells

### 5.3.1 Modellwiderlager aus Salzbriketts RZ 005 und RZ 006

Die Modellwiderlager aus Salzgrusbriketts bestehen aus Modellsteinen, deren Volumen  $\frac{1}{4}$  eines normalformatigem Briketts entspricht. Die Modellsteine wurden durch Sägearbeit aus den originalen Salzgrusbriketts hergestellt. Die Randsteine zu den Keilen werden mit einer geneigten Fläche von  $6^\circ$  an den Anstellwinkel angepasst und die Kontaktfuge mit Sand ausgefüllt. Die Materialeigenschaften dieser Steine wurden bereits in Abschnitt 4.2 erläutert. Alle Salzgrusbriketts wurden im Labor zugeschnitten und in feuchtegeschützten Behältern zum Versuchsstand transportiert. Nach dem Einbau wird das Modell zum Schutz vor Feuchtigkeit mit einer Plastikfolie abgedeckt. Damit wird der Einfluss von Feuchtigkeit auf die Modellsteine minimiert.

In Tabelle 5-10 sind die Abmessungen der Modellwiderlager aus Salzgrusbriketts aufgeführt. Die gemessenen Verschiebungen der Modellwiderlager aus Salzgrus sind in Tabelle 5-11 enthalten.

Tabelle 5-10: Fugenteile und Endabmessungen der Modelle aus Salzbriketts

Versuch	$n_x$ <sup>1)</sup>	$a_x$ <sup>2)</sup>	$n_y$	$a_y$	$n_z$	$a_z$	$h_M$ <sup>3)</sup>	$l_M$ <sup>3)</sup>
		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]	[mm]
RZ 005	6.5	61.5	4.5	78.9	3.0	153.7	354.0	-
RZ 006	6.5	61.5	4.5	78.9	3.0	153.7	354.5	459.2

1) Fugenzahl in der jeweiligen Richtung

2) Fugenabstand in der jeweiligen Richtung

3) Maße der Modelle nach erfolgter Belastung am Versuchsende

Tabelle 5-11: Verschiebung und Verformung der Modelle aus Salzbriketts

Versuch	$u_{z,D}$	$u_{z,L}$	$u_z$	$\epsilon_y$	$\epsilon_x$	$\epsilon_z$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
RZ 005	35.0	28.0	31.5	-0.0028	0.0166	0.0150
RZ 006	20.2	18.4	19.3	-0.0013	0.0104	0.0045

Die Deformation des Modells in Richtung x kann in Modellmitte aus der mittleren axialen Verschiebung  $u_z$  und den geometrischen Bedingungen des Versuchsstandes berechnet werden Gleichung (5-7).

$$(5-7) \quad \varepsilon_x = \frac{2 \cdot u_z \cdot \tan \beta}{\frac{1}{2} \cdot (b_{MD} + b_{ML})} \quad .$$

mit:  $u_z$  Mittelwert der axialen Verschiebung Luftseite / Druckseite

$\beta$  Anstellwinkel des Versuchsstandes  $\beta = 6^\circ$

$b_{MD}$  Modellbreite Druckseite

$b_{ML}$  Modellbreite Luftseite

In Achsrichtung  $z$  wird die Deformation aus der Differenz der Verschiebungen auf Druck- und Luftseite sowie der Modelllänge bestimmt:

$$(5-8) \quad \varepsilon_z = \frac{u_{zD} - u_{zL}}{l_M} \quad .$$

mit:  $u_{zD}$  Verschiebung axial Druckseite

$u_{zL}$  Verschiebung axial Luftseite

Die Verformung in Richtung  $y$  kann über die Setzung und die Modellhöhe bestimmt werden:

$$(5-9) \quad \varepsilon_y = \frac{u_y}{h_M} \quad .$$

mit:  $u_y$  Setzung der Modelloberseite

Die beiden Modellwiderlager RZ 005 und RZ 006 wurden mit der maximal möglichen axialen Kraft belastet, was einem Druck von  $\sigma_z = 5$  MPa entspricht (FLIß 2001a). Die vertikale Belastung betrug in beiden Versuchen konstant  $\sigma_y = 0.82$  MPa. Der Lasteintrag im Versuch RZ 005 erfolgte über eine mittig angeordnete quadratische Stahlplatte mit den Abmessungen 0.20 x 0.20 m. Dieser konzentrierte Lasteintrag führte zu ausgedehnten Bruchstrukturen im Modellverband. Die Annahme eines kompakten und in sich stabilen Blockes besitzt hier nur noch bedingt Gültigkeit. Die Rückrechnungen dieses Versuches weisen daher erhebliche Fehler auf.

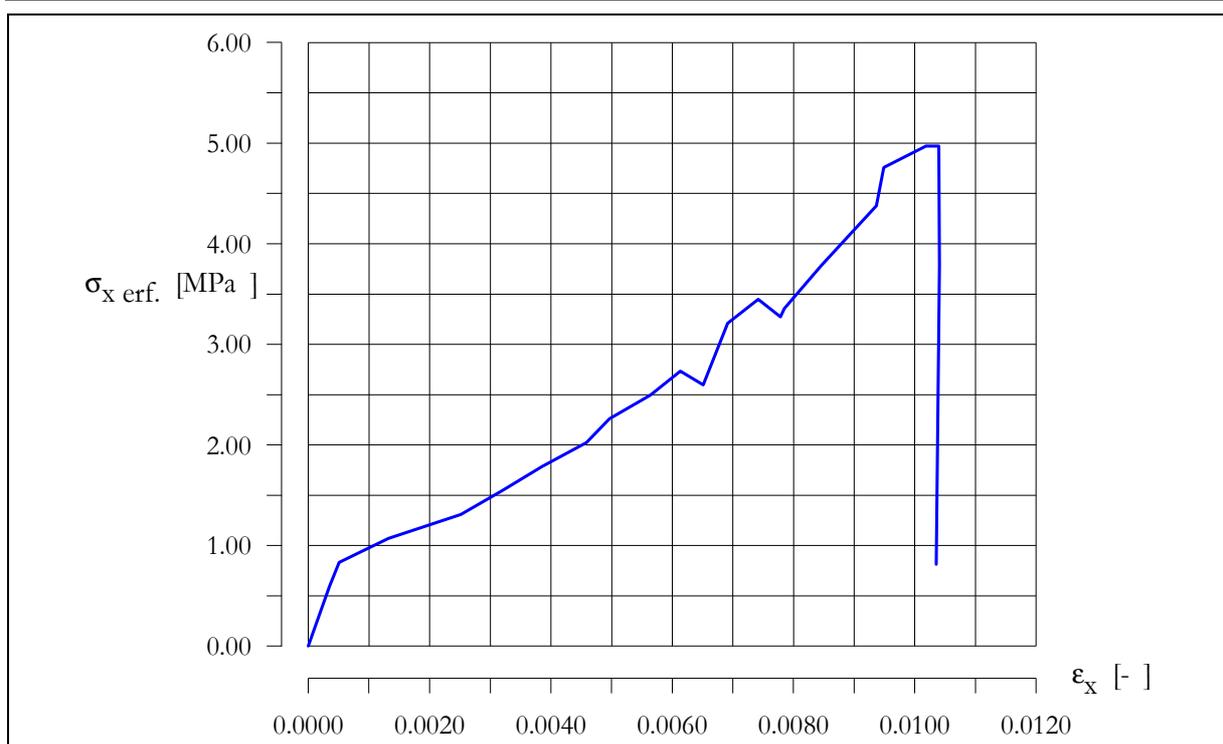


Abbildung 5-8: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf.}$  im Versuch RZ 006 (berechnet nach Blockmodell über die indirekt bestimmte mittlere Deformation in Richtung x)

Beim Versuch RZ 006 wurde die gesamte Druckseite vollflächig und gleichmäßig belastet. Das Modellwiderlager war nach dem Versuch völlig intakt. Trennbrüche konnten nur bei zwei Steinen aus dem unteren Bereich des Modells festgestellt werden. Die Annahme eines geschlossenen Blockes stellt hier eine gute Näherung dar. Die Tabelle 5-12 zeigt die in Rückrechnungen (Blockmodell siehe Abschnitt 5.3.2.1) ermittelte erforderliche Verspannung der Modelle RZ 005 und RZ 006. Der Reibungswinkel der Kontaktfugen wurde in Scherversuchen bestimmt (siehe Abschnitt 5.3.2.1).

Tabelle 5-12: Berechnung der Verspannung  $\sigma_x$  und der Verformungsparameter  $E_{x1}$  nach dem Blockmodell für die Modellwiderlager aus Salzgrus

Rechnung	Kontaktfuge		Modellverband		Blockmodell	
	$\varphi$	$\beta$	$\sigma_{z,D}$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$E_{x1}$
	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
RZ BM 005	25	6	5.00	0.82	4.31	290
RZ BM 006	25	6	5.71	0.82	4.97	480

$E_{x1}$  - mit den Messwerten der ersten Belastung bestimmt

## 5.3.2 Rückrechnungen der Versuche mit Modellwiderlagern

### 5.3.2.1 Berechnung der Modellwiderlager mit dem Blockmodell

Die Bestimmung der Verformungsparameter der Modellwiderlager erfolgte in Rückrechnungen. Dazu wurde ein Blockmodell entwickelt. Bei diesem Modell wird der Widerlagerverband als ein kompakter Körper mit anisotropen Eigenschaften angenommen.

Durch die axial angreifende Kraft  $F_z$  wird das Modell in den Versuchsstand geschoben. Da die Keile im Versuchsstand mit einer Neigung von  $6^\circ$  angeordnet sind, deformiert sich das Modell in Richtung x. Das Modell verspannt sich zwischen den beiden Keilen und die axial wirkende Belastung wird über die Keile in den Versuchsstand eingetragen.

Neben dem Lastabtrag über die Keile wird ein Teil der Belastung über die Reibkraft  $F_{RS}$  in der Sohle abgetragen. Diese Reibkraft ist abhängig von der vertikalen Belastung  $F_y$  und den Eigenschaften in der Aufstandsfläche des Modells. Die Kraft  $F_y$  wirkt vollflächig auf die Oberseite des Modells. Sie wird über ein reibungsarmes Loslager übertragen.

Am Modell wird, ausgehend vom Gleichgewichtszustand aller angreifenden Kräfte, die erforderliche Verspannung in Richtung x (horizontal) berechnet. Die Abbildung 5-9 das Blockmodell für die Modellwiderlager.

Die beiden Keile des Versuchsstandes werden als starre Platten betrachtet. In Abbildung 5-10 sind die wirkenden Kräfte in der Kontaktfuge der Modellwiderlager dargestellt.

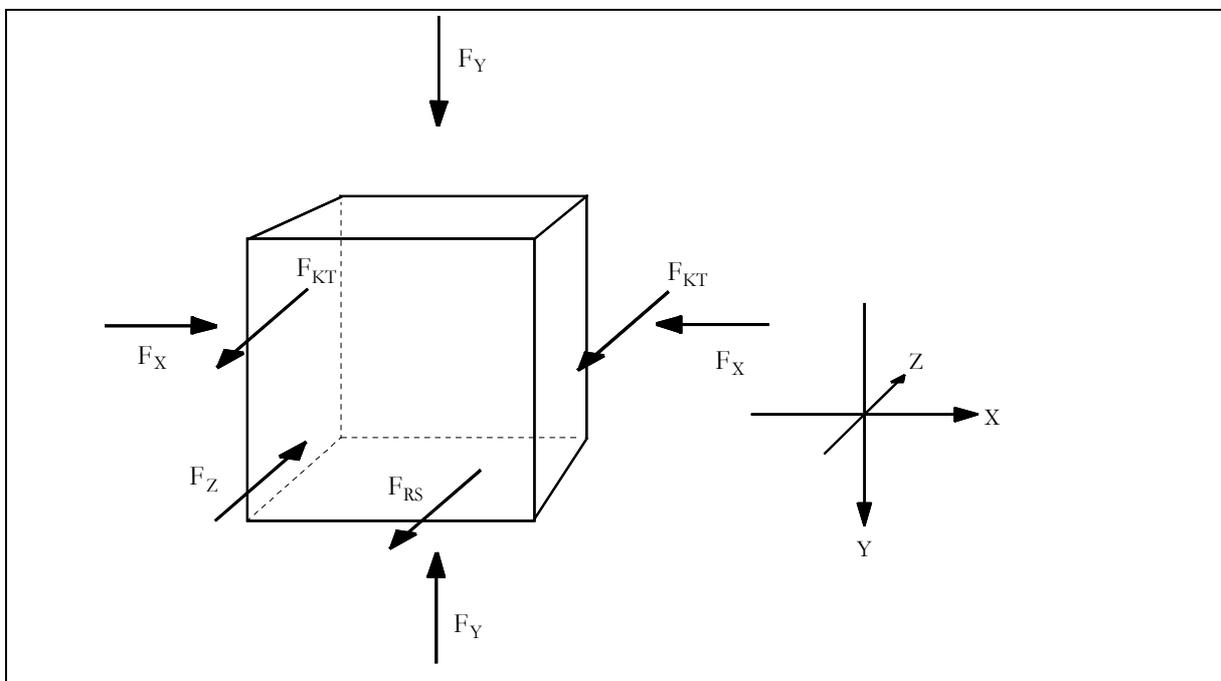


Abbildung 5-9: Blockmodell für Modellwiderlager mit angreifenden Kräften

Die Gleichung (5-10) beschreibt das Gleichgewicht in den Kontaktfugen Modellwiderlager zum Versuchsstand.

$$(5-10) \quad \frac{1}{2} (F_z - F_{RS}) \cdot \cos \beta - F_{KT} - F_x \cdot \sin \beta = 0$$

In Normalenrichtung der Kontaktfuge gilt das folgende Gleichgewicht (vergleiche Abbildung 5-10):

$$(5-11) \quad \frac{1}{2} \cdot F_z \cdot \sin \beta - F_{KN} + F_x \cdot \cos \beta = 0 \quad .$$

Setzt man ein kohäsionsloses Fugenmaterial voraus, so gilt für die haltende Kraft in der Kontaktfuge die Gleichung:

$$(5-12) \quad F_{KT} = F_{KN} \cdot \tan \phi \quad .$$

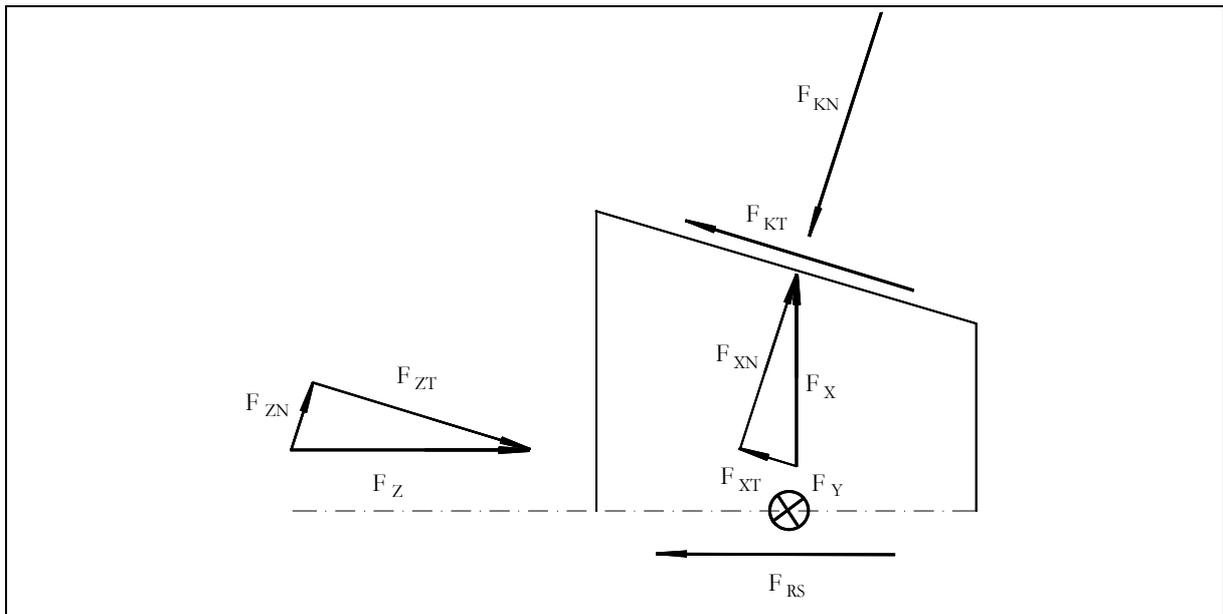


Abbildung 5-10: Kräfte am Blockmodell für Modellwiderlager

Die Eigenschaften der Kontaktfugen wurden in Scherversuchen mit Probekörpern auf einem Großschergerät bestimmt (FLIß & KAWKA 2001a). Die Versuchsbedingungen entsprachen in etwa den Zuständen in den Kontaktfugen des jeweiligen Modellwiderlagers. Es wurden Probekörper unter Belastungsspannungen zwischen 1.7 MPa und 10 MPa geprüft. In Tabelle 5-13 sind die aus den Versuchsergebnissen bestimmten Parameter aufgezeigt.

Tabelle 5-13: Eigenschaften der Verbands- und Kontaktfugen der Modellwiderlager (FLIß & KAWKA 2001a)

	$\varphi$	c
Material	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Beton - Sand - Aluminium	26.2	0
Salzbrikett - Sand - Aluminium	23.5	0
Beton - Teerpappe - Beton	5.3	100

Aus den Gleichungen (5-10) bis (5-12) kann nach folgender Gleichung die Kraft  $F_x$  berechnet werden, welche für den Gleichgewichtszustand des Modells erforderlich ist:

$$(5-13) \quad F_{x,erf.} = \frac{(F_z - F_{RS}) \cdot \cos \beta - F_z \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi}{2 \cdot (\cos \beta \cdot \tan \phi + \sin \beta)} \quad .$$

Nimmt man näherungsweise über den Längsschnitt des Modellwiderlagers eine konstante Spannungsverteilung an, so kann eine mittlere Spannung über der Querschnittsfläche des Modells  $A_x$  bestimmt werden:

$$(5-14) \quad \sigma_{x,erf.} = \frac{F_{x,erf.}}{A_x} \quad .$$

Aus der mittleren Spannung  $\sigma_{x,erf.}$  und der indirekt gemessenen Deformation  $\varepsilon_x$  (Gleichung (5-7)) kann ein mittlerer Verformungsmodul für das Modell berechnet werden:

$$(5-15) \quad E_{x,M} = \frac{\Delta \sigma_{x,erf.}}{\Delta \varepsilon_x} \quad .$$

Für das Modellwiderlager RZ 006 wurde nach diesem Verfahren ein Verformungsmodul von  $E_x = 480$  MPa berechnet. Zur Berechnung des E - Moduls wurde die maximale Spannung  $\sigma_{x,max}$  und die zugehörige maximale Deformation  $\varepsilon_{x,max}$  verwandt.

Die Berechnung der Verformungsmodule der Modellwiderlager unter maximaler Belastung erfolgt nach der folgenden Gleichung:

$$(5-16) \quad E_{x1} = \frac{\Delta \sigma_{max}}{\Delta \varepsilon_{max}}$$

mit:  $E_{x1}$  Sekantenmodul bei  $\sigma_{max}$  (Erstbelastung)

$\sigma_{max}$  maximale Spannung

$\varepsilon_{max}$  maximale Deformation

Der Fugenabstand bei den Modellen RZ 005 und RZ 006 betrug im Mittel 61.5 mm, während die beiden Kontaktfugen jeweils eine Dicke von 5 mm aufwiesen. Der berechnete Verformungsmodul beschreibt damit ein System, das aus zwei Sandfugen und einem Verband aus Modellsteinen besteht.

Zur Bestimmung des reinen Verformungsmodul für den Verband muss der berechnete Modul  $E_{x,M}$  mit Gleichung (5-17) korrigiert werden.

Dazu wird die Gleichung (3-22) (siehe Abschnitt 3.2.3.5) für einen Ersatzmodul nach WITTKÉ 1984 nach  $E_{St}$  aufgelöst:

$$(5-17) \quad E_{St} = \frac{n_{St}}{1 - \frac{n_f}{E_{S,f}} \cdot E_{x,M}} \quad .$$

Als Steifemodul für das Material in den Kontaktfugen wird  $E_{S,f} = 150 \text{ MPa}$  angesetzt. Dieser Wert wurde an Sandproben in Oedometerversuchen (vergleiche Abschnitt 5.2) bestimmt. Die maximale Belastung der Proben in den Oedometerversuchen betrug  $2 \text{ MPa}$ . Das entspricht in etwa den Zuständen im Modellwiderlager (siehe Tabelle 5-14).

Man erhält für einen Modellverband aus Salzgrusbriketts (Versuch RZ 006) über die Korrektur der Einflüsse der Kontaktfugen nach Gleichung (5-17) einen E - Modul von  $E_{VB} = 500 \text{ MPa}$  in Richtung x. Die Fugendichte des Modells beträgt in dieser Orientierung  $d_f = 16.3 \text{ m}^{-1}$ .

Mit dem Blockmodell wurden verschiedene Variationsrechnungen durchgeführt. Die Abbildung 5-11 Abbildung 5-12 zeigen die Einflüsse der Festigkeit des Fugenmaterials und der Geometrie der Kontaktflächen auf die erforderliche Verspannung. Die erforderliche Verspannung des Modells  $\sigma_{x,erf.}$  ist in den Abbildungen auf die druckseitig wirkende Widerlagerbelastung  $\sigma_z$  normiert dargestellt. In Tabelle 5-14 sind die Ergebnisse der Variationsrechnungen detailliert aufgeführt.

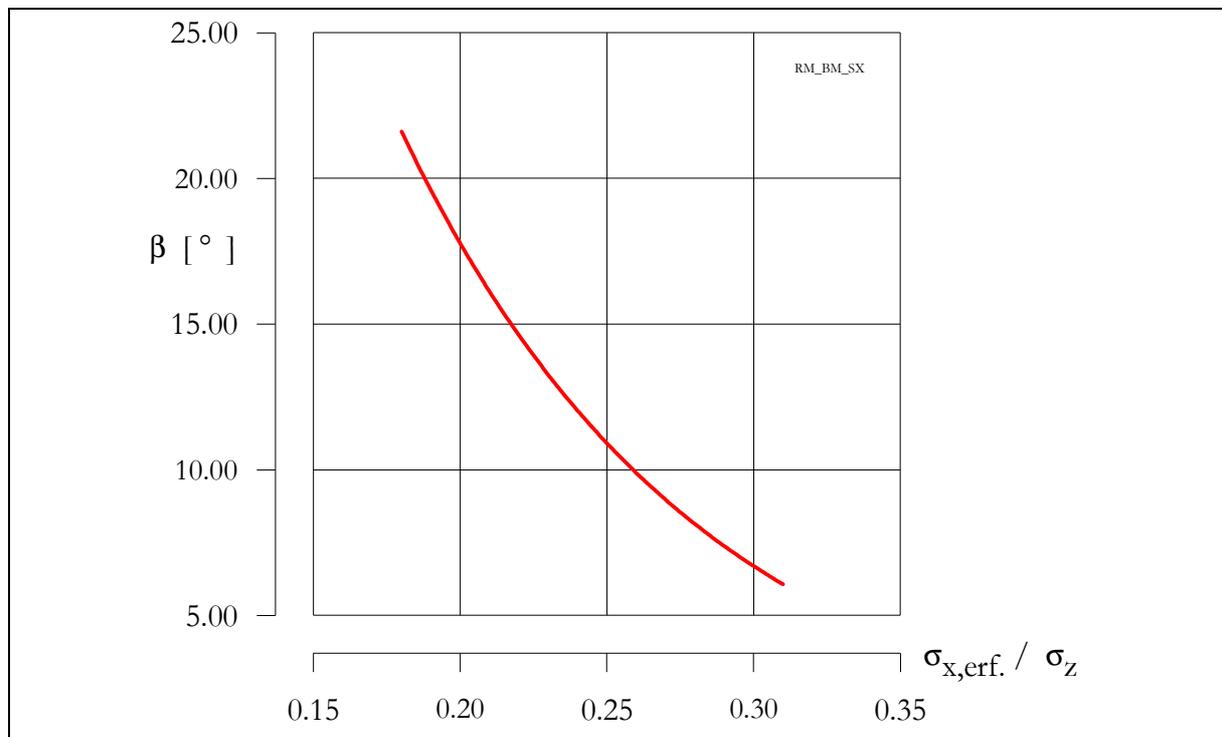


Abbildung 5-11: Einfluss des Konturwinkels  $\beta$  auf die Verspannung  $\sigma_{x,erf.}$  bei einem Reibungswinkel in der Kontaktfuge von  $\varphi = 25^\circ$  (Blockmodell)

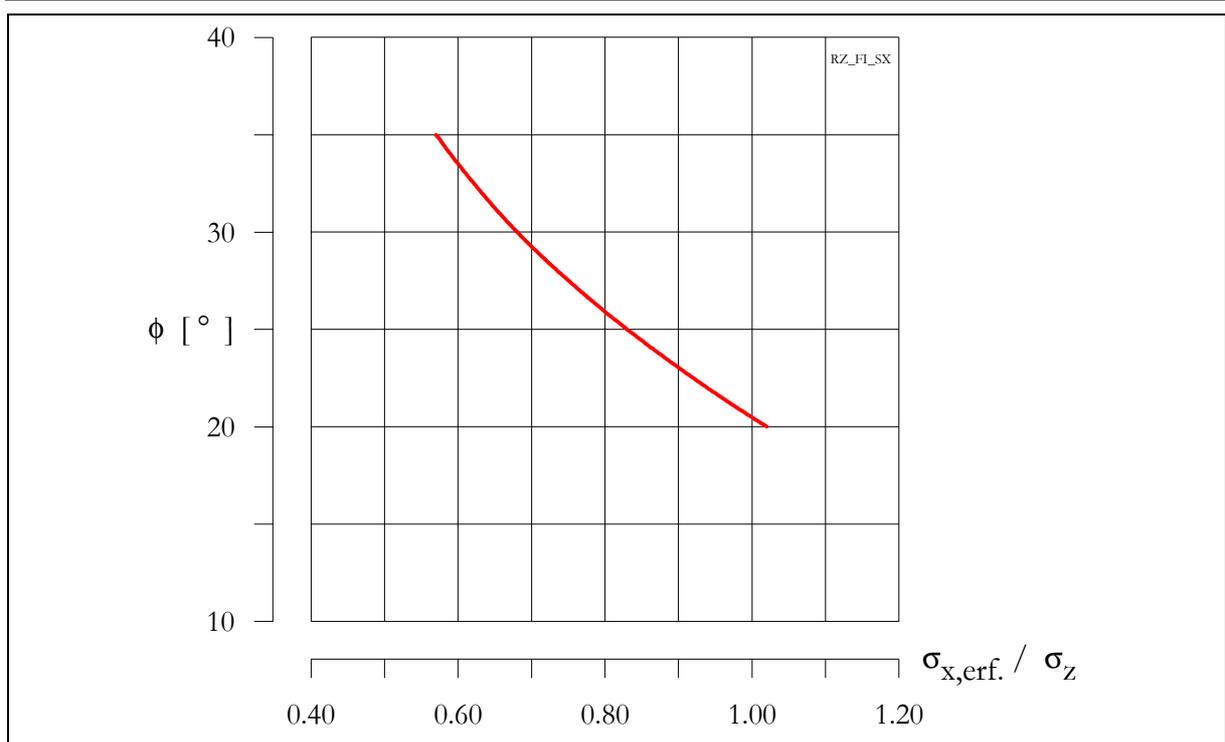


Abbildung 5-12: Einfluss des Reibungswinkels  $\varphi$  in der Kontaktfuge auf die Verspannung  $\sigma_{x,erf.}$  bei einem Konturwinkel von  $\beta = 6^\circ$  (Blockmodell)

Tabelle 5-14: Variationsrechnung von Modellwiderlagern nach dem Blockmodell

Rechnung	Kontaktfuge		Modellverband		Blockmodell	num. Berechnung <sup>1)</sup>
	$\varphi$	$\beta$	$\sigma_{z,D}$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$\sigma_x$
	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
RZ BM 01	25	3	3.0	0.1	2.71	-
RZ BM 02	25	6	3.0	0.1	2.33	2.1 ... 2.5
RZ BM 03	25	9	3.0	0.1	2.01	-
RZ BM 04	25	12	3.0	0.1	1.74	-
RZ BM 05	25	15	3.0	0.1	1.50	-
RZ BM 06	25	18	3.0	0.1	1.29	-
RZ BM 07	25	21	3.0	0.1	1.10	-
RZ BM 08	15	6	3.0	0.1	3.76	3.1 ... 3.9
RZ BM 09	20	6	3.0	0.1	2.91	2.3 ... 3.1
RZ BM 11	30	6	3.0	0.1	1.89	1.6 ... 2.3
RZ BM 12	35	6	3.0	0.1	1.54	1.4 ... 1.8

<sup>1)</sup> zum Vergleich aus Tabelle 5-15 (FEM – Modell RZ 2, ABAQUS)

### 5.3.2.2 Berechnung der Modellwiderlager mit einem FEM - Modell

Zur Überprüfung der Rechnungen mit dem Blockmodell wurden zusätzlich Rechnungen mit einem FEM - Modell durchgeführt. Mit dem Programm ABAQUS Standard 6.1 - 1 ist es möglich, für das Modellwiderlager ein anisotropes Verformungsverhalten anzunehmen. Die mit dem Blockmodell näherungsweise berechneten Verbandsparameter können durch die FEM - Berechnungen überprüft werden. Tabelle 5-15 enthält die Ergebnisse der numerischen Rechnungen mit dem Modell RZ 2. Die Abbildung 5-13 zeigt das Modell RZ 2 mit den Lagerungsbedingungen und der angreifenden axialen Belastungsspannung  $\sigma_z$ . Da in diesem Modell keine vertikale Belastung  $\sigma_y$  aufgebracht wird, ist nur ein Vergleich mit dem Versuch RZ 012 möglich (Abschnitt 5.3.3.3).

Mit den FEM - Rechnungen wird eine Spannungsverteilung im Modellwiderlager im Gegensatz zur Bestimmung eines Mittelwertes durch das Blockmodell berechnet. Die Spannungen im Kernbereich des Modells können allerdings mit dem Mittelwert aus dem Blockmodell verglichen werden.

Tabelle 5-15: Variationsrechnungen der Modellwiderlager mit dem FEM - Modell RZ 2

Modell	Kontaktfuge		Modellverband		
	$\varphi$	c	$\sigma_{z,D}$	$u_z$	$\sigma_x$ <sup>1)</sup>
	[ ° ]		[MPa]	[mm]	[MPa]
RZ 2 R15	15	0	3.0	20.8	3.1 ... 3.9
RZ 2 R25	25	0	3.0	12.9	2.1 ... 2.5
RZ 2 R35	35	0	3.0	8.6	1.4 ... 1.8
RZ 2 012	25	0	2.78	12.2	2.1 ... 2.4

<sup>1)</sup> Spannung im Kernbereich des Modells

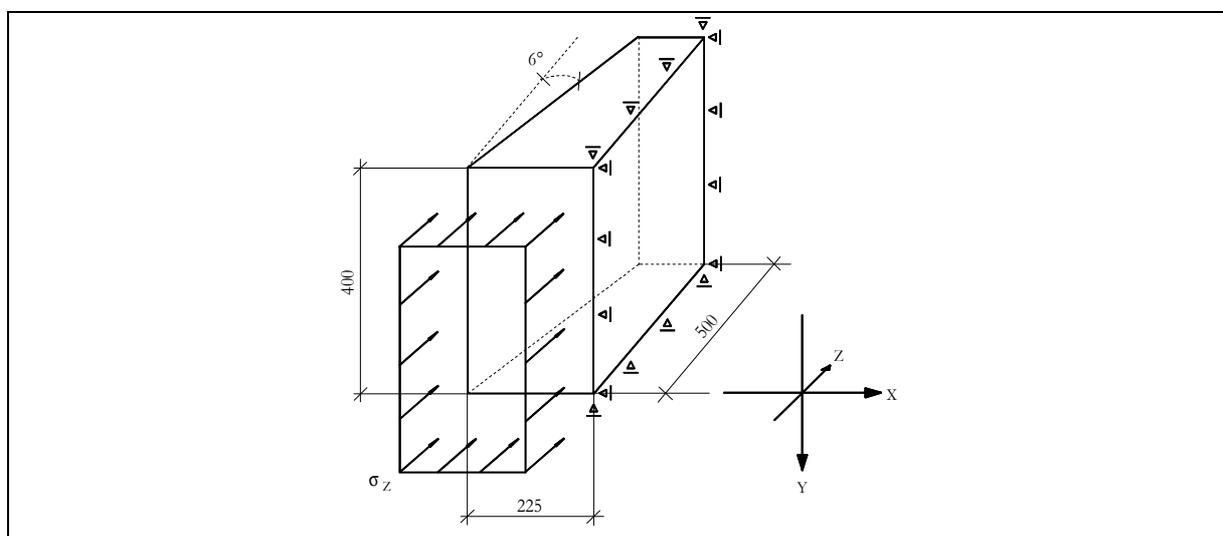


Abbildung 5-13: Geometrie des numerischen Modells RZ 2

Die Abbildung 5-14 zeigt die berechnete Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Achsrichtung der Belastung für den Versuch RZ 012 (Modell RZ 2 R25). Dieser Versuch wird in Abschnitt 5.3.3.3 näher erläutert. In Abbildung 5-15 ist die Spannungsverteilung  $\sigma_x$  zwischen den Keilen dargestellt.

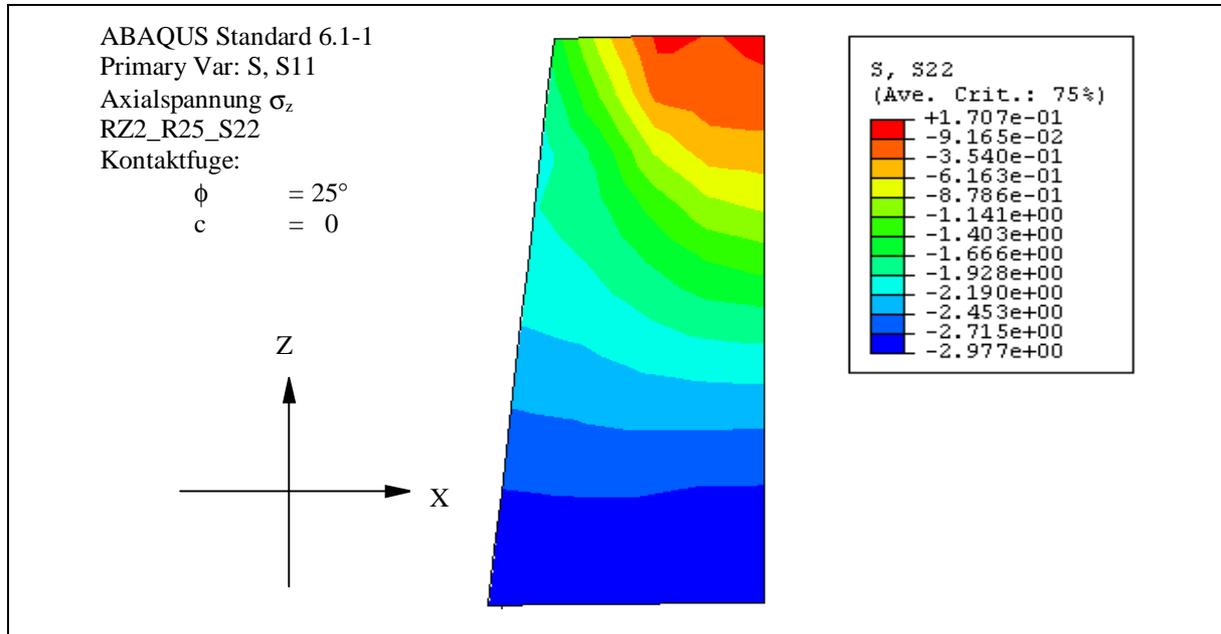


Abbildung 5-14: Numerisch berechnete Axialspannungsverteilung für das Modellwiderlager Versuch RZ 012 (Modell RZ 2 R25)

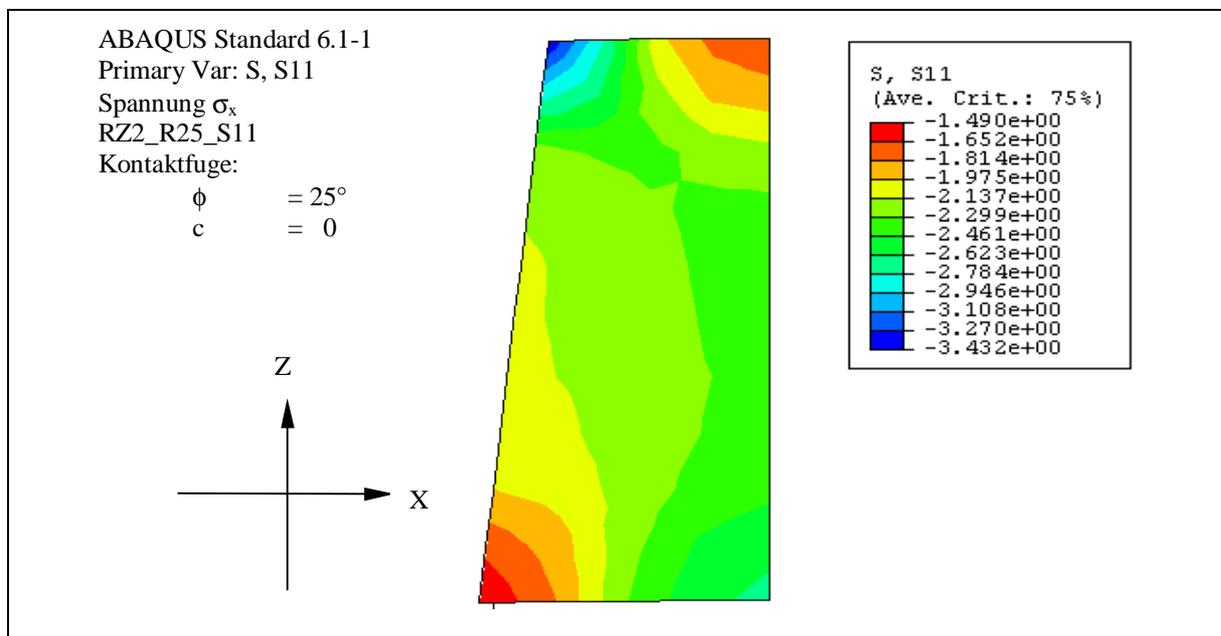


Abbildung 5-15: Numerisch berechnete Spannungsverteilung  $\sigma_x$  (Verspannung), für das Modellwiderlager Versuch RZ 012 (Modell RZ 2 R25)

### 5.3.3 Modellwiderlager aus Betonsteinen

Um das Verhalten eines Modellverbandes aus Hartgestein mit Fugenmaterialien zu prüfen, wurden Modellsteine aus Beton hergestellt, die in ihren Abmessungen den Modellsteinen aus Salzgrus entsprachen. Die Modellsteine wurden in Stahlformen mit einer speziellen Betonrezeptur hergestellt. Damit sollte eine möglichst hohe Materialfestigkeit erreicht werden. Die Steine haben eine mittlere einaxiale Druckfestigkeit von  $\sigma_d = 65 \text{ MPa}$  und einen E - Modul von  $E = 31 \text{ GPa}$ . Als Fugenmaterial wurde im Versuch RZ 010 zu Testzwecken Teerpappe verwendet. Die Teerpappe sollte eine ausreichende Bettung der Modellsteine gewährleisten, um Brüche infolge Punktlasten bzw. infolge von Unebenheiten in den Steinoberflächen zu vermeiden. In den weiteren Versuchen wurde ausschließlich Sand als Fugenmaterial eingesetzt. Der Fugenanteil bei dem verwendeten Modell aus Betonsteinen liegt in Richtung x im Mittel bei 6.8 %.

Tabelle 5-16: Fugenanteile und Endabmessungen der Modelle aus Betonsteinen

Versuch	$n_x$ <sup>1)</sup>	$a_x$ <sup>2)</sup>	$n_y$	$a_y$	$n_z$	$a_z$	$h_M$ <sup>1)</sup>	$l_M$ <sup>1)</sup>
		[mm]		[mm]		[mm]	[mm]	[mm]
RZ 010	6.5	61.5	5.0	80.6	3.0	151.0	400.4	449.3
RZ 011	6.5	61.5	5.0	79.0	3.0	151.0	391.8	451.4
RZ 012	6.5	61.5	5.0	79.2	3.0	150.7	395.8	450.3

<sup>1)</sup> nach Versuchsende

Die Versuchsergebnisse sind ausführlich in Anlage B 16 bis B 21. dargestellt. In Tabelle 5-17 sind Verschiebungen und Verformungen der Modelle RZ 010 bis RZ 012 aufgezeigt. Im Folgenden sollen die Versuchsverläufe der Versuche RZ 010 bis RZ 012 erläutert werden (FLIß 2001a)

Tabelle 5-17: Verschiebungen und Verformungen der Modelle aus Betonsteinen

Versuch	$u_{z,D}$ <sup>1)</sup>	$u_{z,L}$ <sup>2)</sup>	$u_z$	$\epsilon_y$	$\epsilon_x$ <sup>3)</sup>	$\epsilon_z$
	[mm]	[mm]	[mm]	[ - ]	[ - ]	[ - ]
RZ 010	55.0	51.0	53.0	-0.0081	0.0278	0.0083
RZ 011	12.9	10.9	11.9	-0.0085	0.0061	0.0042
RZ 012	12.7	11.0	11.9	-0.0006	0.0063	0.0038

<sup>1)</sup> Verschiebung Druckseite

<sup>2)</sup> Verschiebung Luftseite

<sup>3)</sup> Deformation in Modellmitte

### 5.3.3.1 Versuch RZ 010

Dieser Versuch diente zum Test der Versuchseinrichtung und des Modells aus Betonsteinen. Als Fugenmaterial wurde Teerpappe verwendet. Durch die Eigenschaften dieses Fugenmaterials stellten sich während des Versuches relativ große axiale Verschiebungen von  $u_z = 55$  mm druckseitig ein. Für den Kontakt Teerpappe - Beton wurden in Scherversuchen eine Scherfestigkeit von  $\varphi = 5^\circ$  und  $c = 100$  kN/m<sup>2</sup> bestimmt (Tabelle 5-13).

Im Versuch wurden zwei Belastungsphasen bis jeweils 1.88 MPa gefahren (siehe Abbildung B23 in Anhang B 16). Nach dem Blockmodell für Modellwiderlager ist für den Gleichgewichtszustand bei maximaler Belastung eine Verspannung von  $\sigma_{x,erf.} = 4.65$  MPa notwendig (vergleiche Tabelle 5-19). Die Modellsteine konnten als Folge dieser hohen Spannungen nach Versuchsende nur mit großem Aufwand aus der Versuchseinrichtung entfernt werden. Effekte des Verklebens der Teerpappe mit den Betonsteinen erschwerten zusätzlich die Ausbaurbeiten. Die Bettung der Modellsteine konnte durch die Teerpappe gewährleistet werden. Bruchstrukturen in den Steinen infolge der axialen Belastung konnten beim Ausbau des Modells nicht beobachtet werden.

### 5.3.3.2 Versuch RZ 011

Bei diesem Versuch kam als Fugenmaterial Sand zum Einsatz. Der verwendete Feinsand wurde mit leichter Verdichtung in die Fugen eingebaut. Zu Versuchsbeginn wurde das Modell in zwei Zyklen vertikal bis maximal 2.18 MPa belastet (Abbildung B27 in Anhang B 18). Im weiteren Versuchsverlauf war die Vertikalspannung  $\sigma_y$  mit 0.82 MPa konstant. Die Axialspannung betrug maximal  $\sigma_z = 3.13$  MPa und wurde in jeweils zwei Belastungsphasen aufgebracht. Die axialen Verschiebungen des Modellwiderlagers stellten sich erst ab einem Axialdruck von ca. 0.6 MPa ein (Anhang B 19, Abbildung B29). Die Reibkraft in der Sohlfläche bewirkt diesen Effekt. Die Verspannung errechnet sich nach dem Blockmodell für Modellwiderlager (Abschnitt 5.2.1) zu  $\sigma_x = 2.27$  MPa. Die Modellsteine wiesen keine Brüche auf. Die luftseitigen Schalen waren wesentlich stärker verspannt als die Schalen auf der Druckseite des Modells. Dieser Effekt wird in Abschnitt 5.3.4 näher erläutert.

### 5.3.3.3 Versuch RZ 012

Dieser Versuch ähnelt dem Versuch RZ 011 mit dem Unterschied, dass die Vertikalspannung auf das Modell nur  $\sigma_y = 0.10$  MPa betrug. Die vertikalen Setzungen  $u_y$  waren während des Versuches, abgesehen von einer Anfangssetzung, nahezu null (vergleiche Abbildung B32 in Anlage B 20). Im Versuch wurden drei Belastungszyklen jeweils bis maximal 2.78 MPa Axialdruck gefahren (Anhang B 20, Abbildung B31). Durch die geringe Auflast  $\sigma_y$  stellten sich die axialen Verschiebungen nahezu zeitgleich mit der Belastung in Achsrichtung z ein (Anhang B 20, Abbildung B32), da die Reibkraft in der Modellsohle nur geringen Einfluss auf das Tragverhalten des Modells hat. Für den Gleichgewichtszustand ist bei maximaler Belastung eine Verspannung von  $\sigma_x = 2.27$  MPa notwendig (Tabelle 5-18).

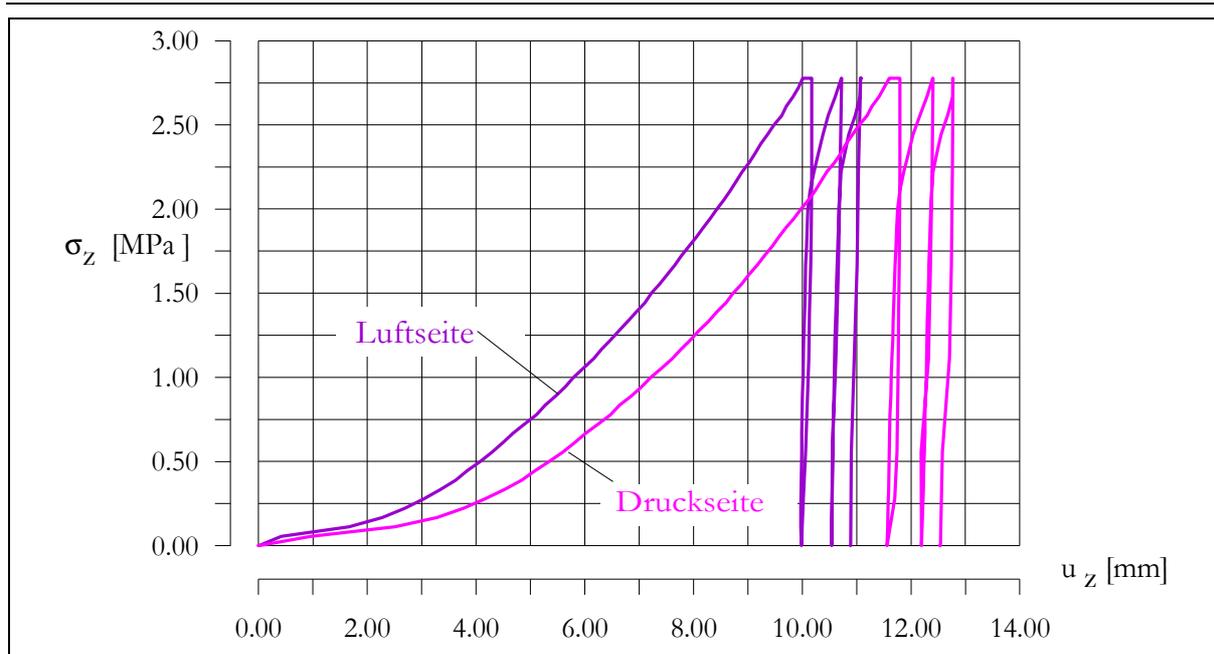


Abbildung 5-16: Axiale Verschiebung  $u_z$  auf Luft- bzw. Druckseite im Versuch RZ 012

Es wurden maximale axiale Verschiebungen von  $u_z = 12.7$  mm druckseitig und  $u_z = 11.0$  mm luftseitig gemessen. Daraus ergibt sich für das Modell unter maximaler Belastung eine mittlere Verschiebung von  $u_{z,MW} = 11.9$  mm (Abbildung 5-16).

### 5.3.3.4 Rückrechnungen der Versuche RZ 010 bis RZ 012

In Rückrechnungen mit dem in Abschnitt 5.3.1 beschriebenen Blockmodell wurden für die Versuche RZ 011 und RZ 012 Verformungsmodul in Richtung x von ca. 400 MPa ermittelt (Tabelle 5-18). Die Bestimmung des E - Moduls des Modellwiderlagers für den Versuch RZ 010 ergab 190 MPa. Eine Beschreibung des Materialverhaltens dieses Verbandes mit einem elastischen Modell ist allerdings aufgrund des Fugenverhaltens stark fehlerbehaftet. Für den Versuch RZ 012 wurde zusätzlich ein numerisches Modell (Programm ABAQUS) entworfen. Das verwendete Modell wurde bereits in Abschnitt 5.3.1 näher beschrieben. Die Ergebnisse dieser Rechnungen und die verwendeten Modellparameter sind in den Abbildung 5-14 und Abbildung 5-15 dargestellt.

Tabelle 5-18: Berechnung der Verspannung  $\sigma_x$  und der Verformungsparameter  $E_{x1}$  nach dem Blockmodell für die Modellwiderlager aus Betonsteinen

Rechnung	Kontaktfuge		Modellverband		Blockmodell	
	$\varphi$	$\beta$	$\sigma_{z,D}$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$E_{x1}$
	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
RZ BM 010	5	6	1.88	0.82	4.65	190
RZ BM 011	25	6	3.13	0.82	2.27	400
RZ BM 012	25	6	2.78	0.10	2.27	405

$E_{x1}$  - mit den Messwerten der ersten Belastung bestimmt

### 5.3.4 Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen

Die Tabelle 5-19 enthält einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der Rechnungen nach dem Blockmodell sowie den Ergebnissen der FEM Modellrechnungen (Programm ABAQUS).

Tabelle 5-19: Berechnungen mit dem Blockmodell und dem numerischen Modell im Vergleich mit den Versuchsergebnissen (Modellwiderlager RZ 012)

Versuch	Messwerte		Blockmodell		ABAQUS	
	$\sigma_{z, D}$	$u_{z, MW}$	$\sigma_x$	$E_x$	$\sigma_x$	$u_z$
	[MPa]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]
RZ 012	2.78	11.9	2.27	405	2.1 – 2.4	12.2

Die in Auswertung des Versuches RZ 012 errechneten Spannungen sind in den beiden Rechenmodellen nahezu identisch. Während mit dem Blockmodell ein Mittelwert von  $\sigma_x = 2.27$  MPa berechnet wird, liefert das Ergebnis der numerischen Simulation eine Spannungsverteilung für  $\sigma_x$  zwischen (2.1 und 2.4) MPa. Die maximale Verspannung wird auf der Luftseite des Modells berechnet. Zur Druckseite nimmt die Verspannung zwischen den Keilen ab. Dieser Effekt konnte bei den Modellversuchen beobachtet werden, da die luftseitigen Schalen der Modelle deutlich stärker verspannt waren als die Schalen auf der Druckseite. Die Gründe für diese Verspannung sind die geringere Modellbreite und der geringere Fugenanteil in diesem Bereich.

Bei Ansatz eines E - Moduls von  $E_x = 300$  MPa wurde mit FEM - Modell eine axiale Verschiebung von  $u_z = 12.2$  mm berechnet, demgegenüber steht der Messwert von  $u_z = 11.9$  mm aus dem Versuch.

Durch das Blockmodell und die numerischen Berechnungen ist es möglich, den Spannungszustand im Modellwiderlager zu beschreiben. Für Parameterstudien zur Untersuchung von verschiedenen Einflussgrößen ist das einfache Blockmodell geeignet.

Durch den Ansatz eines konstanten E - Moduls haben die berechneten E - Module nur Gültigkeit für Spannungsbereiche, die in etwa den Spannungsverhältnissen in den Modellwiderlagern entsprechen.

Die indirekte Bestimmung des Verformungsmoduls durch das Blockmodell über die Messung der Deformation des Modellwiderlagerblocks ist möglich. Durch die Versuche können Einflüsse untersucht werden, die durch den Einbau der Steine in einem Verband entstehen. An erster Stelle ist hier die Reduktion des Verformungsmoduls bei Verwendung von Sand als Fugenmaterial zu nennen. Einflüsse wie Fugenausbildung und Einbau des Fugenmaterials spielen hierbei eine wesentliche Rolle.

Nach Gleichung (3-22) wird für ein System aus Betonsteinen mit Sandfugen bei einem Fugenanteil von 6.8 % ein ideeller E - Modul von etwa 1400 MPa berechnet. Der Sand hat bei dieser Rechnung einen Steifemodul von  $E_s = 100$  MPa, wie in den Oedometer-

versuchen für eine Auflast von 250 kPa bestimmt wurde. Der E - Modul der Betonsteine konnte in Druckversuchen mit 39 000 MPa bestimmt werden. Die Steifigkeit des Fugenmaterials Sand ist stark abhängig von der erreichten Einbaudichte. Um nach Gleichung (3-22) für ein System aus Betonsteinen und Sandfugen mit einem Fugenanteil von 6.8 % (Modellwiderlager aus Beton) einen ideellen E - Modul von 400 MPa zu berechnen, ist es notwendig, den Steifemodul des Fugenmaterials Sand auf 30 MPa zu reduzieren.

Das bedeutet, dass der Einbau des Sandes als Fugenmaterial durch „Einrieseln“ oder „Eindrücken“ in schmale Mauerwerksfugen, wie es bei den Versuchen mit den Modellwiderlagern praktiziert wurde, zu sehr geringen Einbaudichten führen muss. Reiner Sand erweist sich aufgrund dieser schlechten Einbaubarkeit als ungeeignet zur Verwendung als Fugenmaterial im Steinverband von statischen Widerlagern. Für den Einbau dieses Materials in die Kontaktfugen von Widerlagern muss eine gleich bleibende Verdichtung durch geeignete Werkzeuge bzw. Hilfsmittel sichergestellt werden. Die Fuge muss außerdem eine ausreichende Dicke aufweisen.

#### **5.4 In situ - Versuch EU 1 in Sondershausen**

Mit dem in situ - Versuch EU 1 sollte die Wirkungsweise eines Verschlusssystems, bestehend aus Dichtelement und statischem Widerlager, unter möglichst realitätsnahen Bedingungen untersucht werden. Dazu muss neben dem Verhalten des Dichtelementes die Funktion des Widerlagerverbandes geprüft werden. Dabei handelt es sich im Einzelnen um folgende Punkte:

- Verlegeschema im Widerlagerverband und Gewährleistung der inneren Sicherheit,
- Herstellung der Kontur, Technologie und Qualitätssicherung,
- Arbeitsweise des Verbandes bei größeren Verschiebungen,
- Beanspruchung und Lastabtragsverhalten der Konstruktion.

Im Rahmen des vom BMBF geförderten Forschungsprojektes „Entwicklung eines Grundkonzeptes für langzeitstabile Streckenverschlussbauwerke für UTD im Salinar“ wurde am Institut für Bergbau der TU Bergakademie Freiberg ein Versuchsverschlussbauwerk entworfen und in eine Maschinenstrecke der Grube „Glückauf“ in Sondershausen eingebaut (ALAND ET. AL. 1999).

Am Ende der Maschinenstrecke EU 1 der Grube "Glückauf" in Sondershausen wurde eine mit Kies gefüllte Druckkammer (DK 1) eingebaut. An diese Druckkammer schließt sich das Dichtelement 1, bestehend aus Bentonit - Formsteinen Wetroneit FS50, an. In Teilbereichen des Dichtelementes wurden Formsteine vom Typ FS40 eingebaut, die einen höheren Bentonitgehalt aufweisen. Die Bentonit - Formsteine entwickeln bei Laugenzutritt einen Quelldruck, welcher die Strecken abdichten soll.

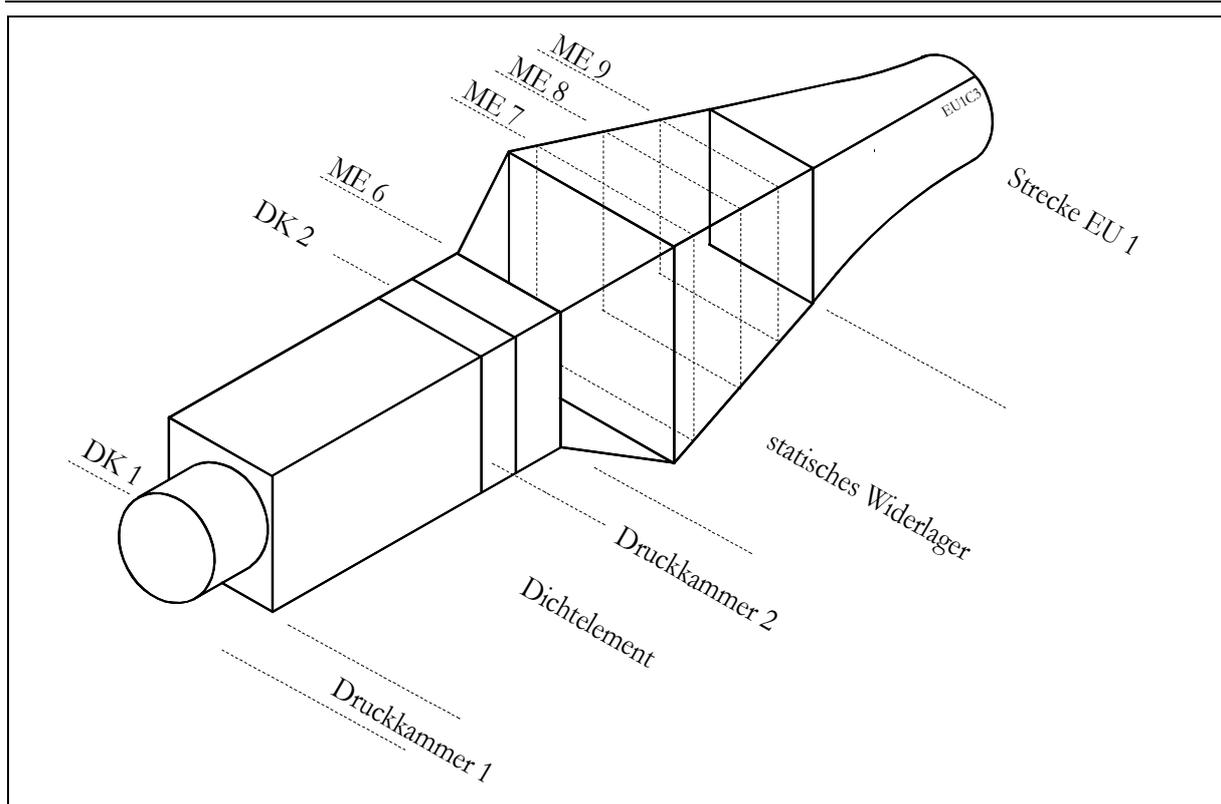


Abbildung 5-17: Versuchsbauwerk EU 1 mit Messebenen

Den Abschluss der Versuchseinrichtung bildet das statische Widerlager. Das Widerlager soll den Laugendruck der Druckkammer 1 und den Quelldruck des Dichtelementes aufnehmen. Zwischen Dichtelement und statischem Widerlager ist eine zusätzliche Druckkammer mit einem Dichtelement eingebaut. Diese zweite Druckkammer wurde zur direkten Belastung des Widerlagers und zur Kontrolle von Umströmungen vorgesehen.

Das statische Widerlager besitzt eine doppelt prismatoide Form. Es besteht aus einem lastverteilenden und einem lastabtragenden Bereich. Der lastverteilende Bereich beginnt bei Messebene ME 6 (Druckseite Widerlager) und endet kurz vor der Messebene ME 7. Der übrige Teil bis zur Luftseite bildet den lastabtragenden Teil des Widerlagers. Das Verlegeschema der Salzgrusbriketts ist in Abbildung B35 (Anlage B 22) dargestellt. Die Innere Sicherheit ist nach dem Verfahren aus Abschnitt 3.3.2 nicht gewährleistet. Es bestehen aus diesem Grunde keine Sicherheitsreserven im Verlegeschema des Mauerwerksverbandes. Ein Materialversagen im Verband hat mit hoher Wahrscheinlichkeit den Verlust der Tragfähigkeit zur Folge.

Das gesamte Widerlager wurde aus Salzgrusbriketts in Trockenmauerung aufgebaut. Die Kontaktfugen zum Gebirge bestehen aus Sand und haben im lastabtragenden Bereich einen Anstellwinkel von ca.  $14^\circ$  zur Streckenachse.

Die Kontur der Strecke im Bereich des statischen Widerlagers wurde mit dem Seilsägeverfahren hergestellt. Die entstehenden ebenen Konturflächen sollen eine ungehinderte Verschiebung des Widerlagers auf der Kontaktfuge sicherstellen.

Im statischen Widerlager sind vier Messquerschnitte vorhanden. In diesen Ebenen sind in den Achsen x, y und z jeweils zwei Druckkissen installiert. Die Druckseite des Widerlagers bildet die Messebene 6. Im lastabtragenden Bereich sind die Messebenen 7 bis 9 eingebaut. Die Lage der Druckkissen in den jeweiligen Ebenen ist in den Abbildungen B36 bis B39 der Anlage B 23 dargestellt (Abbildung 5-17).

Neben den Spannungsgebern sind im Widerlager Feuchtesensoren sowie Extensiometer zur Verschiebungsmessung untergebracht. Mit den Extensiometern werden die Verschiebungen auf der Druck- und der Luftseite des Widerlagers erfasst. Feuchtesensoren geben Aufschluss über die Feuchteverteilung im Verschlussbauwerk. In Abbildung 5-19 sind die Abmessungen des Versuchsbauwerkes aufgezeigt.

### 5.4.1 Versuchsverlauf

Die Druckbeaufschlagung der Druckkammer 1 erfolgte in einer ersten Phase über fünf Druckstufen. Dadurch wird der natürliche Vorgang der Flutung eines Grubengebäudes simuliert und das Dichtelement erhält die Möglichkeit zum Quellen.

Die erste Phase endete nach Erreichen von 35 bar in Druckkammer 1 aufgrund eines starken Volumenstroms durch, beziehungsweise um das Bauwerk herum. In der 2. und 3. Phase wurde zum Test des Widerlagers eine sehr steile Druckanstiegskurve gefahren. Der Druckverlauf aller Versuchsphasen ist in Abbildung 5-18 dargestellt.

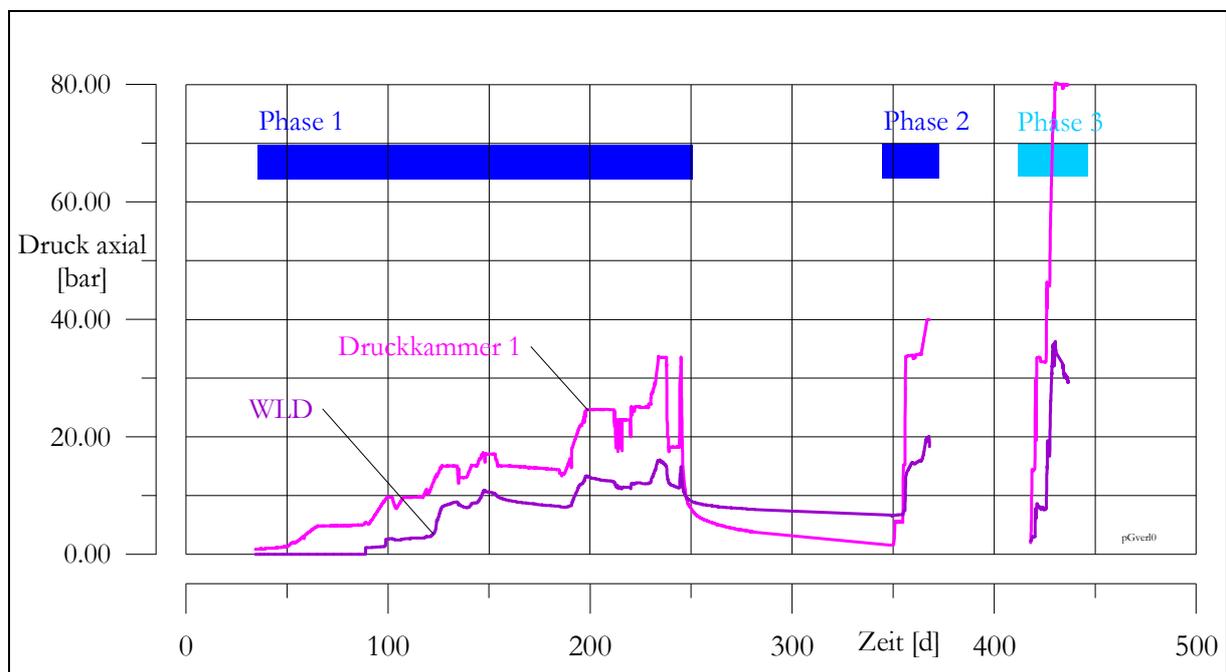


Abbildung 5-18: Druckverlauf über die gesamte Versuchsdauer

Aus Abbildung 5-18 wird deutlich, dass auf die Druckseite des Widerlagers nur etwa die Hälfte des Druckes einwirkt, der in Druckkammer 1 gemessen wird. Ein erheblicher Teil der Belastung wird damit schon im Bereich des Dichtelementes auf die Gebirgskontur übertragen.

Tabelle 5-20: Versuchsphasen mit Druckbeaufschlagung und axiale Verschiebungen des Widerlagers EU 1

Druckstufen	DK 1	Widerlager: Druckseite			Luftseite		$\sigma_{x,erf.}^{3)}$
	$p_L^{1)}$	$\sigma_z^{1)}$	$u_z^{1)}$	$u_{x,y}^{2)}$	$u_z^{1)}$	$u_{x,y}^{2)}$	
	[bar]	[bar]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[bar]
Ph. 1 / I	5	-	-	-	-	-	-
Ph. 1 / II	10	3	0.3	0.15	0.1	0.05	1.86
Ph. 1 / III	15	9	16.5	8.23	4.7	2.34	5.57
Ph. 1 / IV	25	13	19.5	9.72	5.8	2.89	8.04
Ph. 1 / V	35	16	23.2	11.57	6.9	3.40	10.52
Ph. 2 / I	5	6.5	23.5	11.8	7.25	3.6	4.3
Ph. 2 / II	35	15.5	25.5	12.7	8.25	4.1	10.3
Ph. 2 / III	40	20.0	34.3	17.1	16.5	8.2	13.2
Ph. 2 / IV	25	ca. 8	36.0	17.9	17.5	8.7	5.3
Ph. 3 / I	15	3	36.7	18.3	16.4	8.2	
Ph. 3 / II	33	8	38.9	19.4	17.3	8.6	
Ph. 3 / III	80	40	187.0	93.2	143.4	71.5	

1) Maximalwerte in der jeweiligen Druckstufe

$$2) u_{x,y} = 2 \cdot (u_z \cdot \tan 14^\circ)$$

3) Erforderliche Spannung nach Blockmodell Tabelle 5-21 bei Lastabtrag über die Stöße

Zu Beginn der Phase 2 wirkt aus dem Dichtelement ein Quelldruck von ca. 7 bar auf das Widerlager. Am Anfang von Phase 3 sind der Druck in Druckkammer 1 und die Belastung auf das Widerlager identisch. Das Widerlager hat sich in Phase 2 stärker verschoben, so dass der Quelldruck nicht mehr voll wirksam ist. In Tabelle 5-20 sind die Versuchsphasen mit den einzelnen Druckstufen und den gemessenen Verschiebungen zusammengestellt.

## 5.4.2 Verschiebung des statischen Widerlagers

Während der ersten Druckstufe in Phase 1 mit maximal 5 bar in Druckkammer 1 werden keine Verschiebungen gemessen. Erst ab einem Flüssigkeitsdruck von  $p_L = 3$  bar druckseitig, beziehungsweise 10 bar in Druckkammer 1 (Druckstufe 2), stellen sich erste axiale Verschiebungen ein. Die erste Versuchsphase ist gekennzeichnet von einer Kompaktion des Widerlagerkörpers unter der angreifenden axialen Belastung. Im Endzustand von Phase 1 beträgt die Verschiebungsdifferenz zwischen Luft- und Druckseite ca. 5 mm.

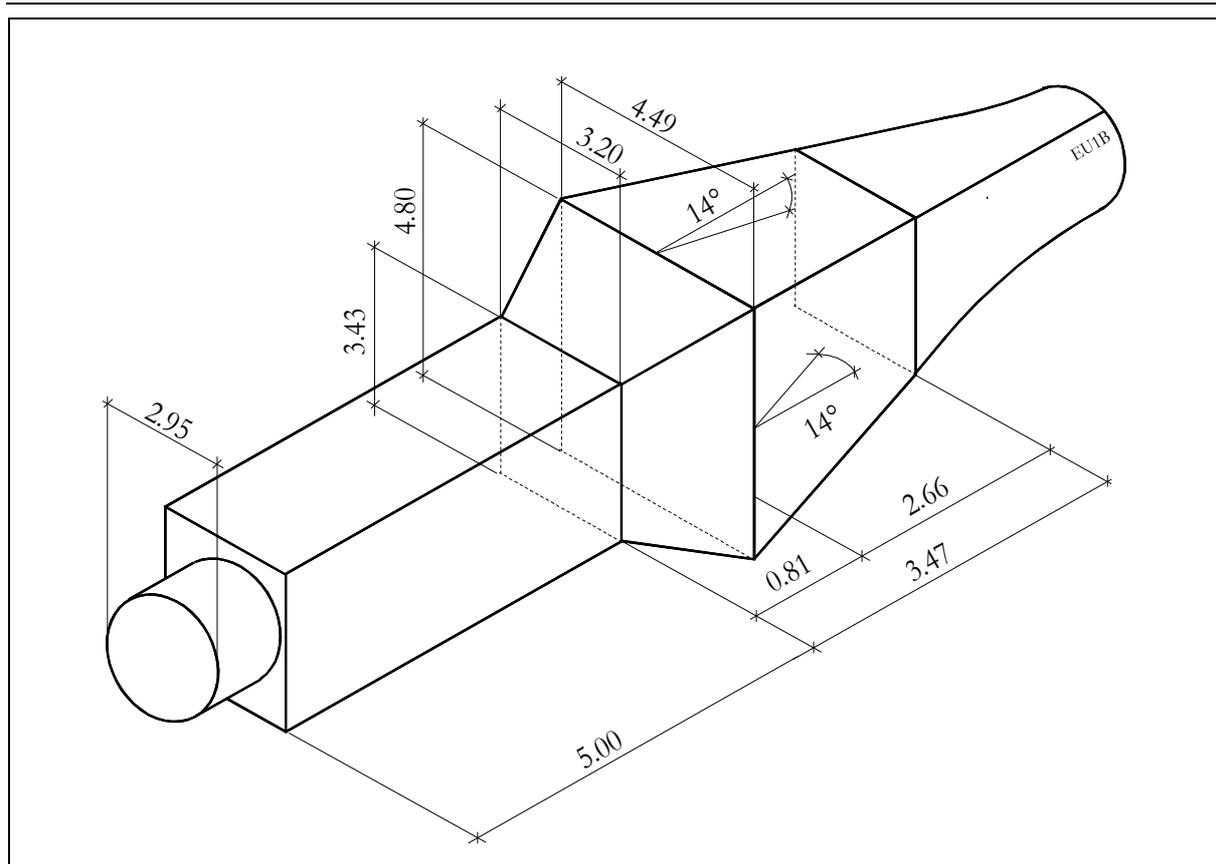


Abbildung 5-19: Abmessungen des Versuchsbauwerks EU 1 in Sondershausen

In der zweiten Phase stellen sich bis zur Druckstufe 3 nur sehr geringe axiale Verschiebungen von ca. 3.5 mm luftseitig und ca. 4.5 mm druckseitig ein. Bis zu einem Druck von ca. 13 bar werden nahezu keine axialen Verschiebungen gemessen. Der Grund hierfür liegt in einem „Memory Effekt“, da das Widerlager in Phase 1 schon einmal mit einem maximalen Druck von 16 bar belastet wurde.

Der Druck fällt nach dem Erreichen einer druckseitigen Widerlagerbelastung von 20 bar auf ca. 10 bar ab. Die maximale Verschiebung beträgt in dieser Phase  $u_{z,D} = 36$  mm druckseitig und  $u_{z,L} = 17$  mm luftseitig.

In Phase 3 steigen die axialen Verschiebungen des Widerlagers bis zu einem Druck von ca. 35 bar auf druckseitig  $u_{z,D} = 85$  mm und luftseitig  $u_{z,L} = 60$  mm. Im weiteren Versuchsverlauf nehmen die Verschiebungen stetig bis Versuchsende auf druckseitig  $u_{z,D} = 187$  mm und luftseitig  $u_{z,L} = 143$  mm zu, ohne dass sich die Belastung auf die Druckseite des Widerlagers erhöht. Dabei wurde eine Steigerung der Verschiebungsrate zuerst an den Stößen bei einem Druck von ca. 33 bar beobachtet. Die Verschiebungen an der Firste stellten sich mit einer zeitlichen Verzögerung erst später ein.

Der Druck auf das Widerlager bewegt sich in dieser Phase zwischen (30 und 40) bar. Die Abbildung 5-20 enthält eine Darstellung der axialen Verschiebungen  $u_z$  über alle drei Versuchsphasen. In den Abbildungen B40 bis B42 in Anlage B 24 sind die axialen Verschiebungen in den einzelnen Phasen dargestellt.

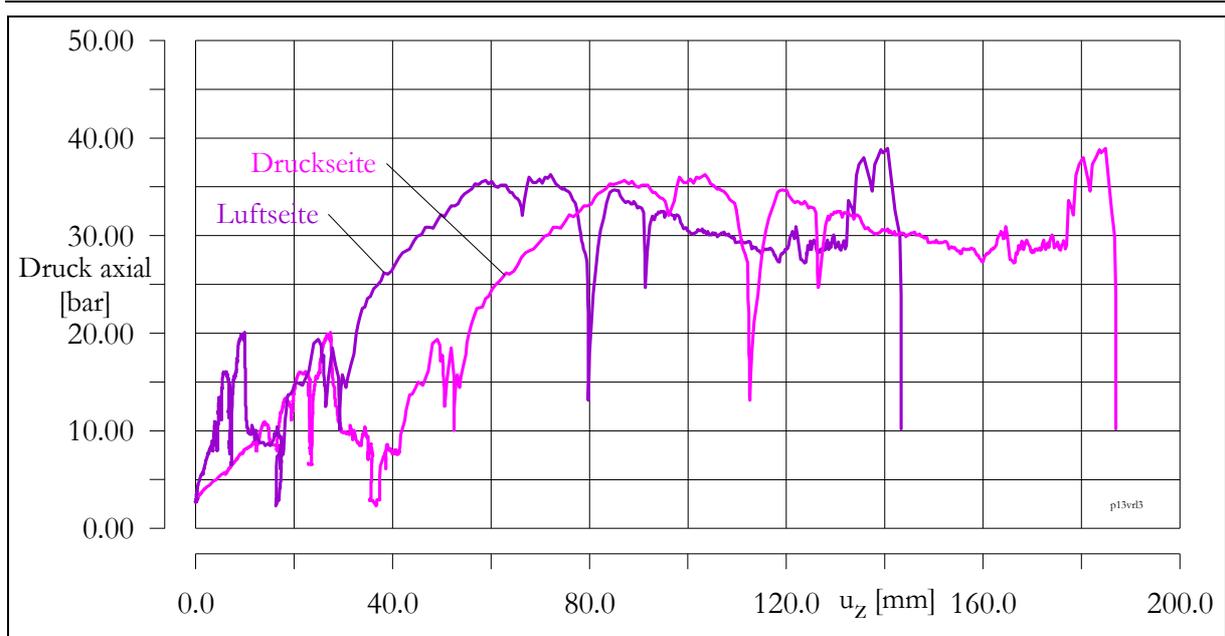


Abbildung 5-20: Axialbelastung und Verschiebung  $u_z$  der Druck- bzw. Luftseite des Widerlagers in den Phasen 1 bis 3

### 5.4.3 Axialspannungen im statischen Widerlager EU 1

Der Verlauf der Spannungen in Richtung der Streckenachse (Achse  $z$ ) zeigt in den einzelnen Messebenen stark differierende Verläufe. In Abbildung 5-21 sind die Axialspannungen auf die Widerlagerbelastung  $\sigma_{z,WLD}$  normiert dargestellt. Der gestrichelte Verlauf beschreibt die Phase 3 des Versuches, während die durchgezogenen Linien den Phasen 1 und 2 entsprechen.

In Messebene 7 beträgt die gemessene Spannung in Phase 1 maximal das 2 - fache der Spannung, die auf das Widerlager einwirkt. Zu Beginn der Phase 2 werden sogar Werte gemessen, die maximal das 2.5 - fache der Widerlagerbelastung betragen. Zwischen einer Widerlagerbelastung von (10 bis 20) bar bewegen sich in ME 7 die Messwerte von  $\sigma_z$  zwischen dem 1.4 - und 1.7 - fachen Wert der Belastung auf das Widerlager. Bis ca. 35 bar fällt dieser Wert auf ca.  $1.2 \sigma_{z,WLD}$  ab.

In den Messebenen 8 und 9 werden zu Versuchsbeginn Axialspannungen von  $\sigma_z = (0.50 \text{ bis } 0.75) \sigma_{z,WLD}$  gemessen. Im weiteren Versuchsverlauf fallen diese Spannungen in Messebene 8 kontinuierlich auf etwa  $\sigma_z = 0.35 \sigma_{z,WLD}$  ab. In ME 9 werden nach Erreichen der Maximallast nur noch Axialspannungen von etwa 5 % der druckseitigen Widerlagerbelastung  $\sigma_{z,WLD}$  gemessen.

Diese Spannungsverläufe zeugen von umfangreichen Spannungsumlagerungen im Widerlagerverband während des Versuches. In Messebene 7 sind zu Versuchsbeginn die Messwerte mit der Widerlagerbelastung identisch. Es kommt im weiteren Versuchsverlauf zu einer Spannungskonzentration im Bereich der Messgeber dieser Messebene (ME 7), deutlich sichtbar an dem stark steigenden Verhältnis der Axialspannung zur Widerlagerbelastung bis zu einem Axialdruck von 7 bar. Der Grund hierfür liegt vermutlich in einer

Gewölbekonstruktion im Verbandsinnern. Die Spannung wird in Form eines Gewölbes in die Gebirgskontur abgetragen. Als Folge dessen bilden sich Bereiche aus, in denen es zu einer Spannungskonzentration kommt. Die Geber in Messebene 7 liegen wahrscheinlich in einem solchen Bereich (siehe Abbildung 5-28).

Die Geometrie dieses Gewölbes ist in starkem Maße vom Lastabtrag in den Kontaktfugen zum Gebirge abhängig. Dieser Lastabtrag vom Widerlagerverband in die Gebirgskontur ist wiederum abhängig von den jeweils wirkenden Normalspannungen, welche aus der Verspannung in der Gebirgskontur resultieren. Da sich die Normalspannungen im Versuchsverlauf in den einzelnen Messebenen deutlich ändern, (Abbildung 5-22) ist anzunehmen, dass sich die Form des Lastabtragsgewölbes ebenfalls ändert. Die Spannungsverläufe aus Abbildung 5-21 werden mit dieser Theorie erklärbar.

Am Versuchsende ist eine Entlastung der Geber in Messebene 9 zu beobachten. Diese resultiert aus der Ablösung der letzten luftseitigen Schalen des Steinverbandes unter maximaler Belastung.

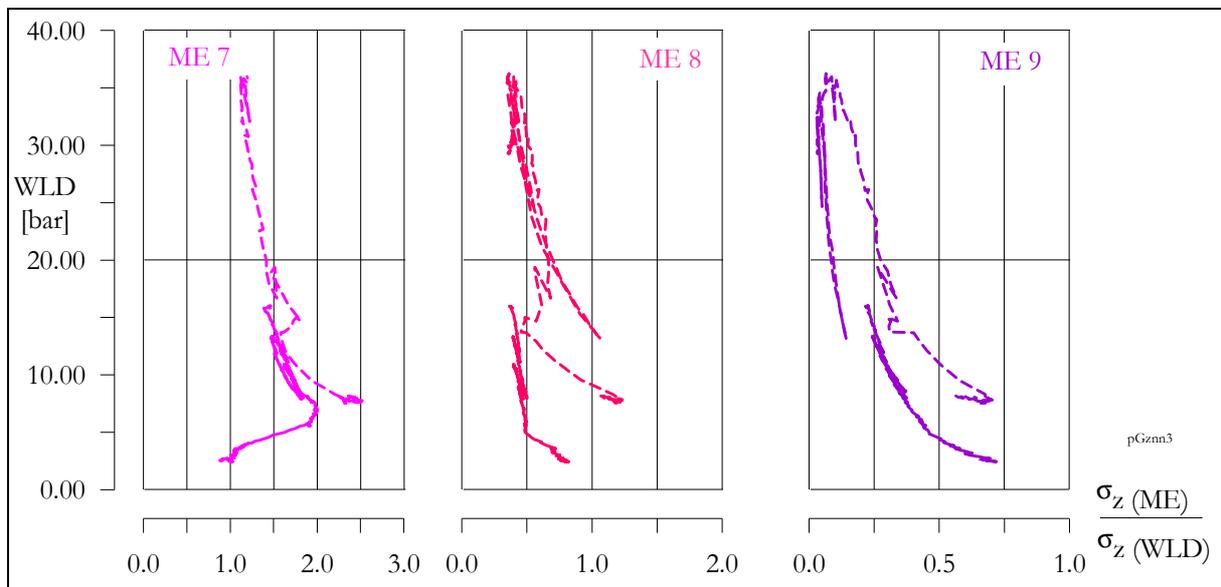


Abbildung 5-21: Druckseitige Widerlagerbelastung  $\sigma_{z,WLD}$  normiert auf die Axialspannungen  $\sigma_{z(ME)}$  in den einzelnen Messebenen

#### 5.4.4 Normalspannungen im statischen Widerlager EU 1

Die Normalspannungen in den Kontaktfugen Widerlager - Gebirge zeigen in den Richtungen x (zwischen den Stößen) und y (zwischen Sohle und Firste) verschiedenartige Verläufe. Während die Geber in y - Richtung, bis auf einen kleinen Anstieg zu Versuchsbeginn in den Phasen 1 und 2, keine nennenswerten Änderungen anzeigten, stieg die Spannung im Bereich der Stöße kontinuierlich an. Eine Ausnahme bildet die Messebene 7. Hier zeigen auch die Geber in Firste und Sohle deutliche Reaktionen (Abbildung B43 in Anlage B 25).

Da in Firste und Sohle gegenüber den Stoßbereichen eine wesentlich geringere Spannung gemessen wurde, muss der Lastabtrag vorwiegend über die Stöße erfolgen. Die Gründe hierfür liegen in einem zwischen den Stößen (Richtung x) steifer reagierenden Kernbereich des Widerlagerverbandes. Der Widerlagerverband weist in dieser Orientierung eine geringere Fugendichte auf. Außerdem kann der Einbau des Materials in die Kontaktfugen der Stöße im Gegensatz zum Firstbereich kontrolliert erfolgen. Diese anisotropen Eigenschaften eines trocken verlegten Steinverbandes aus Salzgrusbriketts wurden bereits im Abschnitt 5.2 erläutert.

Der Kernbereich zwischen den Stößen verspannt sich daher wesentlich schneller. Zwischen Firste und Sohle befindet sich der Verband in einer Konsolidationsphase, ohne dass sich größere Spannungen aufbauen können. Im weiteren Versuchsverlauf mit entsprechenden Verschiebungen bauen sich auch in diesen Bereichen Spannungen auf. Die Abbildung 5-22 zeigt das Verhältnis der Normalspannungen zwischen den Richtungen x und y. Deutlich erkennbar ist in dieser Abbildung der Anstieg der Normalspannung im Bereich der Firste und Sohle nach größeren Verschiebungen  $u_z > 120$  mm (rote Kurve).

Während des Widerlagerausbaus nach Versuchsende konnte der steifere Kernbereich zwischen den Stößen im Widerlager zweifelsfrei festgestellt werden. Der Widerlagerverband war zwischen den Stößen (Richtung x) wesentlich stärker verspannt als zwischen Firste und Sohle (Richtung y). Die Steine konnten aus dem Widerlagerverband der horizontalen Schalen nur mit großem Aufwand herausgelöst werden. In vertikaler Richtung dagegen war es möglich, die Steine teilweise von Hand zu entfernen.

In den Abbildungen der Anlage B 31 sind die Ausbaurbeiten dokumentiert. Die Abbildung B58 zeigt einen vertikalen Schnitt (Richtung y). In Abbildung B59 ist ein horizontaler Schnitt der ersten luftseitigen Widerlagerschalen zu sehen.

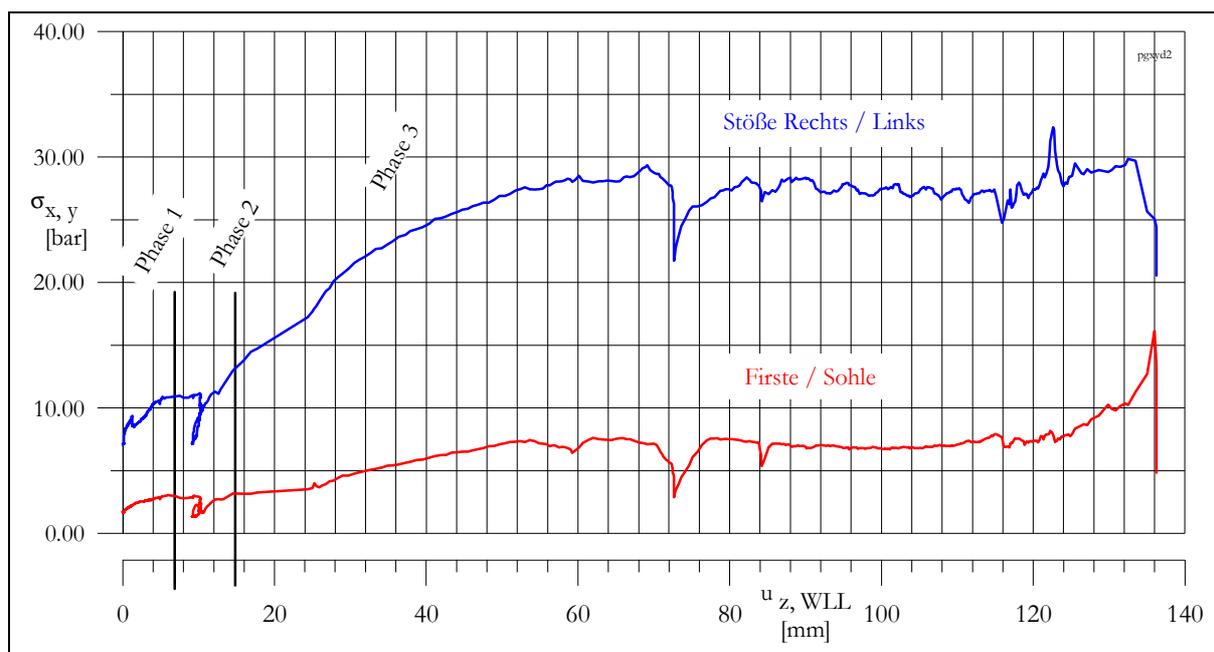


Abbildung 5-22: Mittlere Normalspannungen in Firste/ Sohle und in den Stößen in Abhängigkeit von der axialen Widerlagerverschiebung

Die Abbildung 5-23 zeigt die Messwerte der Normalspannungen in den einzelnen Messebenen, normiert auf den Mittelwert aller Geber in Richtung x. In dieser Abbildung ist die Phase 3 gestrichelt dargestellt.

Der Spannungsverlauf in der Kontaktfuge der Stoßbereiche ist gekennzeichnet durch ein Maximum in Messebene 9, das heißt im Randbereich zur Luftseite. In Phase 1 und 2 nehmen die Differenzen zwischen den einzelnen Messebenen mit steigender Belastung zu. Am Ende von Phase 3 zeigen Messebene 7 und 8 annähernd gleiche Werte. In Messebene 9 ist der Messwert gegenüber Messebene 7 und 8 doppelt so groß. In Messebene 7 werden 75 % vom Mittelwert der Normalspannungen gemessen und in Messebene 9 betragen die Normalspannungen 150 % vom Mittelwert (vergleiche Abbildung 5-23).

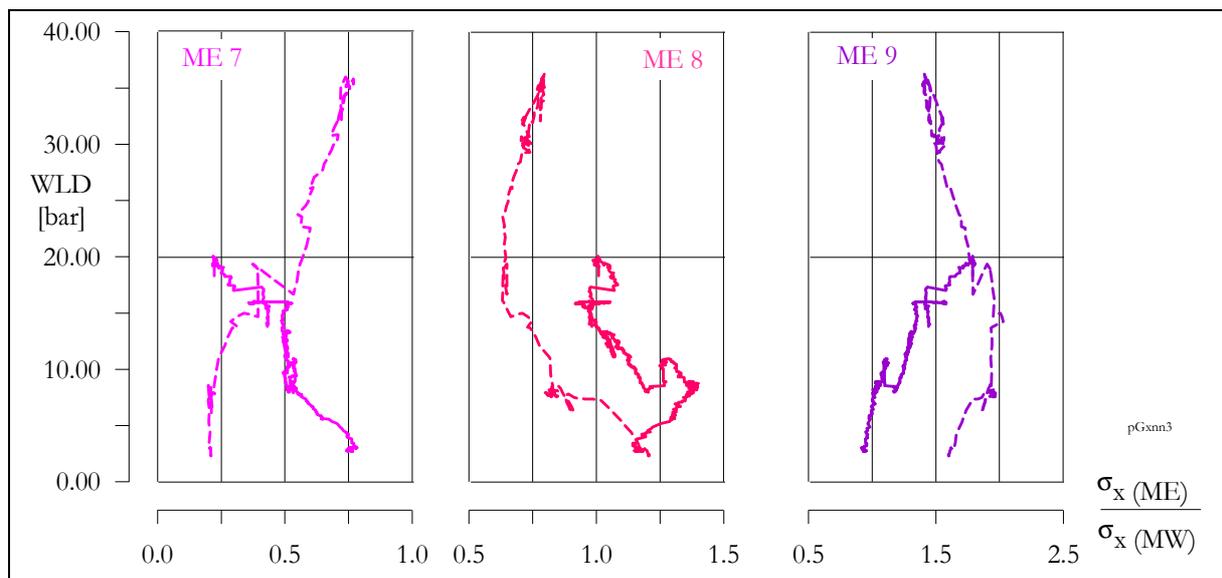


Abbildung 5-23: Normalspannungen Kontakt Stoß – Widerlager (Richtung x) auf Mittelwert aller Geber in Richtung x normiert

Die Ausbildung dieser Spannungsverteilung ist für prismatoid- bzw. kegelstumpfförmige Bauwerke typisch. Die Spannungen normal zur Streckenachse haben im kleinsten Querschnitt, in unserem Fall die Messebene 9 (Luftseite), die größten Beträge. Die Ursachen für das Spannungsmaximum im luftseitigen Teil des Widerlagers liegen in der hier vorhandenen kleinsten Streckenbreite in Verbindung mit dem größten E - Modul des Verbandes, da hier die Fugenzahl am geringsten ist. Außerdem wird das Gebirge im Anschluss an das Widerlager nicht durch Normalspannungen beansprucht und ist damit unbelastet. Es reagiert daher in diesem Bereich steifer als im Kernbereich des Widerlagers. Die Ergebnisse der durchgeführten FEM - Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen. In der berechneten Spannungsverteilung für die Normalspannungen im Bereich der Stöße sind die luftseitigen Spannungen etwa doppelt so groß wie die auf der Druckseite (vergleiche Abbildung 5-24 in Abschnitt 5.4.5).

### 5.4.5 Modellrechnungen des statischen Widerlagers EU 1

Zur Überprüfung der Versuchsergebnisse wurden Rechnungen mit einem Blockmodell, sowie einem numerischen FEM - Modell (Programm ABAQUS) durchgeführt. In beiden Modellen wird das Widerlager als monolithischer Block modelliert.

Mit dem Blockmodell können Aussagen über Spannungsmittelwerte und Verschiebungen getroffen werden. Die Mittelwerte der gemessenen Spannungen können mit den berechneten Spannungsmittelwerten nach dem Blockmodell verglichen werden. Betrachtungen zu den Spannungszuständen im Innern des Widerlagers sind mit diesem Modell allerdings nicht möglich.

Tabelle 5-21: Modellrechnungen des statischen Widerlagers EU1 als Blockmodell

Modell	Kontaktfuge		WLD <sup>1)</sup>	Kontaktfugen		WLMW
	$\varphi$	$\beta$	$\sigma_z$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$u_z$ <sup>2)</sup>
	[ ° ]	[ ° ]	[bar]	[bar]	[bar]	[mm]
EU BM 01 <sup>3)</sup>	25	14	17	0	10.5	16.2
EU BM 02	25	14	20	0	12.4	19.2
EU BM 03	25	14	30	0	18.6	28.7
EU BM 04	25	14	40	0	24.8	38.3
EU BM 05	25	14	50	0	31.0	47.9
EU BM 06	25	14	60	0	37.2	57.4
EU BM 07	25	14	70	0	43.4	67.1
EU BM 08	25	14	80	0	49.6	76.6
EU BM 10 <sup>4)</sup>	25	14	17	11.25	0	17.4
EU BM 20 <sup>5)</sup>	25	14	17	5.44	5.44	8.5

<sup>1)</sup> Widerlagerbelastung auf der Druckseite

<sup>2)</sup> mittlere Verschiebung bei Annahme eines E - Moduls von  $E = 500 \text{ MPa}$

<sup>3)</sup> Lastabtrag nur über die Stöße

<sup>4)</sup> Lastabtrag nur über Firste und Sohle

<sup>5)</sup> Lastabtrag allseitig gleichmäßig über Firste, Sohle und die Stöße

Zur näherungsweise Berechnung der axialen Verschiebung wird für den Widerlagerblock über den gesamten Querschnitt ein konstanter E - Modul von  $E = 500 \text{ MPa}$  angenommen, der in Versuchen mit Modellwiderlagern (Abschnitt 5.3.1) bestimmt wurde. Es wird eine gleichmäßige Deformation über den gesamten Querschnitt angenommen. Man kann so aus der für den Gleichgewichtszustand am Blockmodell erforderlichen Normalspannung und dem Konturanstellwinkel  $\beta$  die erforderliche axiale Verschiebung  $u_z$  berechnen.

In Tabelle 5-21 sind die Ergebnisse der Berechnungen des statischen Widerlagers EU 1 mit dem Blockmodell unter verschiedenen Beanspruchungszuständen aufgezeigt.

Bei Annahme eines E - Modul des Verbandes von  $E = 500 \text{ MPa}$  in Richtung x wird mit dem Blockmodell bei einem Axialdruck  $\sigma_{z,WLD} = 17 \text{ bar}$  eine axiale Verschiebung von  $u_z = 16.2 \text{ mm}$  berechnet (vergleiche Tabelle 5-21).

Bei den FEM - Rechnungen wurde für das statische Widerlager ein Stoffgesetz verwendet, durch das ein anisotropes Materialverhalten simuliert werden kann. Damit wird das unterschiedliche Verformungsverhalten in den einzelnen Achsen berücksichtigt.

Folgende Parameter eines Verbandes aus Salzgrusbriketts wurden durch Versuche bestimmt:

Scherparameter der Kontaktfuge Widerlager - Gebirge:  $\varphi = 25^\circ, c = 0$

*(Scherversuche, Anlage B1 bis B3)*

Schubmodul Verband Salzgrusbriketts (Lagerfugen):  $G = 500 \text{ MPa}$

*(Scherversuche, nach Verfahren in Anlage B3 berechnet aus einem Scherversuch mit Salzbricketts)*

Verformungsmodul eines Verbandes aus Salzgrusbriketts:  $E = 300 - 500 \text{ MPa}$

*(Versuche mit Modellwiderlagern, Abschnitt 5.3)*

Auf der Basis der Versuchsergebnisse wurden die folgenden Materialparameter und Kontaktbedingungen im FEM - Modell angesetzt:

Widerlager anisotrop  $E_x = 300 \text{ MPa}, E_y = 30 \text{ MPa}, E_z = 600 \text{ MPa}$

transversalisotrop  $E_x = E_y = 300 \text{ MPa}, E_z = 600 \text{ MPa}$

Kontaktfuge (Gebirge - Widerlager)  $\varphi = 25^\circ, c = 0$

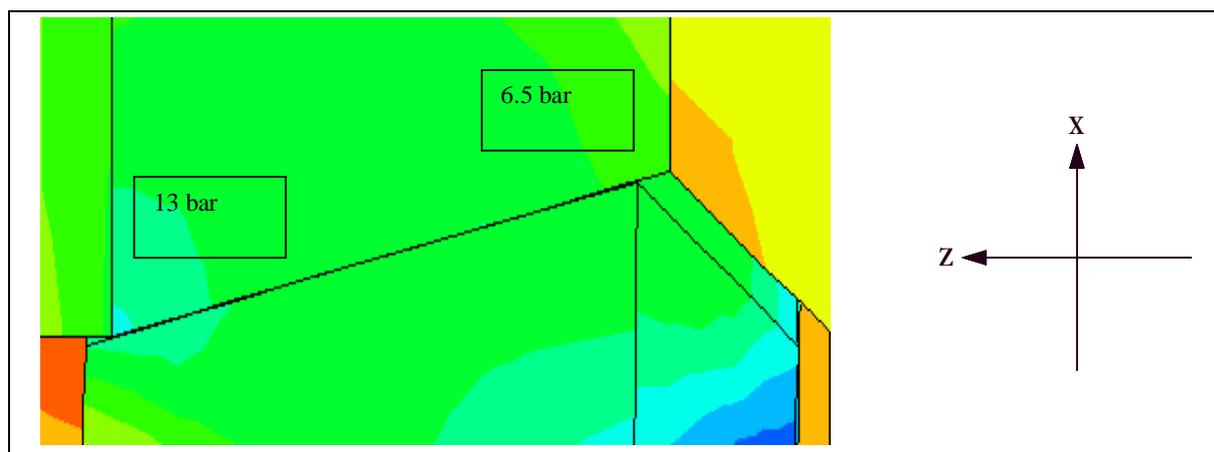


Abbildung 5-24: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in der Kontaktfuge bei Axialdruck  $\sigma_z = 17 \text{ bar}$  (FEM - Modell EU2c15)

Für das Gebirge wurde ein E - Modul von  $25 \text{ GPa}$  und eine Querdehnzahl von  $0.25$  angenommen (SALZER 1999). Das Modellnetz des Gebirgsbereiches bestand aus  $740$

und das Netz des Widerlagerbereichs aus 270 Elementen. Die Ergebnisse der FEM-Berechnungen sind in Tabelle 5-22 enthalten.

Tabelle 5-22: Berechnungsergebnisse der numerischen Rechnungen (FEM - Modell) für das Widerlager EU 1, Druckbelastung  $\sigma_{z,WLD}$  17 - 80 bar (Phasen 1 bis 3)

Modell	$\sigma_{z,WLD}$	Kontakt Firste / Sohle $\sigma_y$	Kontakt Stöße $\sigma_x$	$u_{z,WLD}$	$u_{z,WLL}$
	[bar]	[bar]	[bar]	[mm]	[mm]
Eu2c3 <sup>1)</sup>	17	5.00 – 6.00	5.0 – 6.0	12.0	6.0 <sup>2)</sup> / 7.0 <sup>3)</sup>
Eu2c30	5	0.04 – 0.08	2.0 – 3.3	5.9	4.4 / 4.9
Eu2c31	10	0.09 – 0.16	4.1 – 6.6	11.8	8.8 / 9.8
Eu2c15	17	0.10 – 0.30	6.5 – 13.0	20.0	14.0 / 17.0
Eu2c32	20	0.17 – 0.31	8.3 – 13.9	23.7	17.8 / 19.7
Eu2c33	30	0.23 – 0.44	12.4 – 20.0	35.5	26.6 / 29.6
Eu2c34	40	0.27 – 0.55	16.6 – 26.7	47.4	35.5 / 39.5
Eu2c35	50	0.39 – 0.75	20.7 – 33.4	59.2	44.4 / 49.4
Eu2c36	60	0.44 – 0.87	24.6 – 39.9	71.1	53.3 / 59.3
Eu2c37	70	0.52 – 0.60	28.7 – 46.6	83.6	65.7 / 69.5
Eu2c38	80	1.02 – 1.16	32.8 – 53.3	95.5	75.2 / 80.8

<sup>1)</sup> isotropes Materialverhalten für das Widerlager EU 1 (allseitiger Lastabtrag)

<sup>2)</sup> Verschiebung am Randbereich

<sup>3)</sup> Verschiebung Mitte der Luftseite

In den Abbildung 5-25 und Abbildung 5-26 sind die Vergleichsspannungen (Effektivspannungen) beziehungsweise die Spannungsverläufe zwischen den Stößen ( $\sigma_x$ ) der Modellrechnung Eu2c15 dargestellt. Diese Berechnung entspricht der Situation des statischen Widerlagers am Ende der Phase 1 des Versuches unter einer axialen Druckbelastung von  $\sigma_{z,WLD} = 17$  bar. Eine Modellierung des Widerlagerverbandes als stabiler Block ist in dieser Phase mit guten Resultaten möglich. Vergleiche dazu Tabelle 5-23 in Abschnitt 5.4.7.

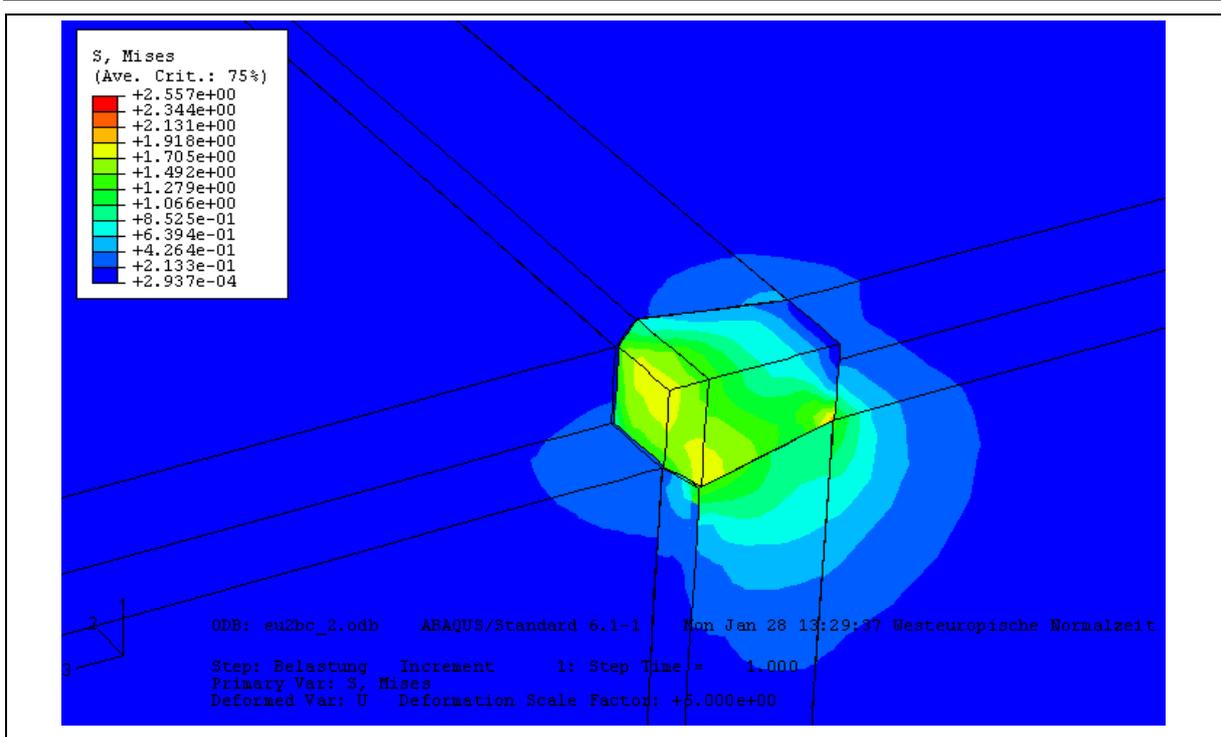


Abbildung 5-25: Vergleichsspannungen im Widerlager EU 1 bei einem Axialdruck von  $\sigma_{z,WLD} = 17$  bar (FEM - Modell EU2c15)

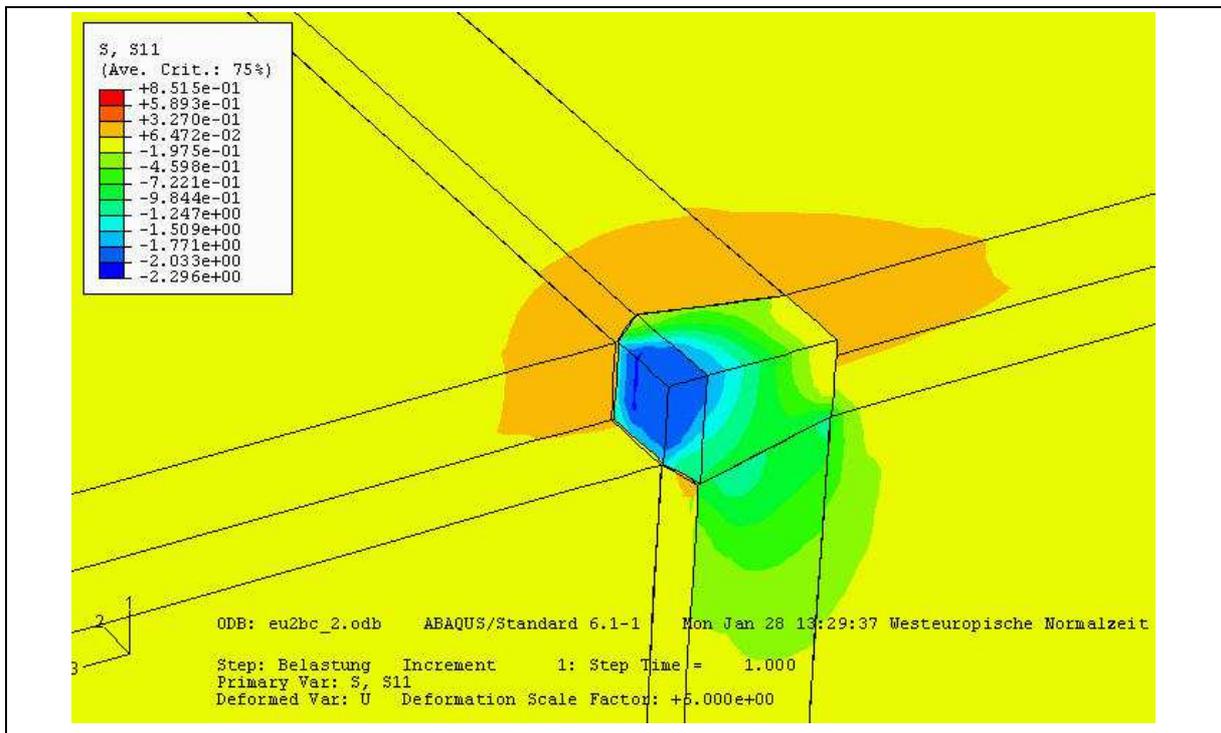


Abbildung 5-26: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  im Widerlager EU 1 bei einem Axialdruck von  $\sigma_{z,WLD} = 17$  bar (FEM - Modell EU2c15)

### 5.4.6 Widerlager nach Erreichen der Verbandsfestigkeit

Das Verhalten des Widerlagers kann prinzipiell in zwei Abschnitte unterteilt werden. Der erste Abschnitt beschreibt die Zeit bis zum Erreichen der maximalen Belastung in Phase 2. Die axiale Belastung auf das Widerlager fällt an diesem Punkt von 20 bar auf 10 bar ab und die axialen Verschiebungen nehmen zu (Abbildung 5-20). Aus Abbildung 5-27 wird deutlich, dass sich das Lastabtragsverhalten in der nachfolgenden Phase 3 ändert. Im Bereich der Stöße (blaue Linie) werden Spannungen gemessen, die erheblich von der Prognose des Blockmodells abweichen. Gleichzeitig zeigen die Geber in Firste und Sohle Reaktionen, die auch auf einen Lastabtrag in diesen Bereichen hinweisen. Wenn man eine konstante Geometrie des lastabtragenden Bereiches im Widerlager voraussetzt, können diese Effekte nicht erklärt werden.

Der Bereich des Widerlagers, in dem die axial wirkende Belastung ins Gebirge abgetragen wird, muss sich daher in Phase 3 gegenüber den Verhältnissen in Phase 1 und am Anfang von Phase 2 wesentlich verkleinert haben. Dadurch steigen die Spannungen in den Stößen an. Nach größeren Verschiebungen wird die Belastung auch über die Firste und Sohle des Widerlagers abgetragen.

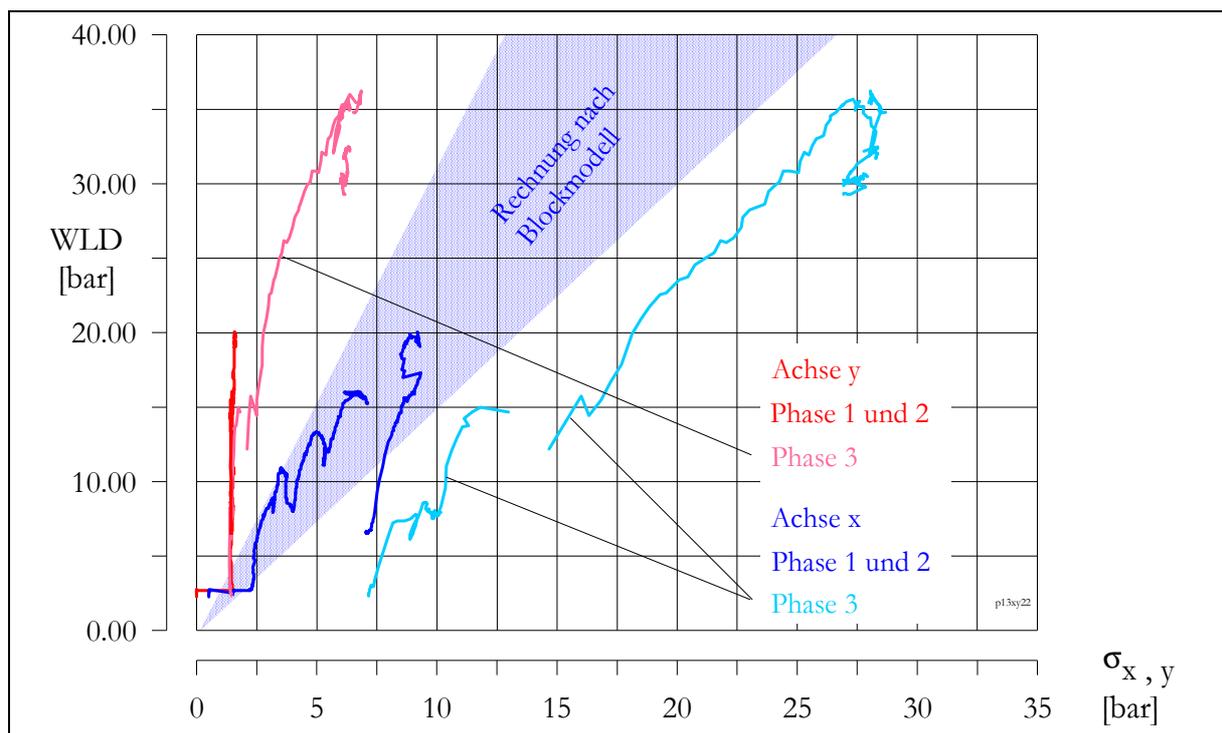


Abbildung 5-27: Mittelwerte der Normalspannungen zwischen den Stößen (Achse x) und zwischen Firste und Sohle (Achse y) im Vergleich mit Berechnungen nach dem Blockmodell

Die Gründe hierfür liegen vermutlich in Bruchvorgängen im Lastverteilungsbereich, als Folge dessen der Lastabtragsbereich ungünstig belastet wird. Die ersten Schalen des lastabtragenden Bereiches liegen dann in einer Art Druckschatten und können deshalb nur einen geringen Lastanteil ins Gebirge abtragen. Desweiteren bewirken Bruchvorgänge in

den ersten Schalen des Lastabtragsbereich (ME 7) ebenfalls eine Verlagerung der Normalspannungen in den Bereich der Messebenen 8 und 9 und somit eine Verkleinerung des lastabtragenden Bereiches. Einen Hinweis auf solche Vorgänge gibt der Verlauf der Normalspannung in den Stößen (blaue Linie) der Messebene 7 in Abbildung B46 (Anhang B 26). Nach etwa 365 Tagen Versuchsdauer kommt es hier zu einem Abfall der Spannungswerte von 5 bar auf 2 bar.

Die ersten Brucherscheinungen treten somit nach ca. 365 Tagen Versuchsdauer bei der Druckerhöhung von 35 auf 40 bar in Phase 2 auf. Die Geber in den Stößen von ME 7 zeigen einen deutlichen Druckabfall, während in ME 8 und 9 die Last ab diesem Zeitpunkt deutlich steigt (Abbildung B46 - B48 in Anhang B 26).

Ein ähnlicher Vorgang ist nach 374 Tagen zu beobachten. Dort fällt die Spannung der Geber in den Stößen der ME 8 plötzlich ab. Die Axialspannung nimmt in dieser Messebene als Folge dieser Vorgänge sprunghaft zu. Die Bruchstrukturen wurden beim Rückbau des Widerlagers nachgewiesen. Der gesamte Lastverteilungsbereich wies starke Verformungen und Bruchstrukturen auf (siehe Abbildung 5-28). Im Bereich der Scherfugen im Widerlagerverband konnten beim Rückbau Schub- bzw. Scherbrüche festgestellt werden (WEIGERT 2002). Die Materialfestigkeiten wurden in großen Bereichen des Widerlagers überschritten. Die Ursache hierfür war der Zutritt von Lauge in den Widerlagerbereich.

Die Festigkeit des Widerlagerverbandes wurde durch diese ersten Bruchvorgänge jedoch noch nicht überschritten. Das Bauwerk kann die weitere Steigerung der axialen Belastung aufnehmen. Die Reaktionsspannungen in Firste und Sohle und in den Stößen nehmen ebenfalls zu.

Die Festigkeit des Widerlagers wird bei einer druckseitigen Belastung von  $\sigma_{z,WLD} = 35$  bar überschritten. In Abbildung 5-22 entspricht das in etwa einer Verschiebung des Widerlagerverbandes von  $u_z = (50 - 60)$  mm (vergleiche auch Abbildung 5-20). Alle Geber in Firste, Sohle und den Stößen zeigen deutliche Reaktionen auf die axiale Belastung. Nach Überschreiten der Festigkeit steigen die Spannungen in den Stößen bei gleichzeitiger Verschiebung nicht mehr an. Die Verschiebung muss daher auf achsparallelen Flächen im Widerlagerverband erfolgt sein. Hierfür kommen nur die Verbandsfugen in Achsrichtung des Widerlagers in Frage. Auf diesen Flächen wurde beim Ausbau des Widerlagers tatsächlich eine Verschiebung von etwa (70 - 80) mm festgestellt. Dieser Betrag entspricht in etwa den axialen Verschiebungen, die sich nach dem Überschreiten der Festigkeit des Widerlagerverbandes eingestellt haben (vergleiche Abbildung B59, Anhang B 31).

#### **5.4.7 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen**

Eine Modellierung des Widerlagers unter Annahme eines einheitlichen Blockes ist bis zu den ersten Brucherscheinungen in Phase 2 mit guter Übereinstimmung möglich. Als Folge dieser Brüche verändert sich die Form des lastabtragenden Bereiches im Widerlagerverband. Die äußere Form des Lastabtragsbereiches entspricht nicht mehr der

Geometrie des wirksamen Bereiches, in dem der Lastabtrag realisiert wird (SITZ & FLIß 2001). Die Tabelle 5-23 und Tabelle 5-24 enthalten eine Zusammenstellung der Modellrechnungen sowie der entsprechenden Messergebnisse. Für das numerische Modell mit dem Programm ABAQUS ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung bei den errechneten Verschiebungen und den ermittelten Spannungen in Phase 1 und 2. Mit den Annahmen des Blockmodells können dagegen nur die mittleren Spannungen abgeschätzt werden.

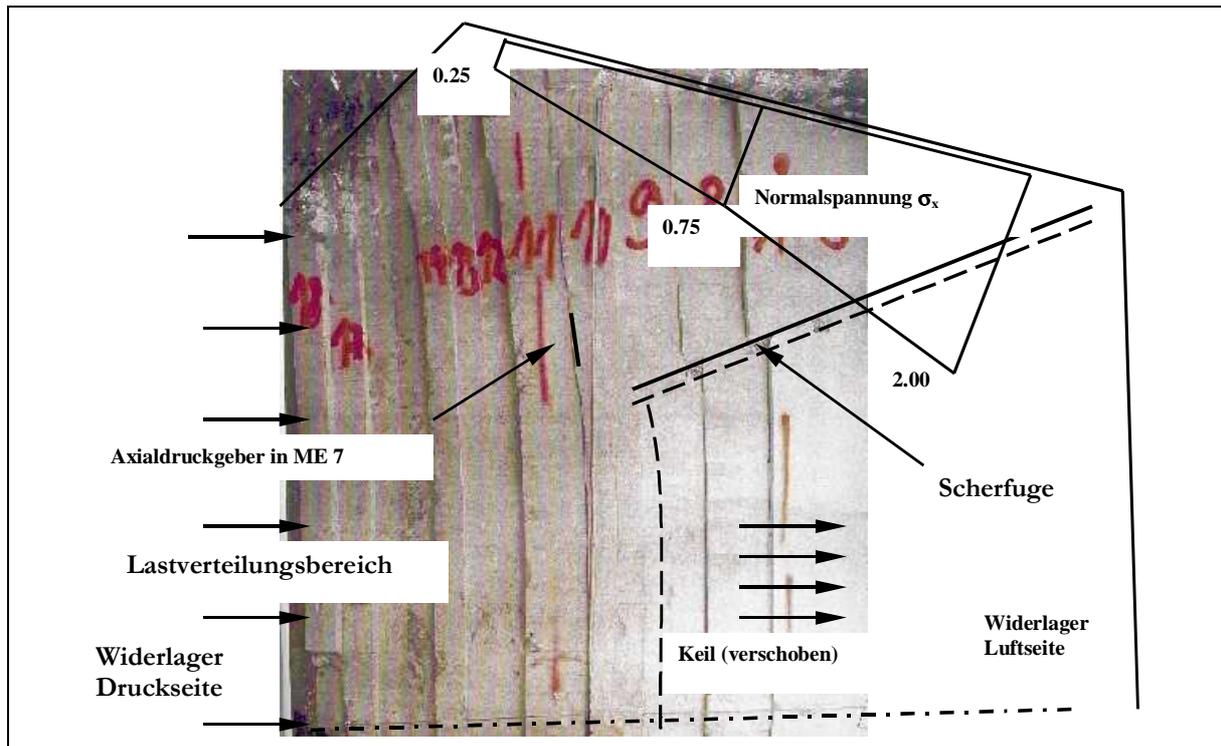


Abbildung 5-28: Horizontalschnitt durch das Widerlager nach Versuchsende

Die berechneten Verschiebungsmittelwerte für die Phase 1 liegen beim ABAQUS - Modell um 18 % und beim Blockmodell um 7 % über den Messwerten (vergleiche Tabelle 5-23). In Phase 2 betragen die Abweichungen beim ABAQUS - Modell 14 % und beim Blockmodell 3 %. Für die Versuchsphase 3 werden mit dem ABAQUS - Modell 49 % und mit dem Blockmodell nur 43 % der gemessenen mittleren Verschiebungen berechnet.

Die berechneten Spannungen (Blockmodell und ABAQUS - Modell) liegen in Phase 1 und 2 im Bereich der gemessenen Spannungen. Für die Phase 3 betragen die mit dem ABAQUS - Modell berechneten luftseitigen Spannungen (maximale Spannung im kleinsten Widerlagerquerschnitt) zwischen den Stößen nur 83% bzw. 67 % (vergleiche Tabelle 5-24). In der dritten Phase entspricht die Näherung des Verbandes als stabiler Block daher nicht mehr der Realität. Die Rechenwerte und die Messungen zeigen deutliche Differenzen, sowohl bei den Deformationen als auch bei den Spannungszuständen. Besonders deutlich wird dies im Verlauf der Normalspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  in Phase 3 (Abbildung 5-27).

Die Tabelle 5-23 und Tabelle 5-24 enthalten eine Zusammenstellung der Modellrechnungen sowie der entsprechenden Messergebnisse. Für das numerische Modell in ABAQUS ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung bei den errechneten Verschiebungen und den ermittelten Spannungen in Phase 1 und 2 (SITZ & FLIß 2001). Mit den Annahmen des Blockmodells können dagegen nur die mittleren Spannungen abgeschätzt werden.

Tabelle 5-23: Vergleich der berechneten Verschiebungen (Blockmodell, FEM - Modell) mit den Messwerten

Versuchsphase	$\sigma_{z,WLD}$	Blockmodell	ABAQUS			Messwerte		
			MW	WLD	WLL	MW	WLD	WLL
	[bar]		[mm]					
Ph 1 / DS V	17	16.2	20.0	15.5	17.8	23.2	6.9	15.1
Ph 2 / DS III	20	19.2	23.7	18.8	21.3	27.4	9.9	18.7
Ph 3 / DS III	40	38.3	47.4	37.5	43.0	103.5	72.1	87.8

Tabelle 5-24: Vergleich der berechneten Spannungen (Blockmodell, FEM - Modell) mit den Messwerten

Versuchsphase	$\sigma_{z,WLD}$	Blockmodell		ABAQUS		Messwerte	
		$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
	[bar]	[bar]					
Ph 1 / DS V	17	10.5	0	6.5 – 13.0	0.1 – 0.3	2.5 – 10.0	1.5 – 3.0
Ph 2 / DS III	20	12.4	0	8.3 – 15.6	0.1 – 0.3	2.5 – 17.0	2.5 – 5.0
Ph 3 / DS III	40	24.8	0	16.6 – 26.7	2.7 – 5.5	20.0 – 40.0	5.0 – 10.0

### 5.4.8 Schlussfolgerungen aus dem in situ - Versuch EU 1

Das Versagen des statischen Widerlagers im in situ - Versuch EU1 resultiert aus dem Zusammenwirken mehrerer ungünstiger Faktoren, die die Stabilität des Verbandes negativ beeinflussten:

- Das Längen zu Breiten - Verhältnis des Widerlagers war mit  $l_{LA} / b_{SR} = 0.83$  sehr klein. Bei einem Lastverteilungswinkel von  $\beta_{LA} = 13.5^\circ$  (vergleiche Abbildung B35 in Anlage B 22) können durchgehende Scherfugen in Belastungsrichtung nicht ausgeschlossen werden. Die Innere Sicherheit (geometrisch) war nach dem Verfahren aus Abschnitt 3.2.2.2 nicht gegeben.

- Durch den großen Konturwinkel im Lastverteilungsbereich von  $\beta_{LV} > 40^\circ$  in Verbindung mit dem Verlegeschema der Steine in diesem Bereich (vergleiche Abbildung B35 in Anhang B 22) wurde der Lastverteilungsbereich ungünstig belastet. Dadurch entstanden durchgehende Scherfugen bis zur Luftseite des Widerlagers, auf denen der Widerlagerverband schließlich versagte.
- Das Material der Salzgrusbriketts weist für ein Widerlagermaterial ungünstige Eigenschaften auf. Insbesondere das Kriechverhalten und das Verhalten bei Zutritt von Salzlaugen wirken sich negativ auf die Stabilität des Verbandes aus.
- Als Folge des anisotropen Spannungs - Verformungs - Verhaltens des Widerlagerverbandes wurde der Lastabtrag fast ausschließlich über den Kontakt der Stöße realisiert.

Aus den Versuchsergebnissen werden für die Bemessung statischer Widerlager für Verschlussysteme folgende Schlussfolgerungen gezogen:

- Aufgrund der Gewölbebildung im Verbandsinnern bilden sich Bereiche heraus, in denen die wirkende Axialspannung  $\sigma_z$  wesentlich größer ist als die druckseitige Widerlagerbelastung. Bei Standsicherheitsnachweisen unter Annahme eines stabilen Blockes für das Widerlager muss zum Nachweis der Verbandsscherfestigkeit die Widerlagerbelastung mit einem Modellkorrekturfaktor  $k_M$ , in dem die sich ausbildende Spannungskonzentration ausreichend berücksichtigt wird, erhöht werden.
- Die Innere Sicherheit des Widerlagerverbandes muss in jedem Fall gewährleistet werden. Dazu gehört neben dem Entwurf des Verlegeschemas auch der Nachweis einer ausreichenden Scherfestigkeit der verwendeten Steine.
- Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit eines Widerlagers in Verbindung mit einem quellfähigem Dichtelement muss der infolge der axialen Verschiebung entstehende Spalt zwischen Widerlagerverband und Gebirge im Lastverteilungsbereich durch einen zusätzlichen Verschiebungsanteil berücksichtigt werden.
- Die äußere Widerlagerform muss so entworfen werden, dass der lastverteilende Bereich den lastabtragenden Bereich optimal belastet.

$$\beta = \beta_{LV} \quad \text{mit:} \quad \delta - \text{Lastverteilungswinkel im Steinverband}$$

$$\beta_{LV} - \text{Konturwinkel im Lastverteilungsbereich}$$

- Für das Widerlager müssen in Nachweisrechnungen ungünstige Annahmen in der Form getroffen werden, dass die gesamte Last nur über die Kontaktflächen in das Gebirge abgetragen wird, in deren Richtung der Widerlagerverband am steifsten reagiert.
- Die Verschiebungen der Randsteine des Widerlagers müssen durch ausreichend dicke Kontaktfugen zur Gebirgskontur gewährleistet werden.

## 6 Entwurf und Bemessung eines statischen Widerlagers

In diesem Kapitel erfolgt der Entwurf und die Bemessung der statischen Widerlager für ein Verschlussystem nach dem in Abschnitt 3 beschriebenen Algorithmus. Als Widerlagermaterial kommt Schmelzbasalt zum Einsatz. Die Schmelzbasaltsteine werden mit Solemörtel als Fugenmaterial zu einem Verband zusammengefügt. Das Dichtelement besteht aus Bentonitformsteinen. Der Streckenquerschnitt der abzudichtenden Strecke beträgt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  bei einem Breite zu Höhen - Verhältnis von  $b_{SR}$  zu  $h_{SR} = 1.6$ . Bei der umgebenden Gesteinsformation handelt es sich um Staßfurtsteinsalz.

### 6.1 Entwurf des Einwirkungsmodells

Die Einflussfaktoren des Einwirkungsmodells für statische Widerlager von Streckenverschlussbauwerken enthält Tabelle 3-2 in Abschnitt 3.1. Konservativ werden im Einwirkungsmodell zur Bestimmung der axialen Belastung  $\sigma_z$  die folgenden Annahmen getroffen:

Teufenlage	y	800 m
Laugendichte	$\rho_L$	1.21 g/cm <sup>3</sup>
Fluiddruck axial	$p_L$	10 MPa
Quelldruck Dichtelement	$\sigma_{DE}$	1 MPa

Für den Quelldruck von Bentonit Calcigel wird 1 MPa angenommen. Diesen Quelldruck entwickelt nach (SITZ & GRUNER 1997) der Calcigel bei einer reduzierten Trockendichte von 1.50 g/cm<sup>3</sup> unter Einfluss von NaCl - Lösung. Der Bentonit wird in Form von Bentonit - Formsteinen FS 50, bestehend aus einer Mischung von Bentonit und Sand, als Dichtelement eingebaut. Aus Fluid- und Quelldruck wirkt somit maximal ein Druck von 11 MPa auf das Widerlager. Kann das abzudichtende System als absolut dicht angesehen werden, so entsteht bei Ansatz dieses geschlossenen Systems nach unendlich langer Zeit in einem Fluid in diesem Bereich ein Druck, welcher dem Gebirgsdruck des aufkriechenden Gebirges entspricht. Aus diesem Grunde wird in diesen Berechnungen ein axialer Fluiddruck von  $\sigma_z = 19 \text{ MPa}$  auf das Widerlager angesetzt.

Durch Prognoserechnungen mit konservativer Annahme der Steifigkeitsparameter (vergleiche Abschnitt 3.3.1) werden die vertikalen und horizontalen Beanspruchungen des Bauwerkes aus dem Gebirge bestimmt. Für das zu bemessende Bauwerk werden als Gebirgsdruck die folgenden Werte angesetzt:

Teufenlage	y	800 m
Gebirgsdichte (gemittelt)	$\rho_{GE}$	2.37 g/cm <sup>3</sup>
Gebirgsdruck vertikal	$\sigma_y$	19 MPa
Gebirgsdruck horizontal	$\sigma_x$	19 MPa ( $\lambda = 1$ )

Im Folgenden werden die Parameter des Einwirkungsmodells zusammengefasst:

Teufenlage	$y$	800 m		
Gebirgsdruck	$\sigma_Y$	19 MPa		
	$\sigma_X$	19 MPa	bei $\lambda = 1$	
Axialdruck (geschlossenes System bei voll wirksamen Gebirgsdruck)	$p_L$	20 MPa	Laugendruck	19 MPa
			Quelldruck	1 MPa
Laugenzusammensetzung:		NaCl -Lauge		
		MgCl <sub>2</sub> - Lauge		
		Q - Lauge		
Streckengeometrie:	Querschnitt	$A_{SR}$		10 m <sup>2</sup>
	Streckenbreite	$b_{SR}$		4.0 m
	Streckenhöhe	$h_{SR}$		2.5 m
Wirtsgestein:		Staßfurtsteinsalz	NA 2	

Aus dem Einwirkungsmodell ergeben sich nach Abschnitt 3.4 für die statischen Widerlager die folgenden drei Gefährdungssituationen:

#### **Einwirkungskombination A Laugendruck**

Laugenzutritt nach kurzer Zeit ohne wirksamen Gebirgsdruck

#### **Einwirkungskombination B Laugendruck und Gebirgsdruck**

Laugenzutritt nach langer Zeit mit voll wirksamen Gebirgsdruck

#### **Einwirkungskombination C Gebirgsdruck**

voll wirksamer Gebirgsdruck ohne Laugenzutritt

## **6.2 Entwurf des Widerstandsmodells**

### **6.2.1 Nachweis der Stoffeigenschaften**

Das Verschlussystem gerät während der Funktionsdauer vollständig unter den Einfluss der aggressiven Medien NaCl-, MgCl<sub>2</sub>- oder Q-Lauge (Abschnitt 3.1). Die verwendeten Baumaterialien müssen gegenüber diesen Fluiden resistent und langzeitstabil sein.

Das Widerlager besteht aus der Steinkomponente Schmelzbasalt und dem Fugenmaterial Solemörtel. In Abschnitt 4.4 werden Untersuchungen zum Nachweis der Langzeitstabilität von Schmelzbasalt beschrieben. Für den vollständigen Nachweis sind allerdings weitere Untersuchungen erforderlich.

Die Langzeitstabilität des Solemörtels wird in Abschnitt 4.6 über „Worst Case“ - Betrachtungen nachgewiesen. Im ungünstigsten Fall, wenn das Bindemittel vollständig aus der Mörtelfuge ausgetragen wird, werden diesem Material die Eigenschaften eines Sandes unter gesättigten Bedingungen zugewiesen. Die Langzeiteigenschaften von Sand wurden im Abschnitt 4.5 erläutert.

Kann der natürliche Basalt als Analogon für den Schmelzbasalt verwendet werden (vergleiche Abschnitt 4.4), ist für alle Baumaterialien und Hilfsstoffe im Widerlager der Nachweis der Langzeitstabilität erbracht.

## 6.2.2 Entwurf eines Mauerwerksverbandes und der Geometrie des Bauwerkes

Aufgrund der Wirkungsweise des gesamten Verschlussystems, insbesondere durch Aufbau eines Quelldruckes im Dichtelement, ist es notwendig, dieses Dichtelement durch zwei Widerlager einzugrenzen. Das Dichtungssystem besteht deshalb aus zwei statischen Widerlagern und dem zwischen diesen Widerlagern liegenden Dichtelement (Abbildung 6-1). Das System ist in beliebiger Richtung wirksam. Die Widerlager müssen durch entsprechende Elemente permeabel ausgebildet werden, um ungünstige Belastungssituationen des Mauerwerksverbandes zu vermeiden.

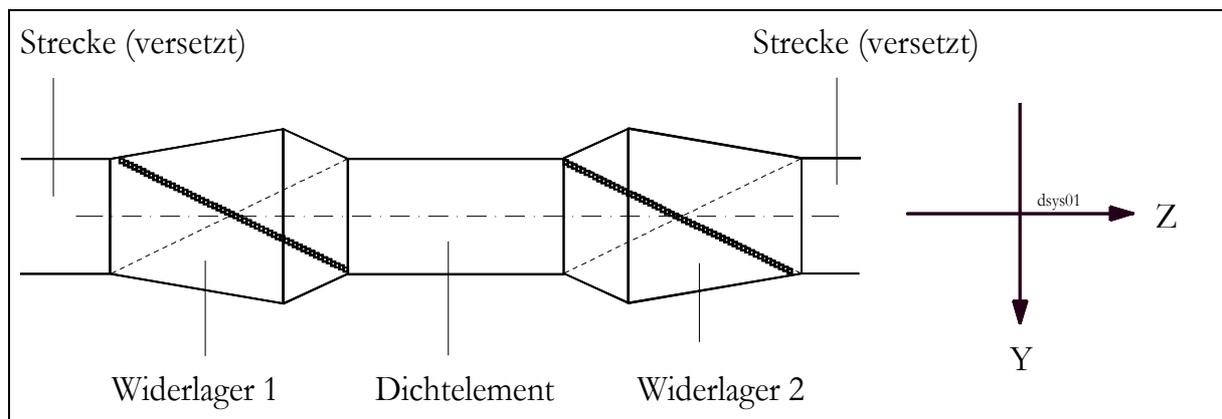


Abbildung 6-1: Vertikaler Längsschnitt durch das Verschlussystem

### 6.2.2.1 Bemessung des Dichtelementes

In (SITZ & GRUNER 1994) werden Aussagen zur erforderlichen Länge des Dichtelementes, der so genannten Schlüsselzonenversieglungslänge, getroffen. Danach ist es nicht erforderlich, eine Schlüsselzonenversieglungslänge von größer (7...11) mal dem äquivalenten Querschnittsradius der abzudichtenden Strecke zu wählen. Da für die Bemessung eines Dichtelementes noch keine Richtlinien existieren, wird für die normierte Schlüsselzonenlänge  $l_v / r_v$  der Faktor 5.0 angenommen.

Daraus ergibt sich für das zu bemessende Bauwerk eine Länge des Dichtelementes von 9.0 m. In Tabelle 6-1 sind zusätzlich die erforderlichen Längen der Dichtelemente für Verschlussysteme mit Streckenquerschnitten von (21 und 36) m<sup>2</sup> aufgeführt.

Tabelle 6-1: Erforderliche Mindestlänge des Dichtelementes  $l_{DE}$  bei  $l_v/r_v = 5.0$ 

Streckenquerschnitt $A_{SR}$	Länge Dichtelement $l_{DE}$
[ m <sup>2</sup> ]	[ m ]
10.0	9.0
21.0	13.0
36.0	17.0

### 6.2.2.2 Bemessung des statischen Widerlagers

Die Geometrie der statischen Widerlager wird nach der in Abschnitt 3.2.2.2 beschriebenen Vorgehensweise bestimmt. Es müssen beide Widerlager nach diesem Algorithmus bemessen werden, da nur so die Innere Sicherheit im Mauerwerksverband gewährleistet wird. Die verwendeten Schmelzbasaltsteine haben ein Format von (250x125x60) mm und sind im Verband so orientiert, dass die jeweils schmalen Seiten firstparallel verlaufen (vergleiche Abbildung 6-3).

Für ein Überdeckungsmaß von  $b_{Ü} = 0.75$  wird nach Gleichung (3-2) ein Lastverteilungswinkel von  $\delta = 20.0^\circ$  berechnet. Daraus ergeben sich für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  die in Tabelle 6-2 enthaltenen Konturparameter. Die Bemessung der erforderlichen Mindestlänge erfolgt in Abhängigkeit von der Streckenhöhe, da aufgrund des Verlegeschemas diese Richtung am steifsten reagieren wird. Die Abbildung 6-2 zeigt das statische Widerlager für den Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ . In den Abbildungen C1 bis C4 im Anhang C 1ff. ist das gesamte Verschlussystem detailliert dargestellt.

Tabelle 6-2: Geometrie des stat. Widerlagers für den Streckenquerschnitt  $A_{SR}=10 \text{ m}^2$ 

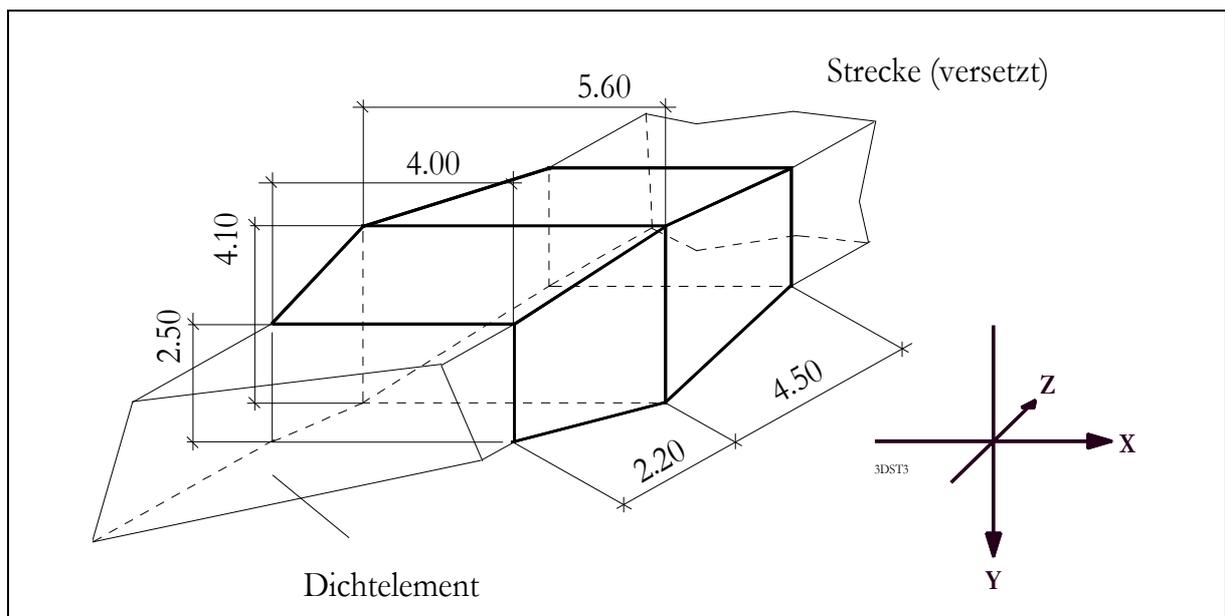
Konturwinkel Lastverteilungsbereich	$\beta_{LV}$	$20^\circ$
Konturwinkel Lastabtragsbereich	$\beta_{LA}$	$10^\circ$
Länge Widerlager	$l_W$	6.70 m
Länge Lastabtragsbereich	$l_{LA}$	4.50 m
Länge Lastverteilungsbereich	$l_{LV}$	2.20 m
Konturtiefe	$a_k$	0.80 m

Für Streckenquerschnitte von größer  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  sind zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit, die erforderlichen Abmessungen in Tabelle 6-3 enthalten. Die untersuchten Streckenquerschnitte weisen dabei alle ein Verhältnis Breite zu Höhe von etwa 1.7 auf. Die Länge des lastabtragenden Bereiches für eine Strecke mit einer Höhe von 4.50 m und  $36 \text{ m}^2$  Querschnitt beträgt 8.10 m bei einer Gesamtlänge des Widerlagers von 12.0 m. Als maximale Widerlagerhöhe werden 7.40 m und für die maximale Widerlagerbreite werden 10.9 m berechnet.

Tabelle 6-3: Mindestanforderungen an Widerlagergeometrien zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit bei verschiedenen Streckenquerschnitten

Streckenquerschnitt	$b_{SR}$	$h_{SR}$	$b_{WL}$	$h_{WL}$	$A_{WL}$	$l_{WL}$	$l_{LV}$	$l_{LA}$
[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m]
10.0	4.00	2.50	5.60	4.10	22.8	6.70	2.20	4.50
21.0	6.00	3.50	8.25	5.75	47.0	9.40	3.10	6.30
36.0	8.00	4.50	10.90	7.40	80.0	12.00	3.90	8.10

Die projektierte Fugendicke  $a_f$  des Modellverbandes beträgt 5 mm. Im Falle des weichsten Systemverhaltens wird die Fugendicke unter Ansatz eines Teilsicherheitsfaktors mit  $a_f = 10$  mm zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit angesetzt. Das Fugenmaterial besteht bei Ansatz des steifsten Systemverhaltens aus dem Solemörtel der Mischung SM 3 (Abschnitt 4.6). Bei Ansatz des weichsten Systemverhaltens handelt es sich beim Fugenmaterial um einen vollständig gesättigten Sand (Abschnitt 4.5).

Abbildung 6-2: Geometrie eines Widerlagers für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10$  m<sup>2</sup>

Das Volumen eines Widerlagers bei einem Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10$  m<sup>2</sup> beträgt  $V_{WL} = 103$  m<sup>3</sup>. Dabei entfallen 67 m<sup>3</sup> auf das Volumen der Strecke und 36 m<sup>3</sup> auf die herzustellende Kontur im Lastverteilungs- bzw. Lastabtragsbereich.

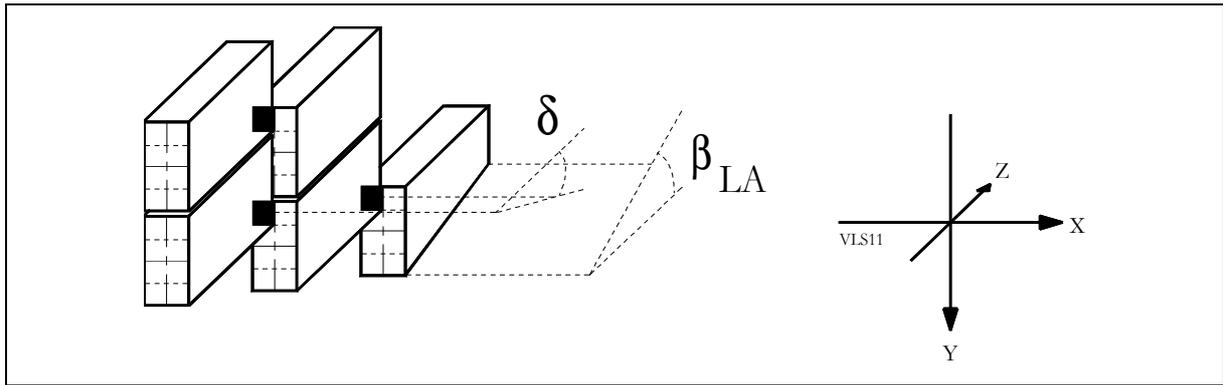


Abbildung 6-3: Orientierung der Steine im Verband im Streckenbereich zwischen Firste und Sohle

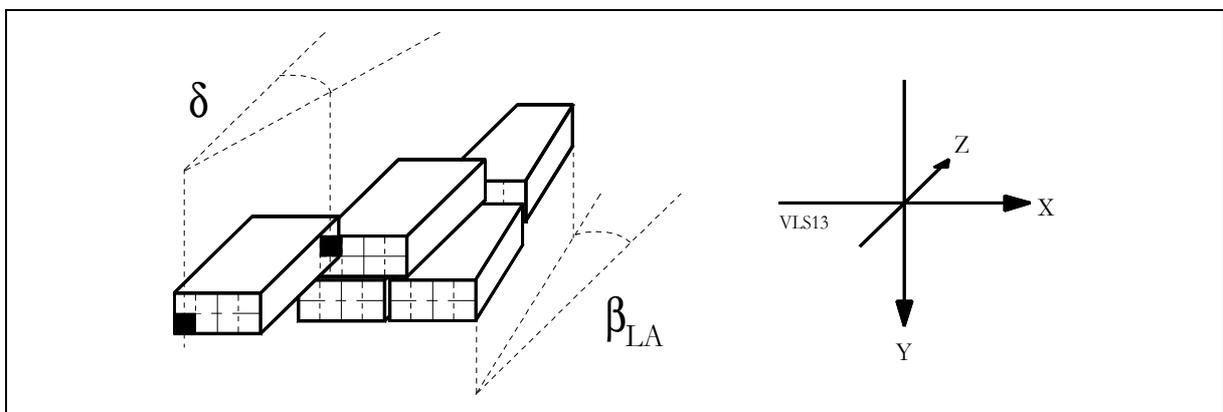


Abbildung 6-4: Orientierung der Steine im Konturbereich der Stöße

Tabelle 6-4: Kontaktflächen von Dichtelement und Widerlager bei verschiedenen Streckenquerschnitten  $A_{SR} = (10 \text{ bis } 36) \text{ m}^2$

Streckenquerschnitt	Dichtelement <sup>1)</sup>	2 Widerlager	Kontaktfläche des gesamten Bauwerks
[ m <sup>2</sup> ]	[ m <sup>2</sup> ]		
10.0	120	240	360
21.0	250	480	730
36.0	425	800	1225

<sup>1)</sup> Länge des Dichtelementes nach Tabelle 6-1

Als Kontaktfläche zum Gebirge entsteht bei einem Streckenquerschnitt von  $10 \text{ m}^2$  im Bereich der beiden Widerlager eine Fläche von  $240 \text{ m}^2$ . Im Bereich des Dichtelementes beträgt die Kontaktfläche  $120 \text{ m}^2$  bei einer Länge von  $l_{DE} = 9.0 \text{ m}$ . In Tabelle 6-4 sind die Kontaktflächen für Bauwerke in Strecken mit einem Querschnitt von größer  $10 \text{ m}^2$  zusammengestellt. Ein Verschlussbauwerk für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 36 \text{ m}^2$  wird danach als gesamte Kontaktfläche  $1225 \text{ m}^2$  aufweisen. Auf das Dichtelement entfallen  $425 \text{ m}^2$  und auf die beiden Widerlager insgesamt  $800 \text{ m}^2$ .

## 6.2.3 Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Widerlagerverbandes

### 6.2.3.1 Druckfestigkeit des Mauerwerksverbandes

Nach Gleichung (3-10) (Abschnitt 3.2.3.3) kann mit den Festigkeitsparametern des Steines, des Fugenmaterials und den entsprechenden geometrischen Bedingungen des Verbandes eine Mauerwerksdruckfestigkeit berechnet werden. Bei Variation der Fugendicke erhält man die in Abbildung 6-5 dargestellte Abhängigkeit der Verbandsfestigkeit von der Fugendicke.

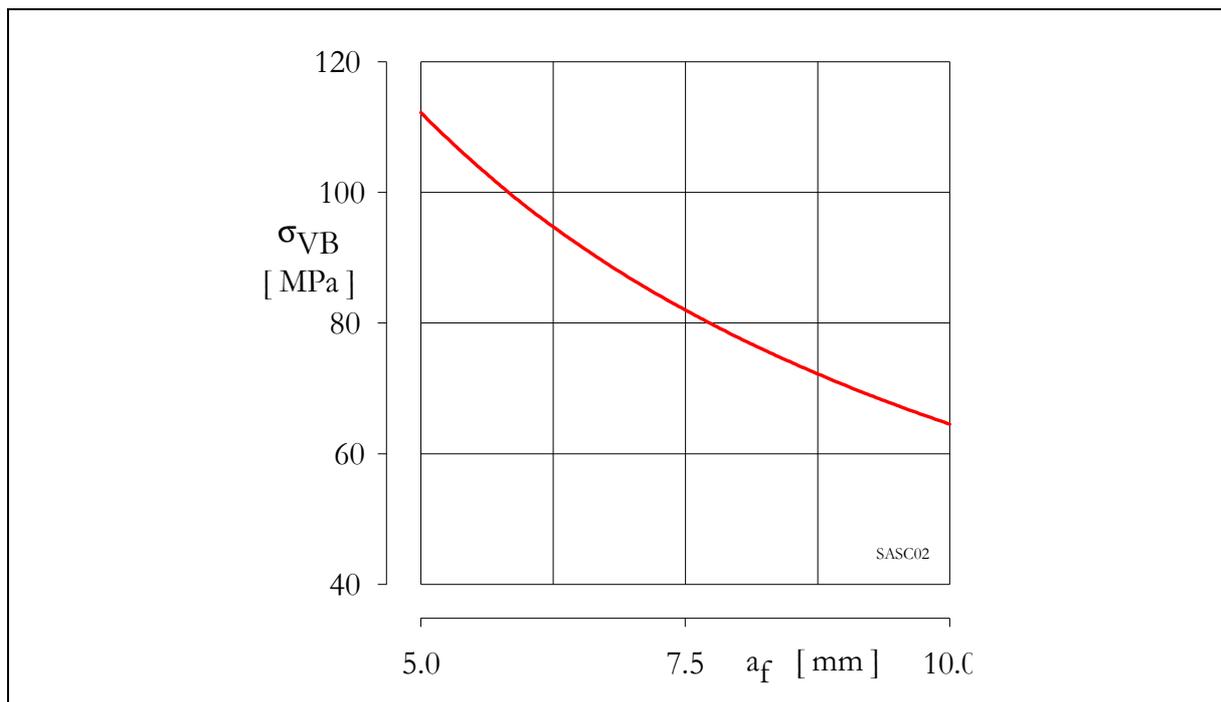


Abbildung 6-5: Verbandsfestigkeit nach (SABHA & WEIGERT 1997) in Abhängigkeit von der Fugendicke

Für den entworfenen Mauerwerksverband wird eine minimale Druckfestigkeit von  $\sigma_{VB} = 64.5$  MPa berechnet. In dieser Berechnung wird dem Fugenmaterial konservativ keine Druckfestigkeit zugewiesen.

Würde man für das Fugenmaterial die Druckfestigkeit des verwendeten Solemörtels  $\sigma_{d,sm} = 18$  MPa (vergleiche Abschnitt 4.6) ansetzen, so ergibt sich daraus bei einer mittleren Fugendicke von 10 mm eine Verbandsfestigkeit von  $\sigma_{VB} = 95.1$  MPa. Verringert man zusätzlich die Fugendicke von 10 mm auf die projektierte Fugendicke von 5 mm, so steigt die Druckfestigkeit auf den Wert  $\sigma_{VB} = 138.8$  MPa (Tabelle 6-5).

Tabelle 6-5: Druckfestigkeit des Mauerwerksverbandes nach Gleichung (3-10) für unterschiedliche Fugendicken und Fugenfestigkeiten

Fugendicke	$\sigma_{d,sm}$	$\sigma_{d,sb}$	$\sigma_{VB}$
[mm]	[MPa]		
10	0	400	64.5
10	18	400	95.1
5	18	400	138.8

<sup>1)</sup> Länge des Dichtelementes nach Tabelle 6-1

### 6.2.3.2 Schubfestigkeit des Mauerwerksverbandes

Mit Gleichung (3-14) (Abschnitt 3.2.3.4) kann nach (MÜLLER & MANN 1985) eine Bruchhüllende berechnet werden, die für schubbeanspruchtes Mauerwerk in einem Läuferverband ( $\tau_{\max} = 2.3 \tau$ ) gilt. In Abbildung 6-6 ist die Bruchhüllende für den Verband nach (MÜLLER & MANN 1985) dargestellt. Die Zugfestigkeit der Steine wird mit  $\sigma_{t,sb} = 14.5$  MPa angesetzt (abgeleitet aus mehreren Triaxialversuchen, siehe Abschnitt 4.4). Übersteigt die Belastung des Verbandes (Läuferverband) 30 MPa, so werden durch die Fugen Schubspannungen (unterbrochene Linie in der Abbildung) übertragen, welche die Zugfestigkeit der Steine überschreitet.

Geht man aufgrund der schalenweisen Verlegung der Steine im Widerlagerverband von maximalen Scherspannungen  $\tau_{\max} \approx \tau$  aus (vergleiche Abschnitt 3.2.3.4), so ergeben sich wesentlich größere, durch den Verband aufnehmbare Schubspannungen (Obere Hüllkurve in Abbildung 6-6). In diesem Fall können die übertragbaren Schubspannungen in den Fugen die Zugfestigkeit des Steinmaterials im Innern der Steine nicht überschreiten. Bei einer Belastung von etwa 47 MPa versagt der schubbeanspruchte Verband durch Überschreiten der Druckfestigkeit.

### 6.2.3.3 Verbandsscherfestigkeit

Nach Gleichung (3-9) (Abschnitt 3.2.3.2) kann eine Bruchspannung berechnet werden, bei der die Scherfestigkeit im Stein überschritten wird. Für die Einwirkungskombination A (Laugendruck) wird bei minimaler Überdeckung der Steine (1/8 der Querschnittsfläche eines Steines in Belastungsrichtung) für eine Steinlänge von  $l_{St} = 250$  mm eine Bruchspannung von 95.6 MPa berechnet. Für eine Steinlänge von  $l_{St} = 125$  mm beträgt die Bruchspannung 48.9 MPa.

Bei voll wirksamen Gebirgsdruck ( $\sigma_3 = 20$  MPa) steigt die Bruchspannung auf 163.5 MPa (Steinlänge  $l_{St} = 250$  mm) beziehungsweise 83.6 MPa (Steinlänge  $l_{St} = 125$  mm) an. In Tabelle 6-6 sind die Berechnungen für verschiedene Überdeckungsmaße und Steinformate aufgeführt. In Abbildung 6-7 ist der Steinkontakt für das Überdeckungsmaß  $b_{\bar{U}} = 0.75$  dargestellt. Dieses Überdeckungsmaß ergibt die minimal zulässige Überdeckungsfläche zwischen den Steinen zweier aufeinander folgender Schalen.

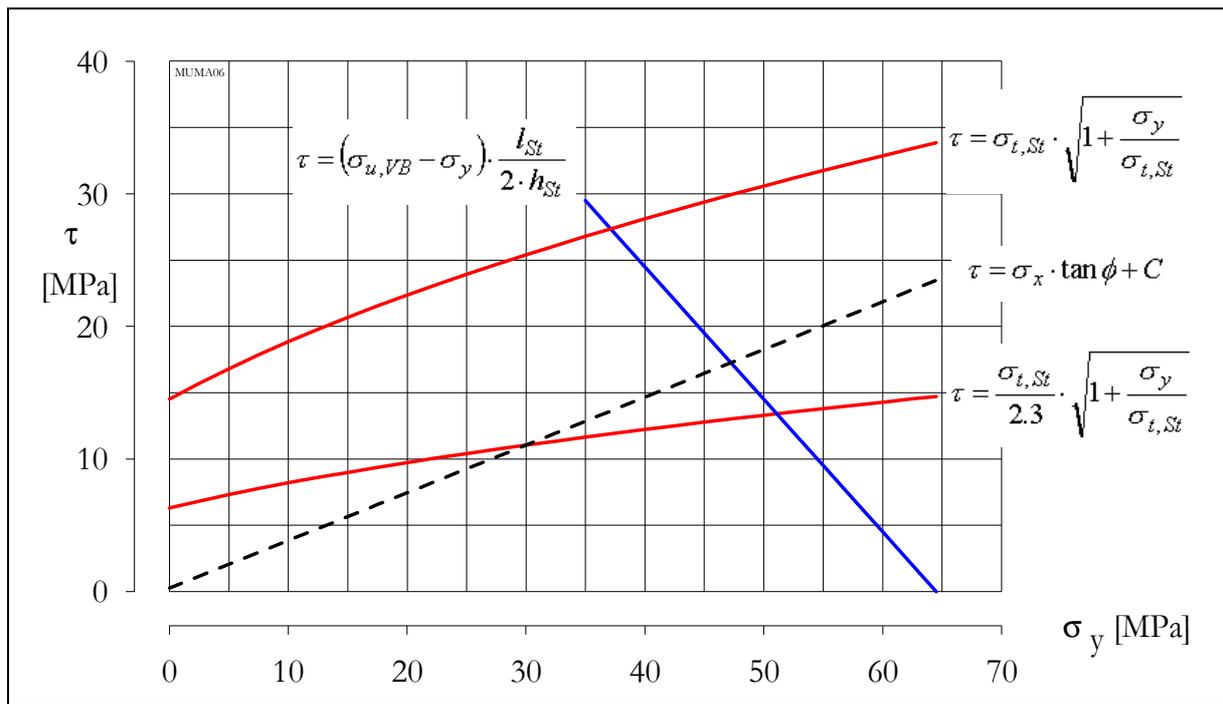


Abbildung 6-6: Brucheneinhüllende und modifizierte Brucheneinhüllende für das zu bemessende Mauerwerk aus Schmelzbasaltsteinen

Tabelle 6-6: Bruchscherspannungen in Abhängigkeit der Überdeckungsmaße b<sub>Ü</sub> (0.25 - 0.75)

b <sub>Ü</sub>	A <sub>Ü</sub> /A <sub>1</sub>	b <sub>St</sub>	l <sub>St</sub>	h <sub>St</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>Scher</sub>	σ <sub>SB</sub> (τ = 93 MPa)	σ <sub>SB</sub> (τ = 159 MPa)
		[mm]			[mm <sup>2</sup> ]		[MPa]	
0.75	0.125	125	250	60	7500	7713	95.6	163.5
0.50	0.250	125	250	60	7500	11734	145.5	248.8
0.25	0.375	125	250	60	7500	15808	196.0	335.1
0.75	0.125	125	125	60	7500	3941	48.9	83.6
0.50	0.250	125	125	60	7500	6113	75.8	129.6
0.25	0.375	125	125	60	7500	8370	103.8	177.4

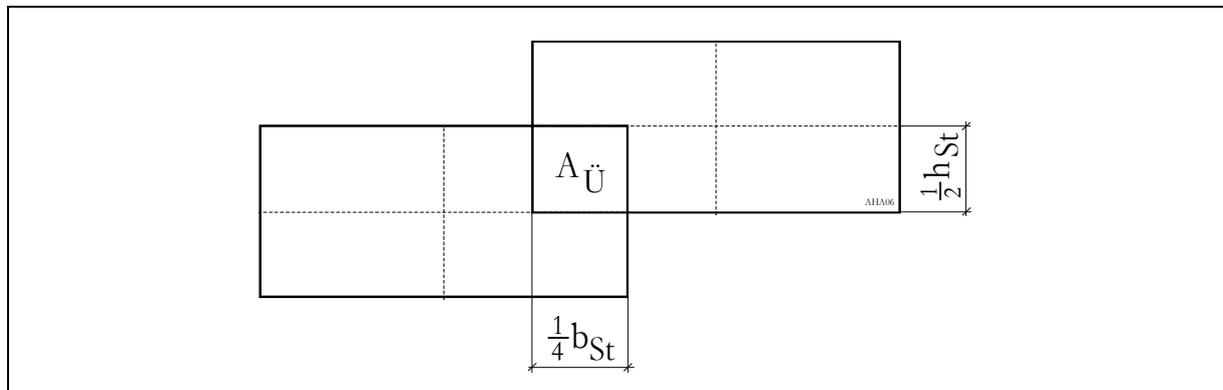


Abbildung 6-7: Überdeckungsmaß der Steine zwischen den einzelnen Schalen

### 6.2.3.4 Steifstes Systemverhalten

Zur Bestimmung des steifsten Systemverhaltens werden konservativ die folgenden Annahmen getroffen:

- minimale Fugendicken im Mauerwerksverband von  $a_f = 5 \text{ mm}$
- maximale Steifigkeit des Fugenmaterials  $E_f = 10 \text{ GPa}$  (Solemörtel SM 3, Abschnitt 4.6).

Mit diesen Eingangsgrößen wird in der jeweiligen Orientierung ein maximal möglicher Verformungsmodul unter der Voraussetzung bestimmt, dass das Fugenmaterial nicht über seine Druckfestigkeit belastet wird.

In Tabelle 6-7 sind die nach Gleichung (3-22) berechneten ideellen E - Module in entsprechender Orientierung aufgeführt.

Tabelle 6-7: Ideelle E - Module für einen Verband aus Schmelzbasaltsteinen mit Salzmörtelfugen (steifstes Systemverhalten)

Orientierung	E - Modul	
		[GPa]
Z	$E_z$	85.0
Y	$E_y$	75.0
X	$E_x$	60.0

Die Druckfestigkeit des Fugenmaterials wurde für eine Mörtelmischung mit einem Zementgehalt von 25 % (Mörtelmischung SM 3) zu  $\sigma_{d,sm} = 18 \text{ MPa}$  bestimmt (28 - Tagefestigkeit, Abschnitt 4.6). Der E - Modul dieses Materials von  $E = 10 \text{ GPa}$  wurde als Sekantenmodul bei einer Spannung von 1/3 des Wertes der Druckfestigkeit ermittelt. Er gilt daher auch nur für Belastungen in diesem Spannungsbereich. Wird das Material mit Spannungen im Bereich der Druckfestigkeit belastet, so reagiert es wesentlich weicher. Für die geprüften Probekörper fällt der E - Modul im Bruchzustand auf Werte zwischen 0.25 und 0.66 des E - Moduls ab, der bei 1/3 der Druckfestigkeit bestimmt wird.

Bei Überschreiten der Druckfestigkeit plastifiziert das Material in den Fugen und die Steifigkeit sinkt weiter. Als Folge dessen reagiert das gesamte System nach Erreichen der Druckfestigkeit des Fugenmaterials wesentlich weicher, als es mit den konservativen Annahmen (Tabelle 6-7) prognostiziert wird. Die Abbildung 6-8 zeigt den ideellen E - Modul in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Fugenmaterials.

Fällt die Steifigkeit des Fugenmaterials auf 25 %, so sinkt der ideelle E - Modul des Verbandes je nach Fugendicke auf (40 bis 55) % des Ursprungswertes bei Annahme des steifsten Systemverhaltens. Der tatsächlich vorhandene E - Modul wird deshalb mit der konservativen Annahme des steifsten Verhaltens stark überschätzt.

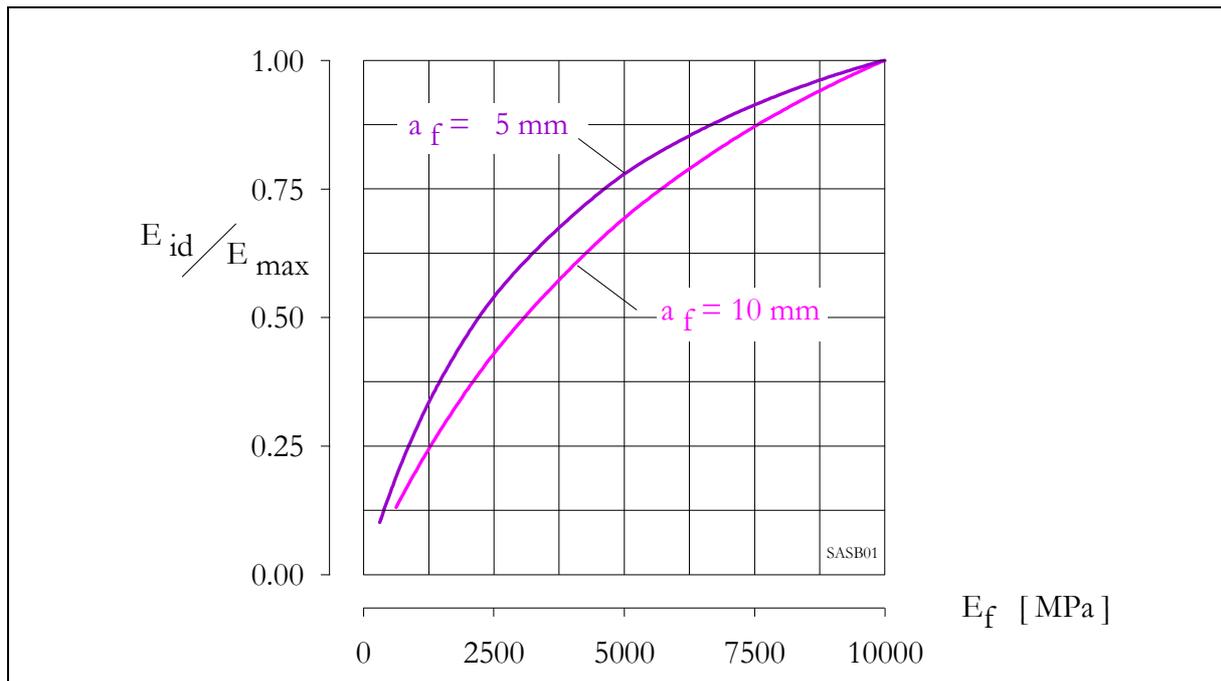


Abbildung 6-8: Normierter ideeller E - Moduls bei abnehmender Steifigkeit des Fugenmaterials ( $E_{id}$  auf max.  $E_{id} = 75$  GPa in Richtung Y normiert) für die Fugendicken  $d_f = 5$  mm und  $d_f = 10$  mm

### 6.2.3.5 Weichstes Systemverhalten

Zur Bestimmung der geringsten Steifigkeiten wird als Fugenmaterial ein gesättigter Sand angenommen. In Oedometerversuchen (Abschnitt 5.1.2) wurde das Verformungsverhalten von wassergesättigten Sandproben bestimmt. Die bezogene Lagerungsdichte bei diesen Versuchen betrug im Mittel  $I_D = 0.09$ . Diese lockere Einbaudichte stellt ungünstige Einbaubedingungen dar. Die Berechnung (Gleichung ((3-22)) der ideellen Verformungsmodule enthält durch den Ansatz der maximalen Fugendicke  $a_f = 10$  mm einen Teilsicherheitsfaktor von etwa  $S_{p,R} = 2.0$ . Folgende konservativen Annahmen werden zur Berechnung der geringsten Steifigkeiten getroffen:

- maximale Fugendicken  $a_f = 10$  mm
- minimale Steifigkeit des Fugenmaterials  $E_S = 60$  MPa (gesättigter Sand bei einer Belastung von 2 MPa, Abschnitt 4.5).

In Abbildung 6-9 ist das anisotrope Verformungsverhalten des Widerlagerverbandes, bestehend aus Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen, in trockenem und gesättigtem Zustand dargestellt (Berechnung nach Gleichung (3-22) mit Ansatz des Verformungsverhaltens der in Oedometerversuchen geprüften Sandproben).

Für in Abschnitt 6.2.2.2 entworfene Verlegeschema werden nach Gleichung (3-22) in den Achsen x, y und z die in Tabelle 6-8 aufgezeigten Verformungsparameter bestimmt.

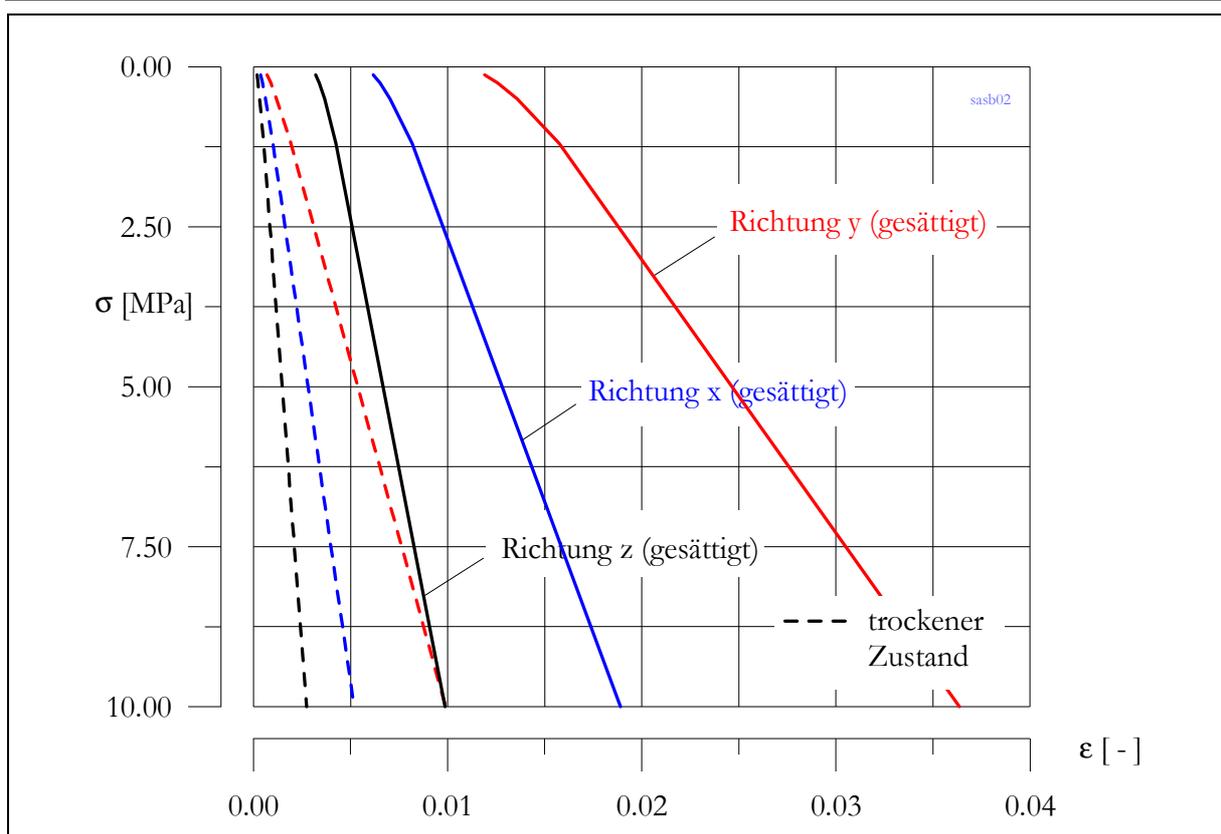


Abbildung 6-9: Last - Verformungs - Verhalten eines Verbandes aus Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen unter trockenen und gesättigten Bedingungen

Tabelle 6-8: Ideelle E - Module für den Verband Schmelzbasaltsteine mit Sandfugen (weichstes Systemverhalten) für die Fugendicken  $a_f = (5 \text{ und } 10) \text{ mm}$  und Anfangssetzungen in den einzelnen Orientierungen

Orientierung	E-Modul		Anfangsetzung des Verbandes $\epsilon$		
		$a_f = 10 \text{ mm}^1$	$a_f = 5 \text{ mm}^1$		
		[MPa]		[-]	
Z	$E_z$	1570	2970	$\epsilon_z$	0.002
Y	$E_y$	820	1537	$\epsilon_y$	0.004
X	$E_x$	430	774	$\epsilon_x$	0.008

<sup>1)</sup> Fugendicke

Durch Prismenversuche (Abschnitt 5.1.2) wurde die Anfangsverformung von Sandfugen mit  $\epsilon_f = 0.004$  bestimmt. Diese Verformung kann auf den unter Abschnitt 6.2.2.2 entworfenen Verband übertragen werden, da der Anteil der Fugen in Richtung y nahezu identisch ist.

Der Fugenteil (Richtung y) im zu bemessenden Verband beträgt  $n_f = 0.08$  bei einer Fugendicke von  $d_f = 10 \text{ mm}$ . Da bei den Prismenversuchen der Fugenteil  $n_f \geq 0.084$  betrug, wird die Anfangsverformung hier überschätzt und die Berechnungen enthalten

eine zusätzliche Sicherheit. In Richtung  $x$  und  $z$  kann über die Verhältnisse der Fugendicken eine Anfangssetzung berechnet werden (Gleichung (5-3)). In Tabelle 6-8 sind die berechneten ideellen  $E$ -Module und die Anfangssetzungen in die jeweilige Richtung zusammengefasst.

### 6.2.3.6 Eigenschaften der Kontaktfuge Widerlager – Gebirge

Die Scherfestigkeit der Kontaktfuge wurde durch Scherversuche in einem Großschergerät bestimmt. In der Versuchseinrichtung konnten die Probekörper mit einer Normalspannung bis maximal 10 MPa belastet werden. Der Rahmen des Gerätes nahm Scherkräfte bis maximal 900 kN auf. Die Probekörper wiesen eine Fläche von etwa 200 cm<sup>2</sup> auf.

Durch (KAWKA & MIKULITSCH 1999) und (FLIß & KAWKA 2001a) wurden umfangreiche Untersuchungen zum Verhalten verschiedener Fugen- und Steinmaterialien durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Auszügen in Anlage B01ff. enthalten.

Für Versuche mit Basalt und Gabbro wurde als Fugenmaterial ein Feinsand mit einem Größtkorn von  $d_{\max} = 0.7$  mm eingesetzt. Für dieses System wurde ein Bruchreibungswinkel von  $\varphi = 20^\circ$  bestimmt. Bruch- und Restreibungswinkel sind identisch (vergleiche Abbildung B1 in Anlage B03).

Für die Kontaktfugen zwischen dem Widerlagerverband und der Gebirgskontur wird daher in den Prognoserechnungen der Abschnitte 6.3.1 und 6.3.2 ein Reibungswinkel von  $\varphi_{\text{WLGE}} = 20^\circ$  angesetzt.

### 6.2.4 Tragfähigkeit der Gebirgskontur

Durch das Institut für Gebirgsmechanik Leipzig wurden gesteinsmechanische Untersuchungen an Proben aus Staßfurtsteinsalz der Grube Sondershausen durchgeführt (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b). In dreiaxialen Druck- und Kriechversuchen sowie einaxialen Druckversuchen wurden 25 Proben geprüft. Die Ergebnisse dieser Prüfung sind in Tabelle 6-9 aufgezeigt.

Tabelle 6-9: Mechanische Eigenschaften von Staßfurtsteinsalz

E - Modul	$E$	30.10 GPa
Querdehnzahl	$\nu$	0.22 [-]
Dichte	$\rho$	2.171 g/cm <sup>3</sup>
Druckfestigkeit (einaxial)	$\sigma_d$	34.03 MPa
Zugfestigkeit	$\sigma_t$	$\leq 2.00$ MPa <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> (XIE 2001)

In Abbildung 6-10 sind das Festigkeitsverhalten und die Dilatanzgrenze in Abhängigkeit von der Einspannung dargestellt. Nach (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b) kann die Dilatanzgrenze bei ausreichenden Festigkeitsreserven stark konservativ mit 25 % der

maximalen Effektivspannung angesetzt werden. Das Kriechverhalten wurde in mehrstufigen triaxialen Kriechversuchen über Standzeiten bis zu 160 Tagen untersucht. Die Manteldrücke variierten zwischen (0.5 und 10) MPa. Die maximalen Effektivspannungen betragen in der zweiten Laststufe der Kriechversuche (19 bis 28) MPa. Es wurden sekundäre Kriechraten zwischen ( $3.95e^{-4}$  und  $1.73e^{-5}$ )  $d^{-1}$  bestimmt.

Salinargesteine besitzen nach (XIE 2001) eine geringe Zugfestigkeit von  $\sigma_{t,sz} \leq 2.0$  MPa.

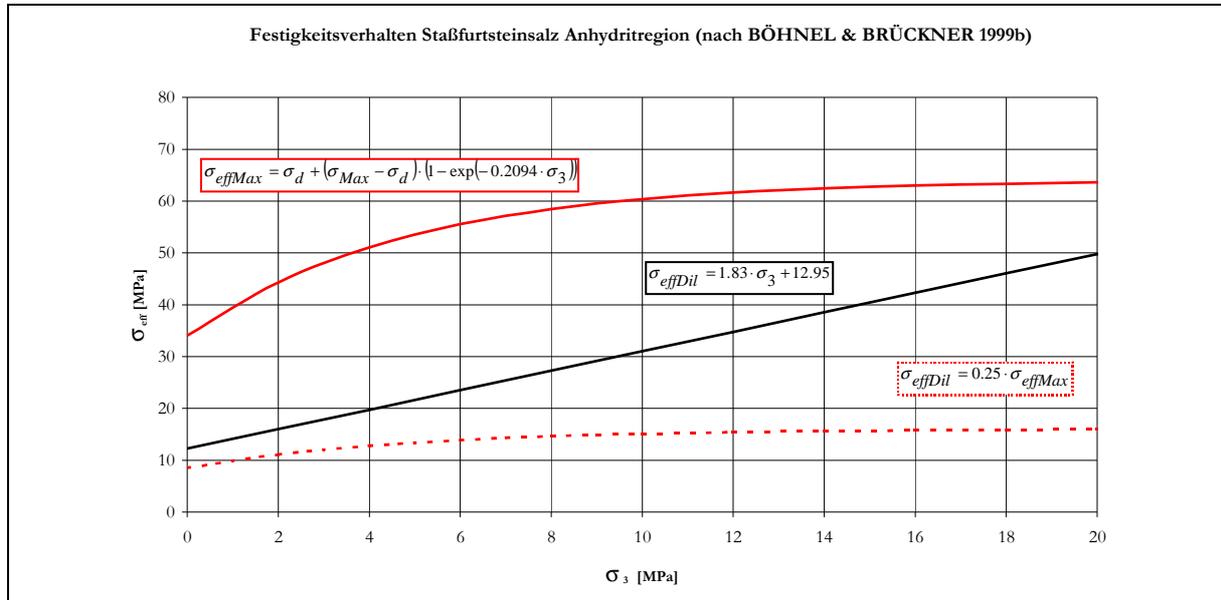


Abbildung 6-10: Festigkeit und Dilatanzgrenze von Staßfurtsteinsalz<sup>1)</sup>

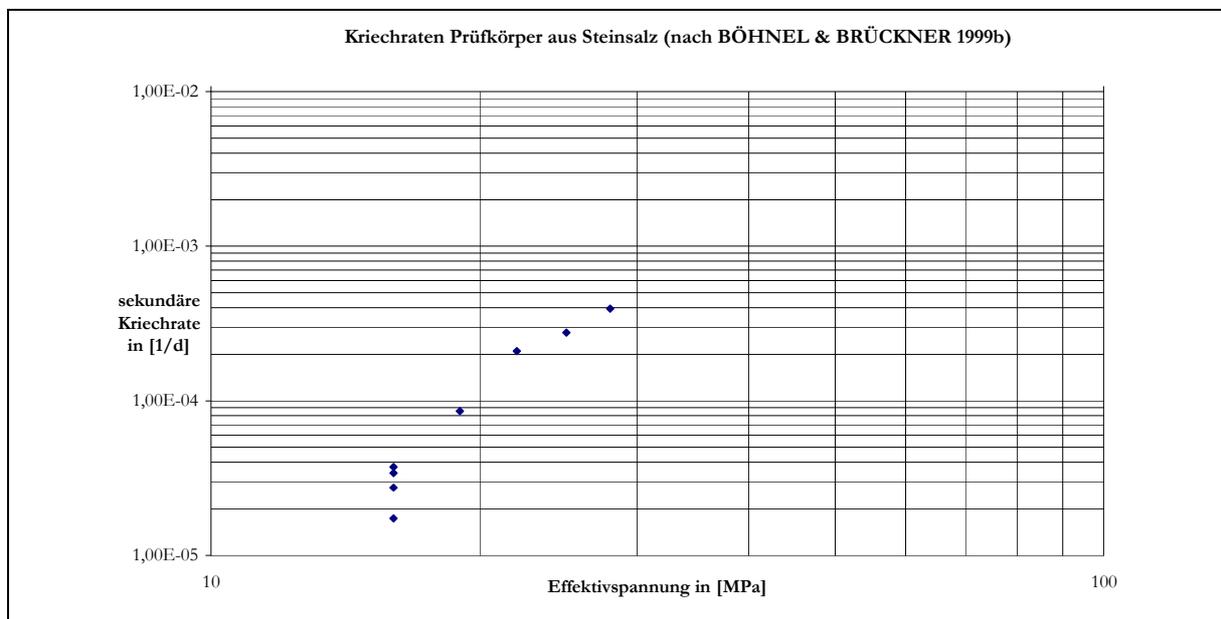


Abbildung 6-11: Sekundäre Kriechraten von Staßfurtsteinsalz<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> aus (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b)

## 6.3 Prognoserechnungen mit dem System Bauwerk – Gebirge

### 6.3.1 Blockmodell des statischen Widerlagers

Die Anwendung des Blockmodells ist auf die Einwirkungskombination A beschränkt (vergleiche Abschnitt 3.3.2), da die Beanspruchung des Widerlagers durch den Gebirgsdruck in diesem Modell unberücksichtigt bleibt. Es werden mit diesem Modell unter verschiedenen Annahmen Spannungsmittelwerte in den Kontaktflächen zwischen Widerlager und Gebirge berechnet. Diese stellen sich als Reaktionsspannungen in den lastabtragenden Flächen des Widerlagers ein. Die Mittelwerte können mit den im FEM - Modell berechneten Spannungsverteilungen verglichen werden. Die Ergebnisse aus den FEM - Modellrechnungen können so überprüft und bewertet werden. Durch diese Kontrolle wird die Zuverlässigkeit der FEM - Prognoserechnungen erhöht.

Mit dem Blockmodell wurden neben dem zu bemessenden Bauwerk verschiedene Widerlagergeometrien für Streckenquerschnitte von (21 und 32) m<sup>2</sup> untersucht. Die Geometrie entsprach dabei den Mindestanforderungen zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit (vergleiche Tabelle 6-3). Für jeden Streckenquerschnitt wurden drei Berechnungen durchgeführt.

- Lastabtrag nur über die Stöße des Widerlagers  $\sigma_y = 0 \quad \sigma_x \neq 0$
- Lastabtrag nur über Firste und Sohle des Widerlagers  $\sigma_x = 0 \quad \sigma_y \neq 0$
- Lastabtrag allseitig über die gesamte Mantelfläche des Widerlagers  $\sigma_y \neq 0 \quad \sigma_x \neq 0$

In Tabelle 6-10 sind die Ergebnisse dieser Berechnungen und die jeweils vorhandenen und statisch wirksamen Mantelflächen, über die der Lastabtrag erfolgt, entsprechend den Streckenquerschnitten aufgezeigt.

Als Parameter für die Festigkeit in den Kontaktfugen Widerlager - Gebirge werden  $\varphi = 20^\circ$  und  $c = 0 \text{ kN/m}^2$  angenommen (vergleiche Abschnitt 6.2.3.6).

Die axiale Belastung des Modells beträgt 20 MPa. Für das zu bemessende statische Widerlager mit dem Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  werden folgende mittlere Spannungen berechnet (Rechnungen WL BM 01 bis 03 in Tabelle 6-10).

- Lastabtrag nur über die Stöße  $\sigma_x = 11.66 \text{ MPa} \quad \sigma_y = 0$
- Lastabtrag nur über Firste und Sohle  $\sigma_y = 8.02 \text{ MPa} \quad \sigma_x = 0$
- Lastabtrag allseitig  $\sigma_y = 4.75 \text{ MPa} \quad \sigma_x = 4.75 \text{ MPa}$

Bei einem allseitigen und gleichmäßigen Lastabtrag betragen die mittleren Spannungen in Firste, Sohle und den Stößen jeweils 4.75 MPa. Wird der Lastabtrag nur über die Stöße realisiert, ergibt sich eine mittlere Verspannung zwischen den Stößen von  $\sigma_x = 11.66 \text{ MPa}$ . Im Falle eines Lastabtrages über Firste und Sohle beträgt die mittlere Spannung in Richtung y etwa 8 MPa.

Tabelle 6-10: Modellrechnungen des statischen Widerlagers als Blockmodell für die Einwirkungskombination A

Rechnung	A <sub>SR</sub>	A <sub>WL</sub>	F <sub>x/y</sub>	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	σ <sub>x</sub>	σ <sub>y</sub>
	[m <sup>2</sup> ]		[MN]	[m <sup>2</sup> ]		[MPa]	
WL BM 01	10.0	22.8	225	14.9	21.6	11.66	0
WL BM 02	10.0	22.8	225	14.9	21.6	0	8.02
WL BM 03	10.0	22.8	225	14.9	21.6	4.75	4.75
WL BM 04	21.0	47.0	473	29.3	45.0	12.42	0
WL BM 05	21.0	47.0	473	29.3	45.0	0	8.07
WL BM 06	21.0	47.0	473	29.3	45.0	4.89	4.89
WL BM 07	36.0	80.0	811	48.2	76.5	12.94	0
WL BM 08	36.0	80.0	811	48.2	76.5	0	8.15
WL BM 09	36.0	80.0	811	48.2	76.5	5.00	5.00

### 6.3.2 Numerische Modellrechnungen

Durch Modellrechnungen nach der Finiten Elemente- bzw. Differenzen Methode kann das Verhalten eines Verschlussystems in einem komplexen System unter verschiedenen Beanspruchungszuständen prognostiziert werden. Für die unter den Punkten 6.3.2.1 und 6.3.2.2 beschriebenen Berechnungen wird das Widerlager als Block modelliert. Der Widerlagerverband bildet ein in sich stabiles System mit variierenden Verformungseigenschaften in den Achsen x, y und z. Voraussetzung dafür ist, dass im Widerlagerverband Bruchstrukturen, die zum Versagen führen, ausgeschlossen werden. Die Gewährleistung der Inneren Sicherheit bildet damit die Grundlage der Modellrechnungen (vergleiche Abschnitt 3.2.2.2). Aufgrund von Problemen bei der Anwendung anisotroper Materialgesetze auf den Widerlagerbereich und von Kriechgesetzen auf den Gebirgsverband in den Rechencodes wurden zwei verschiedene Modelle entworfen. Das FEM - Modell (ABAQUS Standard 6.1-1) soll auf der Basis elastischer Stoffgesetze die maximale Beanspruchung der Widerlager prognostizieren. Mit dem FDM - Modell (FLAC 4.00) werden die Beanspruchung der Gebirgskontur unter Ansatz von rheologischem Materialverhalten und maximal auftretenden axialen Verschiebungen bestimmt. Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit erfolgen damit in getrennten Modellen.

### 6.3.2.1 FEM - Modell des statischen Widerlagers (ABAQUS Standard 6.1-1)

Die Berechnungen unter Annahme von elastischen Stoffmodellen werden mit dem Finite Elemente Programm ABAQUS Standard 6.1 - 1 durchgeführt. Das Modell hat insgesamt 13 200 Elemente und entspricht in den geometrischen Abmessungen dem zu bemessenden Widerlager für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ . In den Abbildungen C5 und C6 (Anlage C06) ist das FEM - Modell dargestellt.

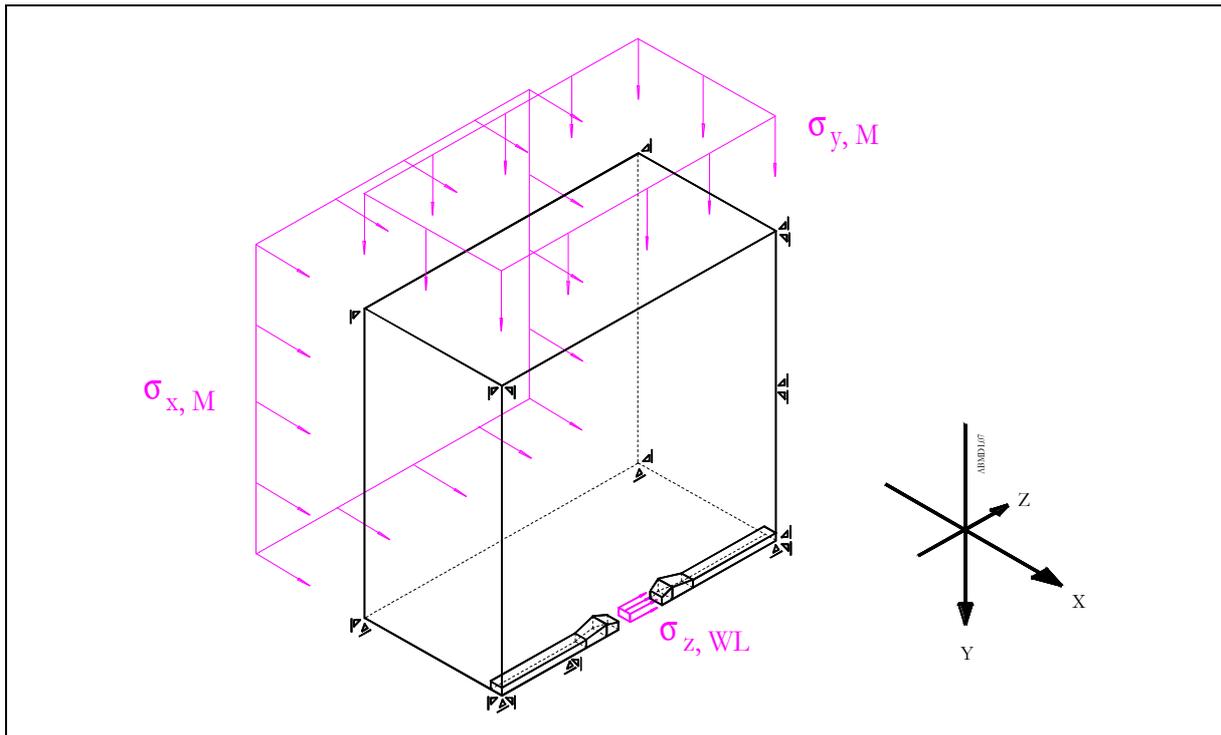


Abbildung 6-12: Numerisches FEM - Modell für ein Verschlussystem für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$

Das untersuchte Modell besteht aufgrund der symmetrischen Geometrie aus einem Viertel des Gesamtsystems. Die Abmessungen des gesamten Modells betragen (100x100 x50) m. Entsprechend den untersuchten Situationen wird das Modell mit Spannungen in Richtung x und y beaufschlagt, die dem Gebirgsdruck aus dem Einwirkungsmodell entsprechen. In Streckenachse wirkt auf das Widerlager 2 der Fluiddruck in Form der Spannung  $\sigma_z$  (Abbildung 6-12).

Die Kontaktbedingung Widerlager - Gebirge lässt parallel zur Kontaktfuge unbegrenzt Verschiebungen zu. Als Scherfestigkeit wird ein Reibungswinkel von  $\varphi = 20^\circ$  (Abschnitt 6.2.3.6) angesetzt. Die angrenzenden Strecken sind mit Salzgrus versetzt.

Das anisotrope Materialverhalten geht in die Berechnungen über variierende Verformungsparameter in den entsprechenden Orientierungsrichtungen ein.

Als Materialparameter werden im FEM - Modell folgende Parameter angenommen:

Modell Gebirge	$E = 25 \text{ GPa}$	
	$\nu = 0.25$	aus (SALZER 1999)
Modell Widerlager	anisotropes Verformungsverhalten	
	$E_{\max}$	$E_z = 85\,000 \text{ MPa}$ $E_y = 75\,000 \text{ MPa}$ $E_x = 60\,000 \text{ MPa}$
	$E_{\min}$	$E_z = 1\,600 \text{ MPa}$ $E_y = 800 \text{ MPa}$ $E_x = 80 \text{ MPa}$
	isotropes Verformungsverhalten	
	$E_{\max}$	$E_x = E_y = E_z = 75\,000 \text{ MPa}$
	$E_{\min}$	$E_x = E_y = E_z = 800 \text{ MPa}$
Modell Dichtelement	$E = 2000 \text{ MPa}$	$\nu = 0.30$
Kontaktfuge WL - GE	$\varphi = 20^\circ$	$c = 0$
Streckenversatz	$E = 185 \text{ MPa}$	$\nu = 0.30$

In der Tabelle 6-11 sind die durchgeführten Berechnungen, entsprechend den Einwirkungskombinationen A bis C, aufgezeigt.

Die Berechnungen zum Nachweis der Tragfähigkeit werden mit elastischen Modellen durchgeführt, da hier die maximalen Spannungen berechnet werden und Spannungsumlagerungen durch Plastifizierungen der Materialien ausgeschlossen werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Festigkeiten jedes einzelnen Elementes des Modells nicht überschritten werden. Die rheologischen Gebirgseigenschaften bleiben bei diesen Rechnungen unberücksichtigt. Als Gebirgsdruck wird in diesen Rechnungen konservativ  $\sigma_{GE} = 20 \text{ MPa}$  angesetzt.

### 6.3.2.2 FDM - Modell des statischen Widerlagers (FLAC 4.00)

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion und der Beanspruchung der Gebirgskontur müssen die rheologischen Eigenschaften des Gebirges berücksichtigt werden. Durch die Kriechdeformationen entsteht ein erheblicher Verschiebungsanteil in axialer Richtung. Die Kriechvorgänge führen zu Spannungsumlagerungen und entlasten damit die Gebirgskontur erheblich. Im FEM - Modell (ABAQUS) traten bei der Verwendung von Kriechgesetzen Probleme auf. Aus diesem Grunde wurde mit dem Programm FLAC 4.00 ein äquivalentes rotationssymmetrisches Modell entworfen. Es wurden die geometrischen Parameter der Konstruktion näherungsweise durch ein rotationssymmetrisches Modell erfasst. In Tabelle 6-12 sind die Abmessungen der Konstruktion und des FLAC - Modells dargestellt.

Tabelle 6-11: FEM - Berechnungen eines Verschlussystems für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  (ABAQUS - Standard 6.1 - 1)

Modell	$\sigma_{y,M}$	$\sigma_{x,M}$	$\sigma_{z,WL}$	Fall	Widerlager
	[ MPa]				
VB 03b5	20.0	20.0	20.0	B	$E_{\max}$ / anisotrop
VB 03b12	20.0	20.0	20.0	B	0.50 $E_{\max}$ / anisotrop
VB 03b9	0	0	20.0	A	$E_{\max}$ / anisotrop
VB 03c2f	20.0	20.0	0	C	$E_{\max}$ / isotrop
VB 03c2e	20.0	20.0	0	C	0.50 $E_{\max}$ / isotrop
VB 03c2b	20.0	20.0	0	C	0.25 $E_{\max}$ / isotrop
VB 03c2d	20.0	20.0	0	C	$E_{\min}$ / isotrop
VB 03d2e	30.0	30.0	0	C	0.50 $E_{\max}$ / isotrop
VB 03d2b	30.0	30.0	0	C	0.25 $E_{\max}$ / isotrop
VB 02e	0	0	20.0	A	$E_{\min}$ / anisotrop
VB 02h	0	0	3.0	A	$E_{\min}$ / anisotrop

Tabelle 6-12: Vergleich 3d Modell (FEM) mit dem rotationssymmetrischen Modell (FDM)

Modell		3d Modell (FEM)	rot.sym. Modell (FDM)
$l_{LV}$	[m]	2.20	2.60
$l_{LA}$	[m]	4.50	5.00
$h_{SR}$	[m]	1.25	1.80
$b_{SR}$	[m]	2.00	1.80
$h_{WL}$	[m]	2.05	2.75
$b_{WL}$	[m]	2.80	2.75
$\beta_{LV}$	[ °]	10.8	10.8
$\beta_{LA}$	[ °]	20.0	20.1
$A_{MF,LV}$	[m <sup>2</sup> ]	37.92	39.57
$A_{MF,LA}$	[m <sup>2</sup> ]	74.04	72.75
$A_{MF}$	[m <sup>2</sup> ]	111.97	112.32

Die Materialparameter sind in Tabelle 6-13 enthalten. Der Kontakt zwischen Konstruktion und Gebirge wurde durch ein Interface mit den Eigenschaften  $\varphi = 20^\circ$  und Kohäsion  $c = 0 \text{ kN/m}^2$  dargestellt. Das Kriechverhalten des Steinsalzgebirges wurde durch ein Kriechgesetz (Power Law) mit dem Norton Ansatz simuliert.

Tabelle 6-13: Materialparameter FDM – Modell (FLAC 4.00)

Material	K	G	n <sup>2)</sup>	A
	[MPa]	[MPa]	[ - ]	[(d MPa <sup>n</sup> ) <sup>-1</sup> ]
Steinsalzgebirge <sup>1)</sup>	1.67e4	1.00e4	4.8	6.0e-11
Widerlager	3.13e4	3.41e4	-	-
Dichtelement	1.67e3	7.69e2	-	-
Strecke (versetzt)	2.50e2	1.15e2		

1) nach (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999)

2) Spannungsexponent Norton - Ansatz

Das gesamte Modell umfasst 7150 Elemente. Als Symmetrieachse des Modells dient die Y - Achse. Der Teufendruck wirkt als Radialspannung auf den äußeren Modellrand. Der axial angreifende Fluiddruck belastet das Widerlager 2 (Abbildung 6-13). Die Abmessung des Modells sind in Abbildung C23 (Anhang C16) dargestellt. Eine detaillierte Darstellung des Verschlussystems ist in Abbildung C24 enthalten.

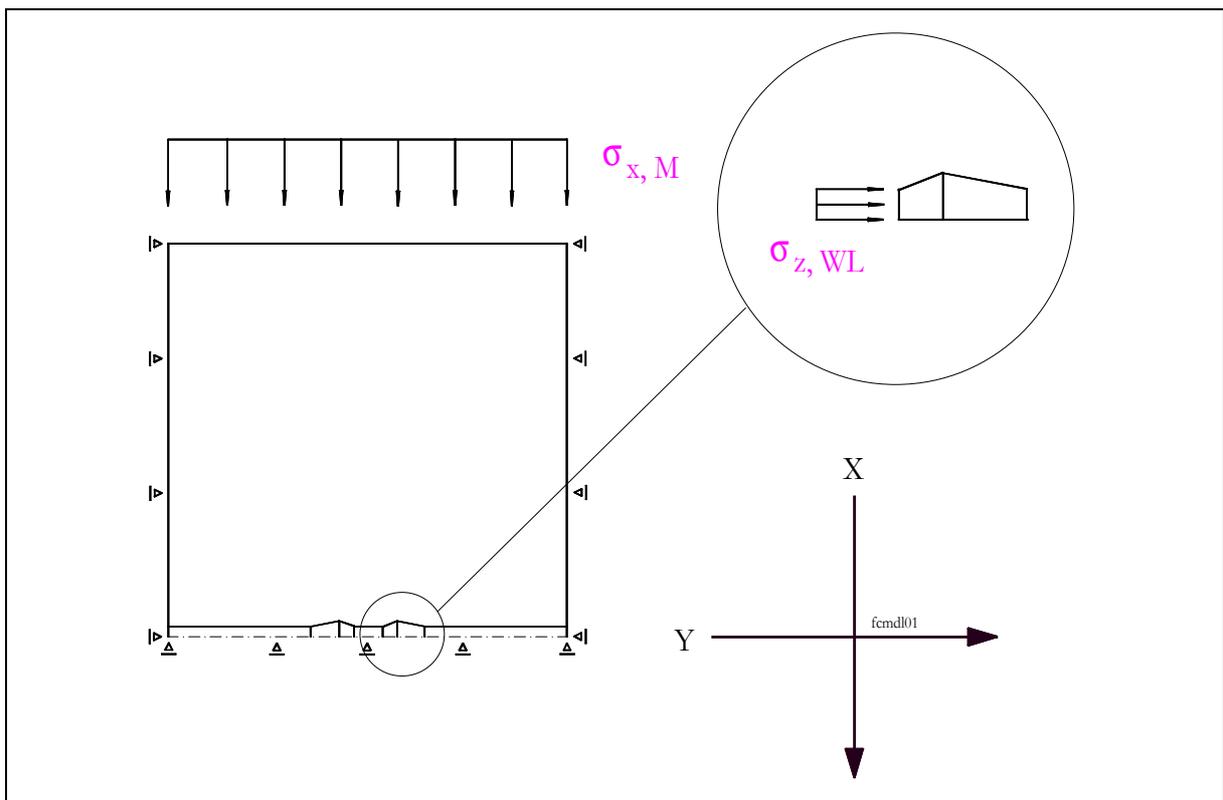


Abbildung 6-13: FDM – Modell für ein Verschlussystem für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$

Tabelle 6-14: FDM - Berechnungen eines Verschlussystems für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  (FLAC 4.00)

Modell	Einwirkungsk.	Axialdruck	Gebirgsdruck	Strecke
VB 04A	C	0	20 MPa	verfüllt
VB 04B	C	0	20 MPa	offen
VB 04C	B	20 MPa	20 MPa	verfüllt

Die Tabelle 6-14 enthält die durchgeführten Berechnungen mit dem rotationssymmetrischen Modell. In den Modellen VB 04A und B wurde die Konstruktion unter Einwirkung des Gebirgsdruckes untersucht. In der Modellrechnung VB 04C erfolgte eine Simulation des Kriechens über einen Zeitraum von 9500 Jahren. Der reine Rechenaufwand für diese Simulation betrug etwa 8 Wochen. Aus diesen Gründen wurde auf eine Berechnung über einen Zeitraum von 100 000 Jahren verzichtet. Über Regressionsanalysen der berechneten Verschiebungsraten ist es möglich, die Prognose auf größere Zeiträume auszudehnen.

## 6.4 Ergebnisse der numerischen Modellrechnungen

### 6.4.1 FEM - Modellrechnungen und Rechnungen mit dem Blockmodell

#### 6.4.1.1 Einwirkungskombination A – Laugendruck

Mit dem isotropen Widerlagermodell VB03b9 (Tabelle 6-11) wurden maximale Spannungen in vertikaler  $\sigma_y$  und in horizontaler Richtung  $\sigma_x$  zwischen (2.1 und 4.4) MPa berechnet. Dabei traten Spannungsspitzen bis 5.2 MPa in den Randbereichen des Widerlagers in Firste und Sohle auf. Die axialen Verschiebungen der Druckseite betragen  $u_z = 4.2 \text{ mm}$ .

Für das anisotrope Modell VB 02 mit Lastabtrag ausschließlich über Firste und Sohle wurden in vertikaler Richtung Normalspannungen zwischen (3.1 und 5.6) MPa berechnet. Die Spannungsspitzen in den Randbereichen betragen 9.5 MPa. Als Verschiebung in Achsrichtung wurden druckseitig  $u_z = 56 \text{ mm}$  und luftseitig  $u_z = 42 \text{ mm}$  berechnet.

In Rechnung VB 02h wirkt auf das Widerlager ausschließlich der Quelldruck des Dichtelementes in Höhe von  $\sigma_{DE} = 3 \text{ MPa}$ . Die Druckseite des Widerlagers verschiebt sich um  $u_z = 8.4 \text{ mm}$ . Die Normalspannungen  $\sigma_y$  und  $\sigma_x$  bewegen sich zwischen (0.11 und 1.49) MPa.

Die Ergebnisse der Rechnungen nach dem Blockmodell (Abschnitt 6.3.1) und die Ergebnisse der FEM - Rechnungen sind für die Einwirkungskombination A in Tabelle 6-15 aufgezeigt. Die Spannungsmittelwerte des Blockmodells zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der FEM - Berechnungen bei alleiniger Axialdruckbelastung.

Tabelle 6-15: Einwirkungskombination A - Laugendruck (ABAQUS - Standard 6.1 - 1 und Blockmodell)

Modell	Normalspannung				Verschiebung $u_{z,el}$	
	FEM - Modell		Blockmodell		FEM - Modell	
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	WLD	WLL
	[MPa]		[MPa]		[mm]	
VB 03b9	2.1 – 4.2 (5.2)	2.8 – 4.4	4.75	4.75	4.2	3.5
VB 02e	0.18 – 2.8	3.1 – 5.6 (9.5)	0	8.02	56.0	42.0
VB 02h	0.11 – 0.27	0.70 – 1.49	1.75 <sup>1)</sup>	1.20 <sup>2)</sup>	8.4	6.3

<sup>1)</sup> Lastabtrag nur zwischen den Stößen

<sup>2)</sup> Lastabtrag zwischen Firste und Sohle

### 6.4.1.2 Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck

Mit den Modellen für die Einwirkungskombination B werden bei Ansatz des steifsten Systemverhaltens in vertikaler Richtung  $y$  Spannungen von (25.2 bis 34.6) MPa ermittelt. In horizontaler Richtung zwischen den Stößen betragen die Spannungen zwischen (24.1 und 31.3) MPa. Die Verschiebung des Widerlagers in Achsrichtung  $z$  ist mit 1.5 mm sehr gering. Im Dichtelement werden Normalspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  zwischen (1.6 und 6.3) MPa prognostiziert. In den versetzten Streckenbereichen betragen die maximalen Normalspannungen 2.5 MPa zwischen den Stößen.

Bei Verringerung der Steifigkeit des Widerlagerverbandes durch die Annahme  $E = 0.5 E_{max}$  werden im Widerlager Spannungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  zwischen (20.7 und 24.9) MPa mit Spannungsspitzen bis 28.9 MPa berechnet. Durch die Verringerung des  $E$ -Moduls werden die Effekte berücksichtigt, wenn das Fugenmaterial über seine Festigkeit beansprucht wird (vergleiche Abschnitt 6.2.3.4). Das Bauwerk nimmt als Folge weniger Last aus dem Gebirge auf, während es im Dichtelement, dem Streckenversatz und der näheren Gebirgskontur zu Spannungserhöhungen kommt.

Die axiale Verschiebung der Druckseite des Widerlagers beträgt in diesem Fall 1.9 mm. Für die Luftseite wurde eine Verschiebung von  $u_z = 1.3$  mm berechnet. Tabelle 6-16 zeigt die Rechenergebnisse für die Einwirkungskombination B.

Tabelle 6-16: Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck  
(ABAQUS - Standard 6.1 - 1)

Modell	Normalspannung		Verschiebung $u_{z,el}$	
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	WLD	WLL
	[MPa]		[mm]	
VB 03b5	24.1 – 31.3 (34.9)	25.2 – 34.6 (39.3)	1.5	0.5
VB 03b12	20.7 – 23.8 (26.9)	20.9 – 24.9 (28.9)	1.9	1.3

### 6.4.1.3 Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck

Für die Untersuchung der Einwirkungskombination C wurden, wie schon bei Fall B, die maximalen Steifigkeiten des Widerlagerverbandes variiert, um den realen Bedingungen nach Überschreiten der Druckfestigkeit des Fugenmaterials besser zu entsprechen. Mit maximalem E - Modul des Widerlagerverbandes werden die Spannungen im Widerlager  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  zu (23.6 bis 32.4) MPa bestimmt. Die Spannungsspitzen in den Randbereichen des Widerlagers erreichen Werte bis 41.3 MPa. Die Modelle mit Ansatz des reduzierten E - Moduls  $E = 0.5 E_{max}$  ergeben Spannungen zwischen (20.8 und 28.8) MPa. Für den Ansatz des minimalen E - Moduls werden Spannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  bis 6.2 MPa errechnet. In den Rechnungen VB 03d2e und 2b mit einem Gebirgsdruck von  $\sigma_{GE} = 30$  MPa werden Spannungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  zwischen (31.2 - 37.3) MPa bei einer Steifigkeit des Widerlagerverbandes von  $E = 0.5 E_{max}$  berechnet. Die Verringerung des E - Moduls auf  $0.25 E_{max}$  ergab Spannungen zwischen (18.0 und 31.6) MPa. In Tabelle 6-17 sind die Ergebnisse der Rechnungen für Einwirkungskombination C zusammengestellt.

Tabelle 6-17: Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck (ABAQUS - Standard 6.1 - 1)

Modell	Modellparameter		Normalspannung	
	$\sigma_{GE}$	$E_{WL}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$
	[MPa]		[MPa]	
VB 03c2f	20	1.00 $E_{max}$	25.8 – 32.5 (39.2)	23.6 – 32.4 (41.3)
VB 03c2e	20	0.50 $E_{max}$	20.8 – 23.8 (32.9)	20.9 – 28.8 (32.9)
VB 03c2b	20	0.25 $E_{max}$	12.0 – 18.0	13.2 – 21.1
VB 03c2d	20	1.00 $E_{min}$	0 – 3.5	0 – 6.2
VB 03d2e	30	0.50 $E_{max}$	31.2 – 35.7	31.3 – 37.3
VB 03d2b	30	0.25 $E_{max}$	18.0 – 27.0	19.8 – 31.6

## 6.4.2 FDM - Modellrechnungen für die Einwirkungskombinationen B und C

Mit den Modellen VB 04A und VB 04B (Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck, siehe Tabelle 6-14) wurden im Lastabtragsbereich des Widerlagers Radialspannungen  $\sigma_{xx}$  zwischen (12.5 und 15) MPa berechnet. Die Tangentialspannungen  $\sigma_{zz}$  betragen hier (20 bis 25) MPa. Im Modell VB 04C (Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck) betragen die Radialspannungen nach 9500 Jahren etwa 10.0 MPa. Die Tangentialspannungen betragen hier maximal  $\sigma_{zz} = 8.3$  MPa.

Tabelle 6-18: Ergebnisse der FDM - Modellrechnungen (FLAC 4.00)

Modell	Spannung im Kontaktbereich			Verschiebung WLD
	$\sigma_{xx}$	$\sigma_{zz}$	$\tau_{xy}$	$u_{z,cr}$
	[MPa]			[m]
VB 04A	15.0	20.0	5.0	-
VB 04B	12.5	25.0	5.0	-
VB 04C	10.0	8.3	0.8	0.22 <sup>1)</sup> Kriechrate: 5.8e-6 m/Jahr

<sup>1)</sup> nach 9500 Jahren Simulationszeit

In Tabelle 6-19 sind die berechneten Effektivspannungen den Modellen entsprechend aufgeführt. Im Falle der unverfüllten Strecke auf der Luftseite des Widerlagers (VB 04B) treten die größten Effektivspannungen auf. Für die Einwirkungskombination C mit verfüllter Strecke (VB 04A) werden Effektivspannungen bis maximal 11.5 MPa errechnet. Die geringste Beanspruchung erfährt die Gebirgskontur unter Einwirkungskombination B mit maximal 2.50 MPa. Der Parameter a (Tabelle 6-19) beschreibt den Abstand vom Widerlager im Bereich der versetzten Strecke auf der Luftseite des Verschlussbauwerkes.

Tabelle 6-19: Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2 (FLAC 4.00)

Modell	$\sigma_{eff}$ Widerlager 2		$\sigma_{eff}$ versetzte Strecke	
	Druckseite	Luftseite	a = 4.0 m <sup>1)</sup>	a = 8.0 m <sup>1)</sup>
	[MPa]		[MPa]	
	9.7	9.7 – 10.4	11.4	11.4
VB 04A	38.9 – 39.8	37.9 – 39.8	40.4	40.4
VB 04B	2.50	2.4 – 2.5	2.1	1.9

<sup>1)</sup> Abstand von der Luftseite des Widerlagers

Im Modell VB 04B werden Effektivspannungen im Gebirgsverband zwischen (37.9 und 40.4) MPa berechnet. Die vorhandenen Festigkeiten werden damit erheblich überschritten. Ein Versatz der Strecken im Bereich des Verschlussystems ist unbedingt erforderlich. Die Rechnung VB 04C ergab nach 9500 Jahren eine mittlere Verschiebung der Druckseite des Widerlagers um  $u_z = 0.22$  m. Die Verschiebungsrate der Druckseite beträgt nach 9500 Jahren  $5.8 \cdot 10^{-6}$  m/Jahr mit abnehmender Tendenz. In Abbildung 6-14 ist der Verlauf der berechneten Verschiebungsrate über der Zeit dargestellt (roter Graph bis 7000 Jahre).

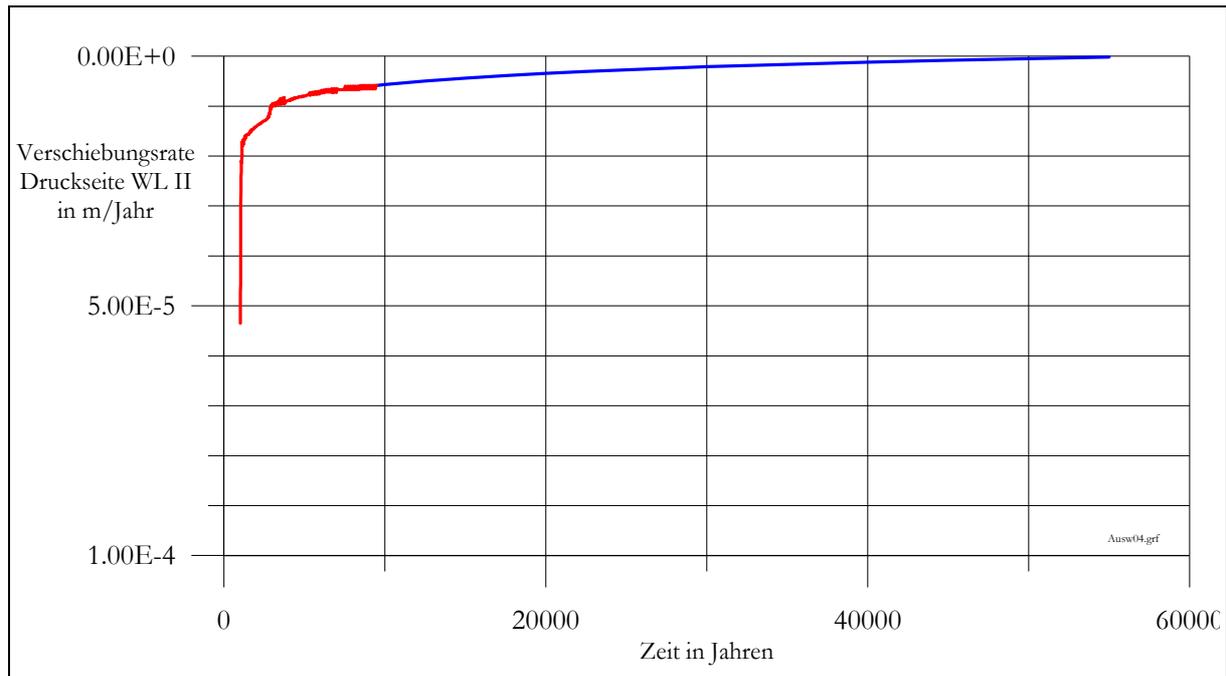


Abbildung 6-14: Verschiebungsrate der Druckseite Widerlager 2 über der Zeit

Durch Regression der Verschiebungsraten aus Rechnung VB 04C (vergleiche Tabelle 6-18) im Bereich zwischen 4000 und 9500 Jahren (blauer Graph in Abbildung 6-14) wurde versucht, die Prognose auf größere Zeiträume auszudehnen. Anlage C22 enthält die Regressionsparameter.

Nach etwa 55 000 Jahren strebt die Verschiebungsrate gegen null. Die Verschiebung der Druckseite des Widerlagers beträgt nach 55 000 Jahren etwa  $u_z = 0.31$  m. Die Abbildung 6-15 zeigt den Verschiebungsverlauf der Druckseite auf der Basis der regressiv bestimmten Verschiebungsraten.

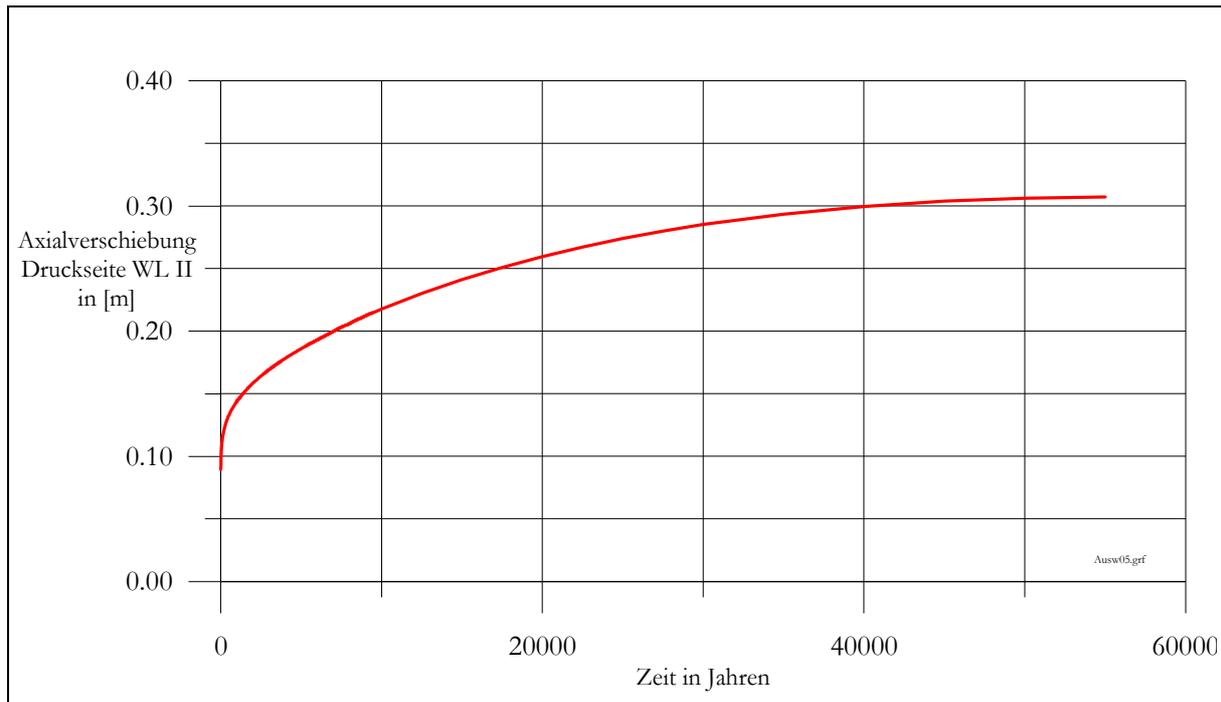


Abbildung 6-15: Verschiebung der Druckseite des Widerlagers 2 auf der Basis der Regressionsdaten

### 6.4.3 Vergleich der Modellrechnungen

Vergleicht man die entsprechenden Ergebnisse aus den numerischen Simulationsrechnungen untereinander bzw. mit den Ergebnissen der Blockmodelle, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung.

Für die Einwirkungskombination A - Laugendruck wird durch das Blockmodell eine mittlere Spannung in Firste, Sohle und den Stößen von 4.75 MPa berechnet. Das dreidimensionale FEM - Modell VB 03b9 (ABAQUS) berechnet dagegen eine Spannungsverteilung zwischen (2.1 und 4.2) MPa mit Spannungsspitzen bis 5.2 MPa.

Das FEM - Modell VB 03b5 berechnet Normalspannungen im Bereich von Firste, Sohle und den Stößen zwischen (24.1 und 34.6) MPa unter Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck.

Die elastische Lösung des FDM - Modells VB 04C (FLAC) bestimmt dagegen unter der Einwirkungskombination B Radialspannungen zwischen (20 und 30) MPa und Tangentialspannungen bis 20 MPa. Die berechneten Spannungsverteilung sind gut miteinander vergleichbar.

Mit der elastischen Lösung des FDM - Modells VB 04C wird die axiale Verschiebung der Druckseite des Widerlagers zu  $u_z = 5$  mm bestimmt. Die Berechnungen mit den FEM - Modellen VB 03b5 und VB 03b9 ergaben axiale Verschiebungen von  $u_z = 1.5$  mm für Einwirkungskombination B und  $u_z = 4.2$  mm für Einwirkungskombination A.

Tabelle 6-20: Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2  
Vergleich FLAC 4.00, ABAQUS - Standard 6.1 - 1 und Blockmodell

Modell	EW <sup>1)</sup>		$\sigma_x$	$\sigma_y$	$u_z$
			[MPa]		[mm]
VB 03b5	B	3-d (FEM)	24.1 – 31.3	25.2 – 34.6	1.5
VB 03b9	A	3-d (FEM)	2.1 – 4.2 (5.2)	2.8 – 4.4	4.2
			$\sigma_{xx}$	$\sigma_{zz}$	$u_z$
			[MPa]		[mm]
VB 04C <sup>2)</sup>	B	rot.sym. (FDM)	20.0 – 30.0	20.0	5.0
VB 04C <sup>3)</sup>	B	rot.sym. (FDM)	10.0	8.3	220
			$\sigma_x$	$\sigma_y$	
			[MPa]		
WL BM 03	A	Blockmodell	4.75	4.75	-

1) Einwirkungskombination

2) elastische Lösung

3) nach 9500 Jahren Simulationszeit

## 6.5 Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise der Grenzzustände „Tragfähigkeit“ und „Gebrauchstauglichkeit“ des Widerlagers werden in Anlehnung an die DIN 1054 (2003) mit dem in Abschnitt 3.4 beschriebenen Konzept über den Ansatz von Teilsicherheitsfaktoren geführt.

### 6.5.1 Teilsicherheitsfaktoren für den Nachweis der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit

Die Belastungen aus dem Einwirkungsmodell werden ohne einen zusätzlichen Teilsicherheitswert angesetzt (vergleiche Abschnitt 3.4). Die charakteristischen Größen sind somit auch die Bemessungswerte für die Sicherheitsnachweise.

Auf Seiten der Bauwerksfestigkeit werden die mechanischen Eigenschaften des Materials Schmelzbasalt (Abschnitt 4.4) mit einem Teilsicherheitswert von  $S_P = 1.15$  belegt. Das bedeutet, dass alle relevanten Parameter dieses Materials in ihrer Größe um ca. 13 % abgemindert werden. Dieser relativ kleine Sicherheitsfaktor wurde aufgrund der starken Homogenität des Steinmaterials gewählt. Die Schwankungen in Qualität und Güte dieses Materials sind sehr gering und durch den Faktor  $S_P = 1.15$  ausreichend berücksichtigt.

In Tabelle 6.21 sind die abgeminderten Materialparameter für den Schmelzbasalt zusammengestellt.

Tabelle 6-21: Bemessungswerte der Stoffparameter von Schmelzbasalt ( $S_{P,R} = 1.15$ )

Druckfestigkeit (einaxial)	$\sigma_{d, sb}$	374.0 MPa
Zugfestigkeit	$\sigma_{t, sb}$	12.6 MPa
Scherfestigkeit ohne Seitendruck ( $\sigma_3 = 0$ MPa)	$\tau$	80.9 MPa
Scherfestigkeit bei 20 MPa Seitendruck ( $\sigma_3 = 20$ MPa)	$\tau$	138.0 MPa

Mit diesen reduzierten Materialparametern wird für das Schubbruchversagen nach Gleichung (3-14) eine neue Bruchehüllende berechnet. In Abbildung 6-16 ist die Bruchehüllende nach (MÜLLER & MANN 1985) für einen Läuferverband und für den Widerlagerverband (obere Hüllkurve, vergleiche Abschnitt 6.2.3.2) mit Teilsicherheitsfaktoren belegt dargestellt.

Bei einer Belastung von 39 MPa wird danach die Druckfestigkeit im Widerlagerverband unter Schubbeanspruchung überschritten. Zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Mauerwerksverbandes wird mit den reduzierten Parametern des Steinmaterials nach Gleichung (3-10) ein neuer Bemessungswert für die Mauerwerksfestigkeit berechnet. Man erhält danach als Bemessungswert der Verbandsdruckfestigkeit  $\sigma_{VB} = 53.6$  MPa.

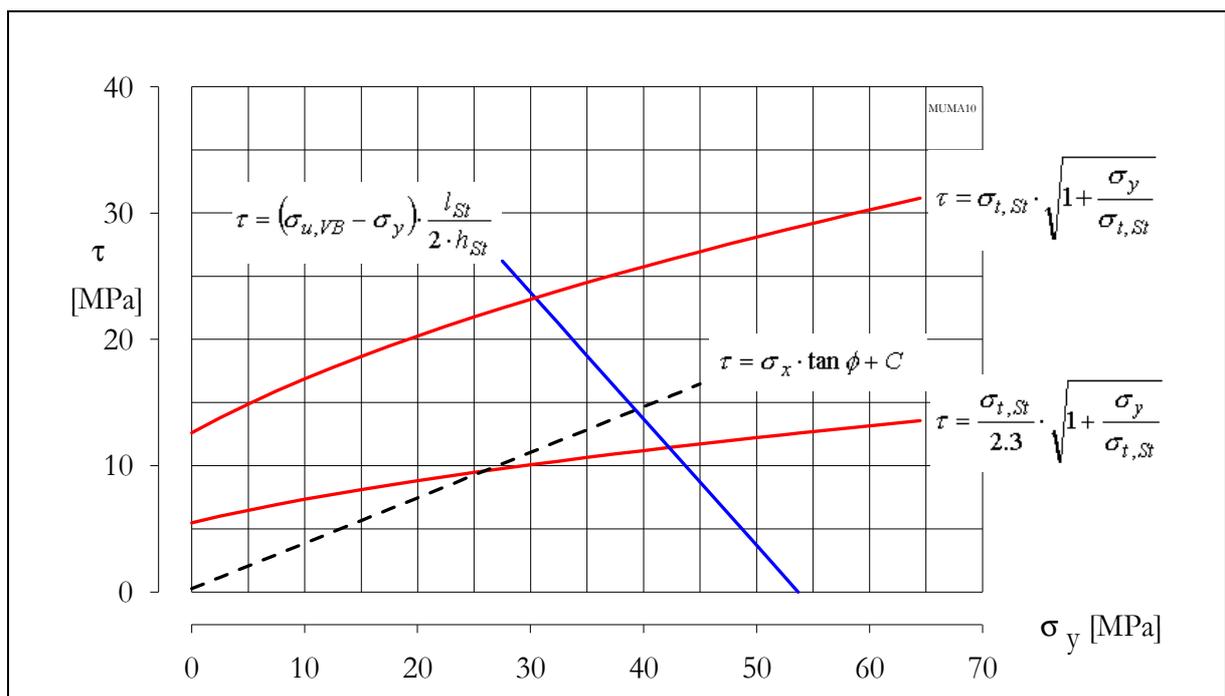


Abbildung 6-16: Bruchehüllende unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsfaktors für die Materialparameter des Schmelzbasaltes  $S_P = 1.15$

Zur Bestimmung der maximalen Axialspannungen im Widerlagerverband wird die druckseitige Widerlagerbelastung mit dem Modellkorrekturfaktor  $k_M = 3.0$  beaufschlagt (vergleiche Abschnitt 3.2.3.2). Dadurch wird die Bildung eines Spannungsgewölbes im Widerlager berücksichtigt. Die maximale Axialspannung  $\sigma_z$  im Innern des Widerlagerverbandes zum Nachweis der Verbandscherfestigkeit beträgt danach  $\sigma_z = 60$  MPa. Die Anwendung dieses Modellkorrekturfaktors auf den projektierten Verband stellt eine

starke Konservativität dar. Da der Verband nach den Vorgaben zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit (Abschnitt 3.2.2.2) bemessen wurde, ist nicht mit der Bildung eines Spannungsgewölbes zu rechnen, für welches der Korrekturfaktor  $k_M = 3.0$  gilt.

Für das Scherbruchversagen werden nach Gleichung (3-9) die in Tabelle 6-22 aufgeführten Bruchspannungen berechnet. In der Tabelle sind die bereits abgeminderten Verbandsscherfestigkeiten enthalten. Für die Mindestüberdeckung mit dem Überdeckungsmaß  $b_{\bar{U}} = 0.75$  ergibt sich eine Scherfestigkeit von 83.2 MPa ohne Manteldruck und 142.3 MPa bei einem Manteldruck von 20 MPa.

Tabelle 6-22: Bruchspannungen der Verbandsscherfestigkeit mit Teilsicherheitsfaktor  $S_P = 1.15$  belegt

Überdeckungsmaß $b_{\bar{U}}$	$\sigma_{sb}$ in [MPa]	
	$(\sigma_3 = 0)$	$(\sigma_3 = 20 \text{ MPa})$
0.75	83.2	142.3
0.25	175.4	290.2

## 6.5.2 Sicherheitskonzept zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erfolgt nach dem gleichen Prinzip wie der Nachweis der Tragfähigkeit unter Ansatz von Teilsicherheitsfaktoren. Die Belastungen aus dem Einwirkungsmodell werden auch hier ohne einen zusätzlichen Teilsicherheitsfaktor angesetzt.

Die Verschiebung  $u_{z,el}$ , die mit dem elastischen Modell bestimmt wurde, enthält bereits einen Teilsicherheitsfaktor in der Berechnung der Verbands - E - Module. Die Annahme einer Fugendicke von  $d_f = 10 \text{ mm}$  gegenüber der projektierten Fugendicke von  $d_f = 5 \text{ mm}$  führt zur Berechnung von erheblich geringeren E - Modulen (vergleiche Tabelle 6-8 in Abschnitt 6.2.3.5). Die vergrößerte Fugendicke entspricht in etwa einem Sicherheitsfaktor von  $S_{P,R} = 2.0$ , mit dem die Verformungsmodule des Verbandes beaufschlagt werden. Mit diesem Faktor werden Unsicherheiten in der Bauausführung berücksichtigt.

Die Setzungen des Verbandes  $\epsilon_z$  und  $\epsilon_y$  sind bereits mit dem Sicherheitsfaktor  $S_P = 2.0$  belegt (vergleiche Abschnitt 5.1.2). In Tabelle 6-23 sind die Parameter bzw. Eingangsgrößen mit den entsprechenden Sicherheitsfaktoren aufgezeigt.

Tabelle 6-23: Teilsicherheitsfaktoren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

	Bezeichnung	S <sub>p</sub>
Verbandssetzung Richtung z	$\epsilon_z$	2.0
Verbandssetzung Richtung y	$\epsilon_y$	2.0
E - Module des Verbandes	$E_x, E_y, E_z$	2.0
sekundäre Kriechrate Salzgebirge	A	7.0

Für die Kriechsimulation im rotationssymmetrischen Modell wurden als sekundäre Kriechrate  $A = 6.0e-11$  [d MPa<sup>n</sup>]<sup>-1</sup> verwendet (Steinsalz Sondershausen, nach (BÖHNEL & BRÜCKNER (1999))). Die Auswertung der Versuche an Proben aus Staßfurtsteinsalz (Anhydritregion) ergab dagegen einen Faktor von  $A = 8.59e12$  (d MPa<sup>n</sup>)<sup>-1</sup>. Damit kriecht das Modellsalz etwa 7 mal schneller als das Staßfurtsteinsalz. Durch diesen relativ großen Sicherheitsfaktor sollen die langen Simulationszeiten der Prognoserechnungen berücksichtigt werden.

### 6.5.3 Nachweis der Tragfähigkeit des Widerlagers

#### Einwirkungskombination A – Laugendruck

In diesem Szenario treten Spannungsspitzen von  $\sigma_y = 9.5$  MPa auf. Der Lastabtrag erfolgt aufgrund des anisotropen Verformungsverhaltens primär in Richtung y, welche gegenüber der Richtung x wesentlich steifer reagiert. Das Widerlager verspannt sich dadurch zwischen Firste und Sohle. Dies stellt den ungünstigsten Fall des Lastabtrages ins Gebirge dar. Im Folgenden werden die berechneten Einwirkungen (EW) mit den in Abschnitt 6.5.1 ermittelten Festigkeiten (R) verglichen.

	EW		R	
Schubfestigkeit	9.5 MPa	<	39.0 MPa	$\eta = 0.25$
Druckfestigkeit	9.5 MPa	<	53.6 MPa	$\eta = 0.17$
Verbandsscherfestigkeit	60.0 MPa	<	83.2 MPa	$\eta = 0.72$

Die Widerlager widerstehen den berechneten Beanspruchungen von Einwirkungskombination A bruchlos. Der Ausnutzungsgrad schwankt zwischen (17 und 72) %. Für den Nachweis der Verbandsscherfestigkeit wurde die axiale Belastung des Widerlagers von  $\sigma_z = 20$  MPa mit dem Modellkorrekturfaktor  $k_M = 3.0$  belegt.

#### Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck

In den Berechnungen mit Ansatz eines E - Moduls von  $E = 0.50 E_{\max}$  werden Spannungen im Kernbereich des Widerlagers zwischen (20.7 und 24.9) MPa (Rechnung VB 03b12) berechnet. Die Ausnutzungsgrad der Konstruktion gegenüber Schubbruchversagen liegt bei 63 %. Die Druckfestigkeit des Widerlagerverbandes wird maximal zu 47 % ausgenutzt, während der Ausnutzungsgrad der Schubfestigkeit bei 42 % liegt.

	EW		R	
Schubfestigkeit	20.7 - 24.9 MPa	<	39.0 MPa	$\eta = 0.53 - 0.63$
Druckfestigkeit	20.7 - 24.9 MPa	<	53.6 MPa	$\eta = 0.39 - 0.47$
Verbandsscherfestigkeit	60.0 MPa	<	142.3 MPa	$\eta = 0.42$

Bei Ansatz des maximalen E - Moduls mit intaktem Fugenmaterial würden sich für die einzelnen Versagensmechanismen die folgenden Spannungen und Ausnutzungsgrade ergeben:

	EW		R	
Schubfestigkeit	24.1 – 34.6 MPa	<	39.0 MPa	$\eta = 0.61 - 0.89$
Druckfestigkeit	24.1 – 34.6 MPa	<	53.6 MPa	$\eta = 0.45 - 0.65$
Verbandsscherfestigkeit	60.0 MPa	<	142.3 MPa	$\eta = 0.42$

### Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck

Die Verbandsdruckfestigkeit wird bei Ansatz des steifsten Systemverhaltens im Szenario der Einwirkungskombination C nicht überschritten. Die Widerlager widerstehen den Beanspruchungen des Falles C bruchlos. Die Druckfestigkeit der Konstruktion wird unter Einwirkungskombination C zu 61 % ausgenutzt.

	EW		R	
Schubfestigkeit	23.6 – 32.5 MPa	<	53.6 MPa	$\eta = 0.44 - 0.61$

Für Teufenlagen bis 1200 m mit Gebirgsdrücken von  $\sigma_{GE} = 30$  MPa steigen natürlich die Belastungen aus Gebirgsdruck an. Bei der Rechnung VB30d2e mit  $E = 0.5 E_{max}$  wird die Druckfestigkeit des Verbandes zu 71 % ausgenutzt.

	EW		R	
Schubfestigkeit	31.2 – 37.3 MPa	<	53.6 MPa	$\eta = 0.58 - 0.71$

Die Druck-, Scher- und Schubfestigkeit des Widerlagerverbandes werden in keiner der Einwirkungskombinationen A bis C überschritten. Die Funktion der statischen Widerlager ist unter den betrachteten Einwirkungskombinationen gewährleistet.

In den Berechnungen zur Tragfähigkeit sind neben den in Abschnitt 6.5.1 aufgezeigten Sicherheitsfaktoren die folgenden zusätzlichen Sicherheiten enthalten.

- Ermittlung des steifsten Verformungsverhaltens der Widerlager mit den ungünstigsten Parametern:  $a_f$  minimal,  $E_f$  maximal und Ansatz eines linearen Verformungsverhaltens,

- Ermittlung des weichsten Verformungsverhaltens der Widerlager mit den ungünstigsten Parametern:  $a_f$  maximal,  $E_f$  minimal (gesättigten Sand) und Ansatz eines linearen Verformungsverhaltens,
- Bestimmung der Druckfestigkeit des Verbandes mit ungünstigsten Parametern,  $a_f$  maximal und  $\sigma_{d,f} = 0$ .
- Verwendung eines elastischen Modells für den Gebirgsverband und damit Ausschluss von Relaxationserscheinungen durch das rheologische Materialverhalten des Steinsalzes.

#### 6.5.4 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit des Widerlagers wird durch eine maximal zulässige axiale Verschiebung begrenzt. Stellt sich eine größere Verschiebung ein, so fällt der Quelldruck im Dichtelement ab und das Dichtsystem wird somit unwirksam.

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird das Szenario der Einwirkungskombination A angewendet, da hier bei Ansatz des weichsten Systemverhaltens die größten Verschiebungen auftreten.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist es notwendig, neben der Berechnung der Verschiebung von Widerlager 1 auch das Verhalten des zweiten Widerlagers zu untersuchen, welches nur durch den Quelldruck des Dichtelementes belastet wird (Rechnung VB 02h). Für die berechnete Verschiebung müssen die zusätzlichen Verschiebungsanteile nach dem Verfahren aus Abschnitt 3.2.3.7 bestimmt werden. Durch die Addition der Verschiebungsanteile beider Widerlager wird die Volumenvergrößerung des Dichtelementes als Folge von Quell- und Laugendruck bestimmt.

In der Rechnung VB 02e wurden axiale Verschiebungen von  $u_{z,el} = 0.056$  m berechnet. Mit dieser Rechnung werden die maximalen Verschiebungen des Widerlagers unter Ansatz der geringsten Steifigkeiten und des ungünstigsten Lastabtrages berechnet. Die rheologischen Eigenschaften des Gebirges wurden hier nicht berücksichtigt. Die prognostizierte Verschiebung gilt daher nur für die Phase der Kompaktion des Widerlagers unter geringen Lasten ohne jegliche Konvergenz des Streckenquerschnittes.

Die Verschiebungsanteile durch rheologische Gebirgsdeformationen werden mit dem FDM - Modell prognostiziert (Abschnitt 6.4.2.). Mit dem Modell VB 04 C wurde über eine Regressionsanalyse die axiale Verschiebung der Widerlagerdruckseite infolge von Kriechvorgängen der Gebirgskontur zu  $u_{z,cr} = 0.31$  m nach 100 000 Jahren bestimmt.

Tabelle 6-24: Verschiebung von Widerlager 1 unter maximaler Belastung

Verschiebungsanteile:		[m]
elastisches Modell	$u_{z,el}$	0.056
rheologisches Modell	$u_{z,Cr}$	0.310
Setzung der Fugen in Richtung z	$u_{z,I}$	0.013
Setzung der Fugen in Richtung y	$u_{z,II}$	0.037
Öffnung der Kontaktfugen	$u_{z,III}$	0.139
Verschiebung Widerlager 1	$u_{z,WL 1}$	0.545

In Tabelle 6-24 sind die zusätzlichen Anteile nach den Gleichungen (3-26), (3-30) und (3-33) dargestellt. Nach Gleichung (3-34) wird die maximale Verschiebung der druckseitigen Widerlagerfront für Widerlager 1 zu  $u_{z,WL 1} = 0.55$  m berechnet.

Axiale Verschiebung Widerlager 1  $u_{z,WL 1} = 0.55$  m

Für das zweite Widerlager, welches nur durch den Quelldruck des Dichtelementes belastet wird, wurde mit dem elastischen Modell bei maximalen Quelldruck eine Verschiebung von  $u_{z,el} = 8.4$  mm berechnet (Rechnung VB 02h). In Tabelle 6-25 sind die zusätzlichen Verschiebungsanteile und die Gesamtverschiebung des zweiten Widerlagers aufgezeigt. Eine Kriechverformung der Gebirgskontur wird in diesem Fall nicht berücksichtigt, da der sich aufbauende Laugendruck dem Quelldruck auf Widerlager 2 entgegenwirkt.

Tabelle 6-25: Verschiebung des zweiten Widerlagers infolge des Quelldruckes

Verschiebungsanteile:		[m]
elastisches Modell	$u_{z,el}$	0.009
Setzung der Fugen in Richtung z	$u_{z,I}$	0.013
Setzung der Fugen in Richtung y	$u_{z,II}$	0.037
Öffnung der Kontaktfugen	$u_{z,III}$	0.078
Verschiebung Widerlager 1	$u_{z,WL 1}$	0.137

Axiale Verschiebung Widerlager 2  $u_{z,WL 2} = 0.14$  m

Die Addition der Verschiebungen beider Widerlager in ihren Beträgen ergibt nach Gleichung (3-47) die Gesamtverschiebungen des Dichtelementes mit  $u_{z,DE} = 0.69$  m. Mit dieser Summe wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit geführt.

$u_{z,DE} = u_{z,WL 1} + u_{z,WL 2} = 0.69$  m

Setzt man nach (SITZ ET. AL. 1999) als Grenzwert für die Gebrauchstauglichkeit des Dichtelementes eine volumetrische Dehnung von 5 % an so gilt für ein Dichtelement von 9 m Länge ( $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ ) eine axiale Verschiebung von  $u_z = 0.45 \text{ m}$  als zulässig.

Die zulässige Verschiebung wird damit für das  $l_{DE} = 9 \text{ m}$  lange Dichtelement deutlich überschritten. Die Gleichung (3-48) zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist verletzt:

$$u_{z,DE} = 0.69 \text{ m} > u_{z,zul.} = 0.45 \text{ m}.$$

Um die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, muss das Dichtelement auf eine Länge von  $l_{DE} = 14 \text{ m}$  verlängert werden. Die zulässige Verschiebung beträgt dann:

$$u_{z,zul} = 0.70 \text{ m}.$$

Die Gebrauchstauglichkeit ist für diesen Fall bei einem Ausnutzungsgrad von etwa 1.0 gewährleistet.

$$u_{z,DE} = 0.69 \text{ m} < u_{z,zul.} \quad \eta = 0.99$$

In den Rechenmodellen und der Bestimmung der Eingangsparameter sind neben den in Abschnitt 6.5.2 beschriebenen Sicherheitsfaktoren folgende zusätzliche Sicherheiten enthalten.

- Das Setzungsverhalten des Fugenmaterials wurde unter Annahme maximaler Fugendicken und des ungünstigsten Materialverhaltens (gesättigter Sand) berechnet.
- Es erfolgt die Annahme eines konstanten E - Moduls für das Fugenmaterial.
- Der Lastabtrag im elastischen Modell wird ausschließlich über Firste und Sohle realisiert (ungünstigste Parameterwahl).
- Die berechnete maximale Verschiebung wird über den Streckenquerschnitt als konstant angenommen. Aufgrund der Wölbung des Widerlagerverbandes enthält diese Betrachtungsweise eine erhebliche Sicherheit.

### 6.5.5 Nachweis der Tragfähigkeit der Gebirgskontur

Die maximalen Effektivspannungen für Einwirkungskombination B wurden mit dem rotationssymmetrischen FDM - Modell VB 04C im Bereich der Gebirgskontur zu  $\sigma_{eff} = 2.50 \text{ MPa}$  bestimmt. Nach (STRUCK 1993) beträgt der zulässige Ausnutzungsgrad der Druckfestigkeit für die Dauerstandsicherheit von Steinsalz 25 % (vergleiche Abschnitt 3.2.4). Danach ergibt sich für eine Druckfestigkeit von etwa 34 MPa eine maximal zulässige Beanspruchung in Form einer Vergleichsspannung von 8.5 MPa. Der maximale Ausnutzungsgrad von  $\eta_{Dauer} = 30 \%$  in der Modellrechnung VB 04C liegt deutlich unter diesem zulässigen Ausnutzungsgrad für die Dauerfestigkeit nach (STRUCK 1993). Die Ausnutzung des Dilatanzkriteriums nach (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b) beträgt  $\eta_{Dil} = 19 \%$ .

## Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck

	$\sigma_{\text{eff. max}}$		
Bruchfestigkeit	2.50	$\sigma_{\text{d,Dauer}} = 8.50$	$\eta_{\text{Dauer}} = 0.30$
Dilatanzkriterium	2.50	$\sigma_{\text{eff Dil}} = 13.40$	$\eta_{\text{Dil}} = 0.19$

Für die Modellrechnung VB 04A (Einwirkungskombination C) wurden effektive Spannungen in der Gebirgskontur im Bereich des Widerlagers und der anschließenden Strecke bis maximal 11.43 MPa berechnet. Der ermittelte Ausnutzungsgrad liegt mit  $\eta = 1.35$  über der Dauerfestigkeit nach STRUCK. Die Berechnungen von STRUCK beziehen sich auf Kavernen von erheblicher Erstreckung und mit variablen Innendrücken. Das zu bemessende Streckenverschlussbauwerk ist in seiner Dimension wesentlich kleiner und kann bei radialer Belastung als Einschluss im Gebirgsverband betrachtet werden. Ein Versagen des Gebirgsverbandes kann daher für diese Einwirkungskombination ausgeschlossen werden.

## Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck

	$\sigma_{\text{eff. max}}$		
Bruchfestigkeit	11.43	$\sigma_{\text{d,Dauer}} = 8.50$	$\eta_{\text{Dauer}} = 1.35$
Dilatanzkriterium	11.43	$\sigma_{\text{eff Dil}} = 13.40$	$\eta_{\text{Dil}} = 0.85$

Die Gebirgskontur wird besonders bei Wirken eines axialen Laugen- und Quelldrucks mit hohem Laststeigerungsgradienten auf das Widerlager durch Zugspannungen beansprucht. In Tabelle C5 (Anlage C 10) sind die Zugspannungsbereiche beschrieben, welche mit den elastischen FEM - Modellen berechnet wurden. Im Widerlagerzahn (Maximalquerschnitt des Widerlagers) treten in einem sehr kleinen Bereich Zugspannungen bis maximal 7.2 MPa in Richtung z auf. Diese Bereiche haben eine Erstreckung bis in etwa 0.5 m Tiefe in die Gebirgskontur hinein. Diese maximalen Zugspannungen werden bei der Modellrechnung VB 02e ermittelt. Der Ansatz des maximalen Axialdruckes von  $\sigma_z = 20$  MPa in diesem Modell beinhaltet allerdings große Sicherheiten, da die volle Wirkung des Teufendruckes auf den gefluteten Teil in dieser Phase sehr unwahrscheinlich ist. Aufgrund der sehr geringen Erstreckung dieser Bereiche und der stark konservativen Lastannahmen stellt die elastische Lösung eine Näherung dar.

Im Lastverteilungsbereich treten bis in eine Tiefe von ca. 2.50 m Zugspannungen bis 3.4 MPa auf. Die Zugfestigkeit des Salzgebirges wird hier deutlich überschritten. Es kommt zu Rissstrukturen, welche normal zur Streckenachse orientiert sind. Zusätzliche Wasserwegsamkeiten entstehen aufgrund der Orientierung dieser Bruchstrukturen nicht. In den Stößen der Strecke wird die Zugfestigkeit der Gebirgskontur in einem kleinem Bereich überschritten (Rechnung VB 03b12). Es werden Zugspannungen bis -4.5 MPa berechnet, die bis zu einer Tiefe von 0.30 m in die Gebirgskontur reichen. Diese Bruchstrukturen verlaufen im Bereich der Stöße parallel zur Streckenachse. Auch sie beeinflussen durch ihre Lage im Bereich der Strecken vor und hinter der Dichtung die Dichtigkeit des Bauwerkes nicht.

## 6.6 Sicherheitsniveau des konzipierten Bauwerkes

Die Tragfähigkeit des Bauwerkes ist für die untersuchten Einwirkungskombinationen A bis C gewährleistet. Die Reaktionsspannungen im Widerlager (Verspannung) im Szenario der Einwirkungskombination A liegen weit unter der vorhandenen Verbandsfestigkeit. Der Ausnutzungsgrad der Verbandsdruckfestigkeit beträgt in diesem Fall maximal 17 %. Die Schubfestigkeit wird zu 25 % ausgenutzt.

Wirken axialer Laugendruck und Gebirgsdruck gemeinsam auf das Verschlussystem (Einwirkungskombination B), wird die Schubfestigkeit des Widerlagerverbandes zu maximal 89 % ausgenutzt.

Den Einwirkungen aus dem Gebirgsdruck (Einwirkungskombination C) widerstehen die Widerlager bruchlos bei einem Ausnutzungsgrad der Verbandsdruckfestigkeit der Konstruktion von max. 61 %. Auf Seiten des Widerstandsmodells existieren dabei zum Teil erhebliche Sicherheiten bei der Bestimmung der Verbandsfestigkeit.

Scherbrüche im Verbandsinnern können für alle Einwirkungskombinationen ausgeschlossen werden. Die Ausnutzungsgrade für diesen Bruchmechanismus in der Konstruktion liegen zwischen (42 und 72) %.

Die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion kann für das ursprünglich projektierte Dichtelement mit einer Länge von 9 m nicht nachgewiesen werden. Eine Verlängerung des Dichtelementes auf mindestens 14 m ist zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit über einen Zeitraum von 100 000 Jahren notwendig.

Für Einwirkungskombination B wird die Dauerfestigkeit nach (STRUCK 1998) zu 30 % ausgenutzt. Die Ausnutzung unter Maßgabe des Dilatanzkriteriums liegt bei 19 %. Bei Ansatz von Einwirkungskombination C wird die Dauerfestigkeit überschritten. Da es sich bei der Konstruktion unter diesem Belastungsszenario um einen Einschluss im Gebirgsverband handelt, kann ein Versagen der Hohlraumkontur in diesem Fall ausgeschlossen werden. Die Tragfähigkeit der Gebirgskontur ist unter den Beanspruchungen der drei Einwirkungskombinationen nachgewiesen.

In der Gebirgskontur können bei großen Laststeigerungsraten Bruchstrukturen in Form von Zugbrüchen auftreten, welche ausschließlich normal zur Streckenachse orientiert sind. Umläufigkeiten, die das Dichtsystem negativ beeinflussen, können daher ausgeschlossen werden. Die Zugspannungsbereiche in den Strecken berühren das Dichtsystem nicht.

Zum Nachweis der Langzeitstabilität des Baumaterials Schmelzbasalt sind weitere Untersuchungen erforderlich (Abschnitt 4.4). Die bisherigen Untersuchungen ergaben eine prinzipielle Eignung des Materials. Durch weiterführende Untersuchungen muss das natürliche Analogon des Basaltes auf den Schmelzbasalt übertragen werden.

## 7 Einbautechnologie und Kosten des konzipierten Bauwerkes

### 7.1 Bauweise und Einbauverfahren

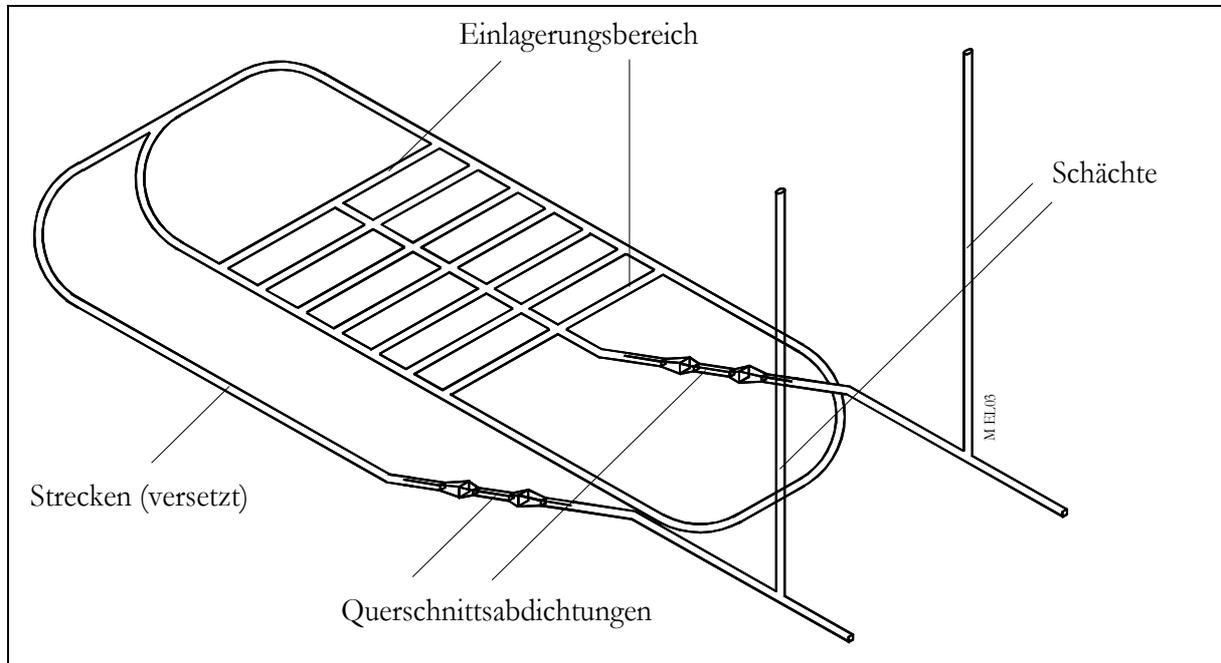


Abbildung 7-1: Lage der Querschnittsabdichtung in einem Endlager

Die Standortwahl der Querschnittsabdichtungen wird im wesentlichen durch die Qualität des im Einbaubereich anstehenden Salzgebirges bestimmt. Gebirgsbereiche, die bereits durch Hohlräumeauffahrungen erheblich beansprucht wurden, sollten gemieden werden, ebenso wie Bereiche, in denen die Hohlraumkontur aus besonders leicht löslichen Salzgesteinen besteht. Die Abbildung 7-1 zeigt die mögliche Lage der Querschnittsabdichtungen in einem Multibarrierensystem eines Endlagers bzw. einer Untertage-deponie.

Das Verschlussystem besteht, wie in Abschnitt 6.2.2 beschrieben, aus zwei statischen Widerlagern und einem Dichtelement.

Die statischen Widerlager bestehen aus einem Mauerwerksverband. Als Steinmaterial wird, wie bereits erwähnt, Schmelzbasalt verwendet. Der Einbau der Steine erfolgt schalenweise. (Vergleiche Abbildung 7-2). In den einzelnen Schalen werden die Steine in Form eines Läuferverbandes eingebaut. In Achsrichtung des Bauwerkes (Richtung z) werden die einzelnen Steine um jeweils eine viertel bzw. halbe Steinhöhe versetzt. Zwischen den Schalen müssen die einzelnen Steine ein Überdeckungsmaß  $b_{\text{Ü}} = 0.75$  ausweisen. Das entspricht einem Versatz der Steine gegeneinander von  $\frac{1}{4} h_{\text{St}}$  und  $\frac{1}{2} b_{\text{St}}$ . In Abbildung 6-7 (Abschnitt 6.2.3.3) ist die Überdeckungsfläche dargestellt, die zwischen den Steinen von zwei aufeinanderfolgenden Schalen eingehalten werden muss.

Dadurch wird der formschlüssige Verbund der Steine hergestellt, durch den die Innere Sicherheit gewährleistet wird. Die Abbildung 7-2 zeigt das Verlegeschema im Firstbereich des Widerlagers. Durchgehende Fugen in Richtung z sind in jedem Fall zu vermeiden.

In den seitlichen Randbereichen der Stöße werden die Steine um  $90^\circ$  (Achse z) gedreht (Abbildung 6-4 in Abschnitt 6.2.2.2). Dabei ist auf eine vollständige Verzahnung dieser Bereiche mit dem Kernbereich zu achten.

Aus der prismatoiden Form des Widerlagers ergeben sich zwei unterschiedliche Steinformate. Im Innern des Verbandes kommen quaderförmige Steine zum Einsatz, während die Randsteine eine Neigung entsprechend dem Konturwinkel von  $\beta_{LA} = 10^\circ$  aufweisen (Abbildung 7-4). Durch die Herstellung der Randsteine werden aufwendige Anpassungsarbeiten vor Ort auf ein Minimum reduziert.

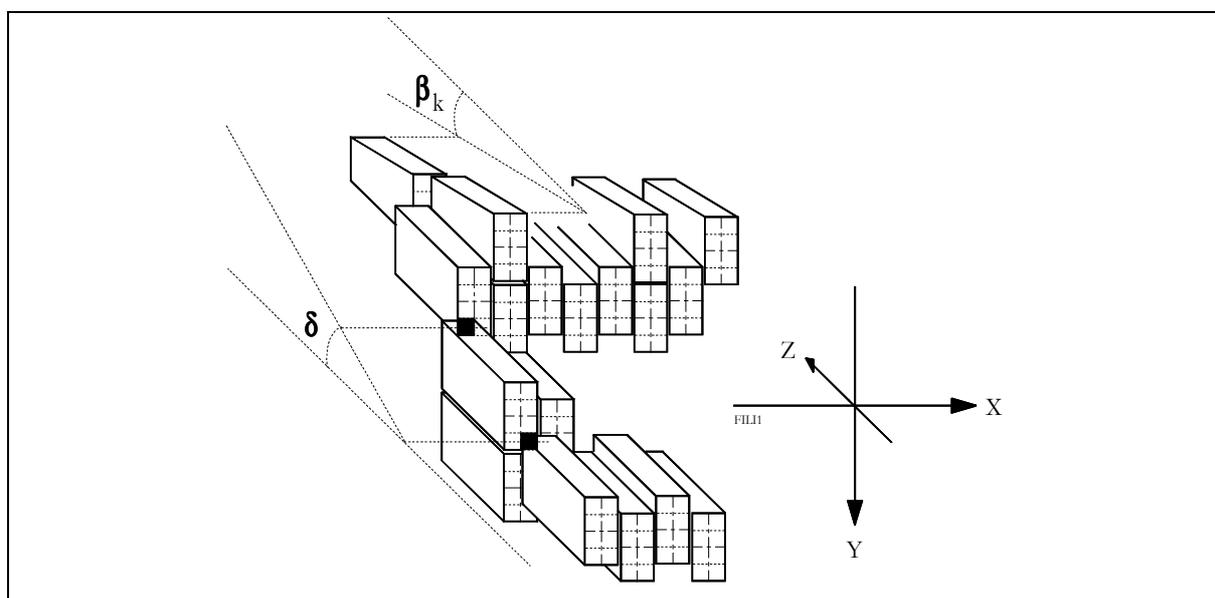


Abbildung 7-2: Verlegeschema im Firstbereich des statischen Widerlagers

Beim Einbau sind alle Fugen im Verband vollflächig zu vermauern. Die Fugendicke darf  $d_f = 10$  mm nicht überschreiten. Die Anforderungen an den Mörtel beschränken sich auf die Eigenschaften während der Einbauphase. Er muß gut an den Steinen haften um eine vollständige Fugenausfüllung zu gewährleisten. Ein Bindemittelanteil von 25 % (Salzmörtelmischung SM 3) sollte nicht überschritten werden. Da für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Mörtelfuge die Festigkeiten und das Verformungsverhalten einer Sandfuge zugeordnet werden, entfallen jegliche Anforderungen an die Festigkeit dieses Materials sowie Überwachungsmaßnahmen in der Bauphase.

Ein wichtiges Element im Verschlusssystem ist die Kontaktfuge zur Gebirgskontur. Eine Verschiebung des Widerlagerverbandes muß hier in jedem Fall sichergestellt werden.

Nur wenn dies gewährleistet wird, funktioniert das Prinzip einer Verspannung zwischen den Gebirgskonturen. Aus diesem Grunde wird die Kontaktfuge mit Sand gefüllt.

Im Bereich der Firste müssen diese Arbeiten besonders sorgfältig durchgeführt werden, um die Anbindung des Verbandes an das Gebirge zu gewährleisten. Die Dicke der Kontaktfuge sollte etwa  $d_f = 10$  mm betragen.

Ein gleitfähiger Kontakt stellt neben Anforderungen an das Fugenmaterial auch Bedingungen für die Geometrie der Kontaktflächen. Sind diese uneben oder zu rau, ist eine ungehinderte Verschiebung nicht möglich. Der Herstellung der Konturflächen des Widerlagers kommt aus diesem Grunde eine große Bedeutung zu.

Mit Hilfe des Seilsägeverfahrens ist es möglich, nahezu ebene Flächen aus einer Gebirgskontur im Salinar herauszuschneiden (ALAND ET. AL 2000). Bei diesem Verfahren wird das Gestein durch ein mit Diamantstiften besetztes Seil zerschnitten. Über Tauchrollen können die Konturen durch die Umlenkung des Seiles ohne Freifläche aus dem Gestein gesägt werden. Das Gebirge um die Strecke wird durch diese Arbeiten mechanisch kaum beeinflusst. Die entstehenden Oberflächen sind sehr glatt und wiesen im Versuch EU 1 (Abschnitt 5.4) bei 4.50 m Höhe eine maximale Wölbung von 0.15 m auf. Das Seilsägeverfahren ist gegenüber konventionellen Verfahren wie Bohren und Sprengen sehr kostengünstig. Die Abbildung 7-3 zeigt die Stoßkontur im Bereich des statischen Widerlagers des Versuches EU 1 in Sondershausen.

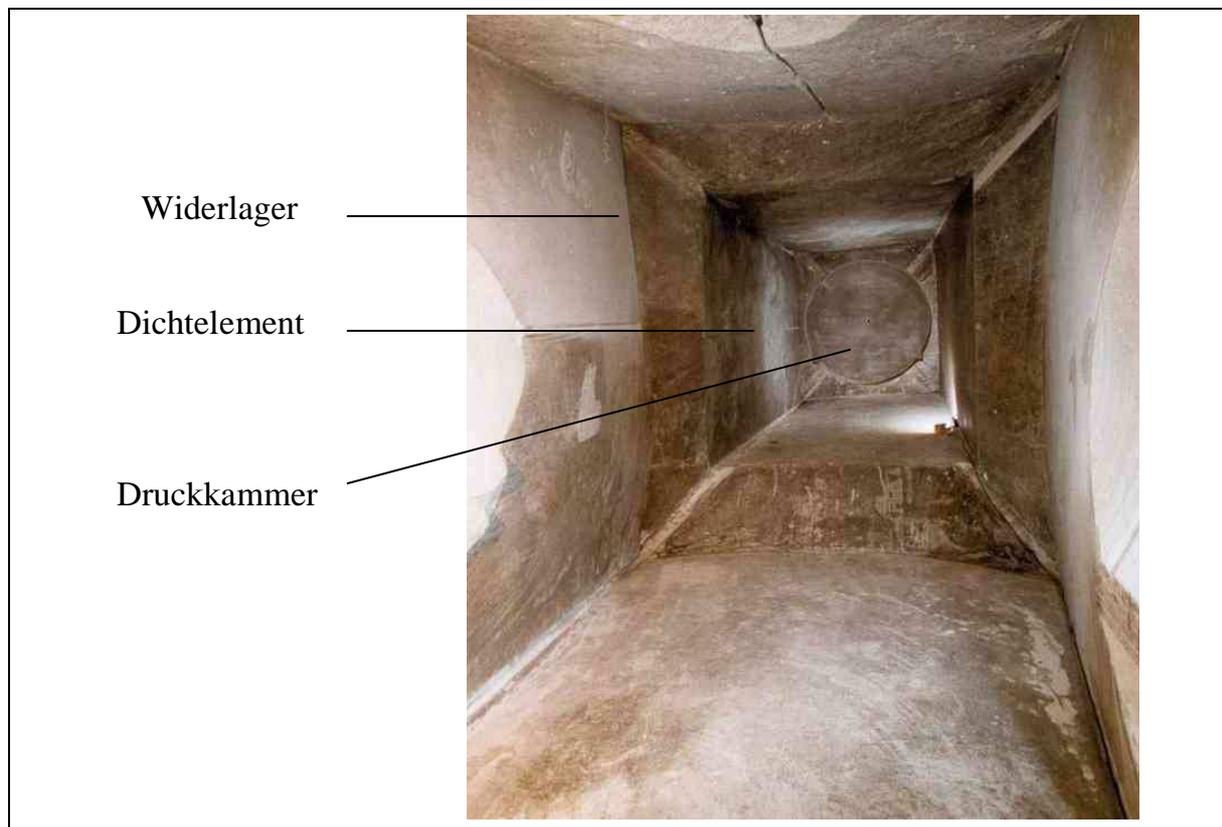


Abbildung 7-3: Gebirgskonturen des Versuchsbauwerkes EU 1

## 7.2 Baustoffe und Hilfsmaterialien

Mit den verwendeten Baustoffen werden ausschließlich Materialien eingesetzt, die sich im Bauwesen bewährt haben und für die genügend Erfahrungen bei der Verarbeitung vorliegen. Tabelle 7-2 enthält die Volumen der einzelnen Sektionen der Querschnittsabdichtung entsprechend den abzudichtenden Streckenquerschnitten.

Für die Herstellung des Mörtels werden bei einem Querschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  etwa 75 t Sand benötigt. Hierzu sollte ein Feinsand verwendet werden. Als Bindemittel muss Hochofenzement CEM III/A 32.5 - NW/NA nach DIN 1164 verwendet werden. Als Anmachflüssigkeit ist in jedem Fall eine gesättigte NaCl - Lauge zu verwenden.

Für die Vermauerung der Schmelzbasaltsteine existieren bereits Erfahrungen, da die Steine in Bunkern oder Rohrleitungen mit einem Mörtel als Kleber eingebaut werden. Ein Widerlager hat bei einem Querschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  und einem Breite zu Höhenverhältnis von 1.7 ein Volumen von  $V_{WL} = 105 \text{ m}^3$ . Die erforderlichen Steinmengen sind in Tabelle 7-1 aufgezeigt.

Tabelle 7-1: Erforderliche Steinmengen bei Einsatz von Schmelzbasalt für ein Widerlager entsprechend einem Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$

Steinformat	[Stk.]	[t]
(250x125x60) mm	36850	225
(250x 125x60) mm mit $\beta = 10^\circ$ <sup>1)</sup>	6550	33
Gesamt	43400	258

<sup>1)</sup> Stein mit geneigter Seitenfläche zum Einbau in den Kontaktbereich zum Gebirge

Ein quaderförmiger Einzelstein wiegt etwa 6.1 kg und ein Stein mit geneigter Seitenfläche etwa 5.0 kg. In Abbildung 7-4 sind beide Steinformate dargestellt.

Der Sand für die Kontaktfugen sollte ein Größtkorn von maximal 1 mm enthalten. Der Einbau muß mit einer gleichbleibenden Verdichtung erfolgen. In den Randbereichen des Widerlagers (Luft- bzw. Druckseite) sollte in der letzten Schale die Kontaktfuge mit einem mageren Mörtelgemisch ausgefüllt werden. Damit wird dem Ausrieseln des Sandes aus diesen Bereichen vorgebeugt.

Tabelle 7-2: Volumen des Verschlusssystems für verschiedene Streckenquerschnitte

Streckenquerschnitt	Volumen		
	DE	WL (zweifach)	Gesamt
[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]		
10.0	90	210	300
21.0	275	600	875
36.0	610	1310	1920

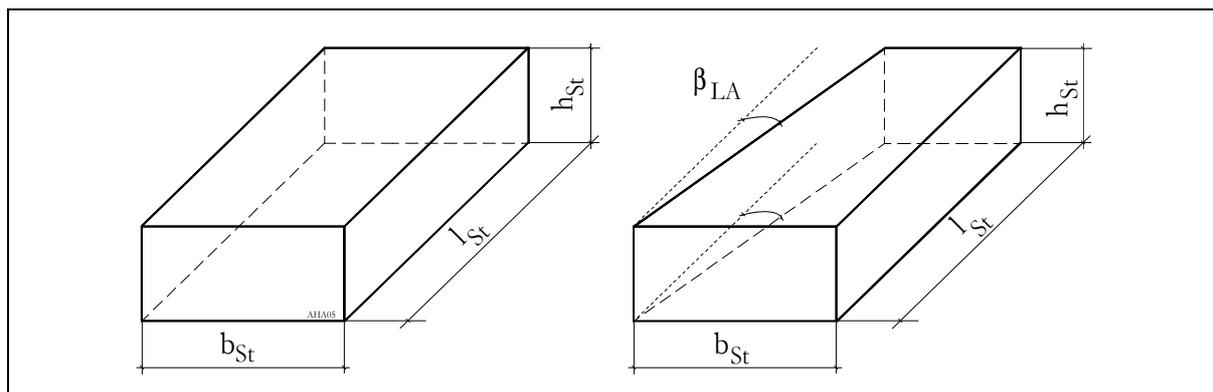


Abbildung 7-4: Steinformate aus Schmelzbasalt für den Kernbereich (Links) und den Randbereich (Rechts) im Widerlager

### 7.3 Kosten des gesamten Verschlussystems

Die Kosten für ein Dichtsystem sollen hier überschlagsweise ermittelt werden, da eine exakte Erhebung aufgrund verschiedener lokaler Einflussfaktoren, der jeweils vor Ort vorhandenen Bedingungen, nur für den Einzelfall möglich wird.

Die Bemessung der Dichtelemente erfolgt nach (SITZ & GRUNER 1994). Die Basis der Berechnungen bildet das der Errichtung des Verschlussbauwerkes in EU 1 zu Grunde liegende Leistungsverzeichnis. Für die Verlegung der Schmelzbasaltsteine werden Angaben der Firma Proterra Jena verwendet. Die Materialkosten ergeben sich aus einem Angebot der Firma Kalenborn, welche diese Steine herstellt. In Anlage C.05 sind beispielhaft für einen Querschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  die Kosten dargestellt. In der folgenden Tabelle 7-3 sind die Kosten für verschiedene Querschnitte enthalten. Diesen Berechnungen liegen die Dichtelementlängen aus Tabelle 6-1 zugrunde ( $l_v/r_v = 5.0$ ).

Tabelle 7-3: Kosten des Verschlussystems aus Schmelzbasalt in Abhängigkeit vom Querschnitt

Streckenquerschnitt	BE <sup>1)</sup>	DE <sup>2)</sup>	WL <sup>3)</sup>	Kontur	Gesamt
[m <sup>2</sup> ]	[Mio. €] <sup>4)</sup>				
10.0	0.153	0.199	1.063	0.405	1.819
21.0	0.153	0.605	3.037	0.821	4.616
36.0	0.153	1.341	6.631	1.378	9.503

1) BE – Baustelleneinrichtung

2) DE - Dichtelement

3) WL – Widerlager aus Schmelzbasalt (2 – fache Ausführung)

4) Werte aus DM-Angaben in € umgerechnet, 1.00 € = 1.95583 DM

Bei der alternativen Verwendung von natürlichen Basaltsteinen im Format (100x100x 200) mm entstehen Materialkosten von mehr als 12 780 €/m<sup>3</sup> (KOCH 1998). Die hohen

Kosten entstehen durch die aufwendige Bearbeitung der Steine, da jeder einzelne Stein durch Sägearbeit aus einem entsprechend großen Block herausgeschnitten werden muss. Zur Gewährleistung einer gleichbleibenden Qualität sowie der Materialparameter muss außerdem ein aufwendiges Kontrollregime betrieben werden. Bei einer Ausführung der Widerlager mit natürlichen Basaltsteinen steigen die Kosten auf das 3.2-fache der Kosten, die bei Verwendung von Schmelzbasaltsteinen entstehen. Für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  bedeutet das eine Steigerung der gesamten Baukosten auf 210 %. Die Tabelle 7-4 enthält einen Kostenvergleich zwischen Basalt- und Schmelzbasaltsteinen.

Tabelle 7-4: Vergleich der Kosten des Verschlusssystems aus Basalt und Schmelzbasalt in Abhängigkeit vom Querschnitt

Streckenquerschnitt	Basalt		Schmelzbasalt	
	Kosten WL	Gesamtkosten <sup>1)</sup>	Kosten WL	Gesamtkosten <sup>1)</sup>
[m <sup>2</sup> ]	[Mio. €]			
10.0	3.439	4.192	1.063	1.819
21.0	9.817	11.396	3.037	4.616
36.0	21.433	24.306	6.631	9.503

<sup>1)</sup> mit einem Dichtelement von 9 m Länge

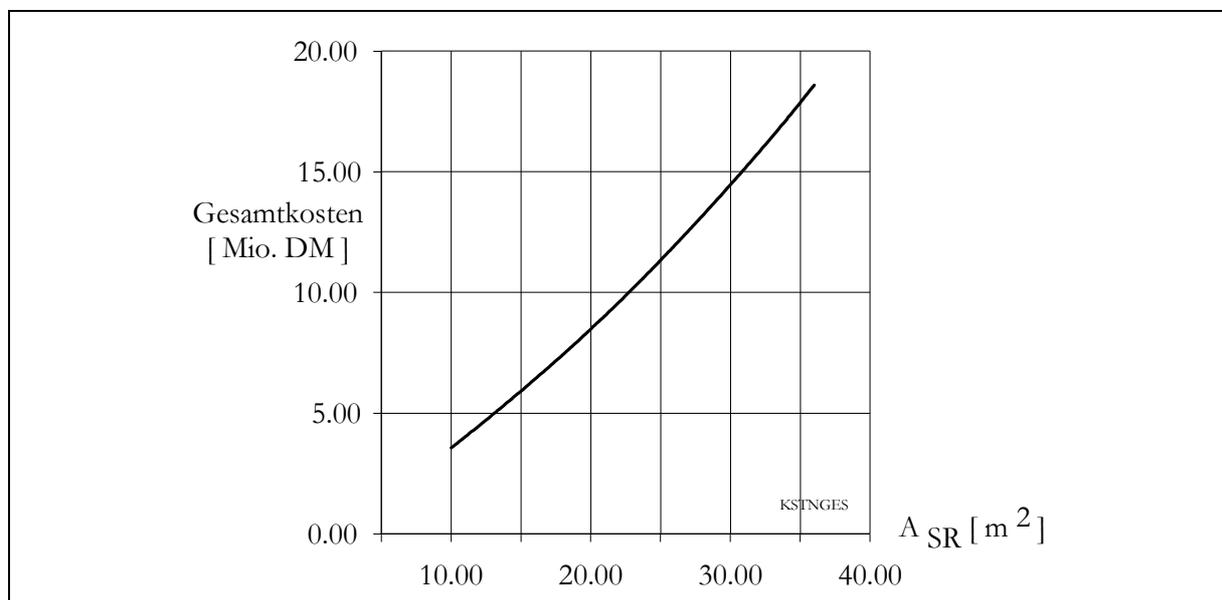


Abbildung 7-5: Gesamtkosten über Streckenquerschnitt  $A_{SR}$  bei Verwendung von Schmelzbasalt

Die Verlängerung des Dichtelementes auf eine Länge von  $l_{DE} = 14 \text{ m}$ , um die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, ergibt Mehrkosten von etwa 136 000 € gegenüber dem kürzeren Dichtelement mit der Länge  $l_{DE} = 9 \text{ m}$ . Die Tabelle 7-5 enthält die Kosten entsprechend den Einzelleistungen für das längere Dichtelement.

Tabelle 7-5: Kosten für das Verschlussystem aus Schmelzbasalt mit verlängertem Dichtelement ( $l_{DE} = 14 \text{ m}$ )

	Leistungen	Einheitspreis	Kosten
Baustelleneinrichtung	Psch.	153 000 [€]	0.153 [Mio. €]
Dichtelement	$V_{DE} = 140 \text{ m}^3$	2200 [€/m <sup>3</sup> ]	0.308 [Mio. €]
Widerlager	$V_{WL} = 210 \text{ m}^3$	5060 [€/m <sup>3</sup> ]	1.063 [Mio. €]
Konturherstellung	$A_{Kontur} = 383 \text{ m}^2$	1125 [€/m <sup>3</sup> ]	0.431 [Mio. €]
Gesamt			1.955 [Mio. €]

## 7.4 Qualitätssicherung und Anforderungen an die Bauausführung

Aus dem Arbeitsprinzip des Widerlagerverbandes ergeben sich für sensible Bereiche im Widerlager Qualitätsanforderungen, die unbedingt eingehalten werden müssen, um die Funktion des Bauwerkes zu gewährleisten. Das betrifft im besonderen die Kontaktfugen zum Gebirge. Die Konturflächen müssen möglichst eben sein und dürfen keine größeren Unstetigkeiten aufweisen. Der Anstellwinkel, besonders in Firste und Sohle, muss sehr genau eingehalten werden, um eine möglichst symmetrische Geometrie zu gewährleisten. Bei Abweichungen in Größenordnungen ist dieser gegebenenfalls zu korrigieren. Die Dicke der Kontaktfugen zum Gebirge muss gleichmäßig etwa 10 mm betragen. Der Einsatz von entsprechenden Lehren zur Einhaltung der Fugendicke ist hier erforderlich, um eine gleichbleibende Ausführungsqualität zu garantieren.

Der Einbau des Fugenmaterials im Firstbereich stellt besondere Anforderungen an die Bauausführung. Es muss in jedem Fall gewährleistet werden, dass das Fugenmaterial Sand die gesamte Kontaktfuge in diesem Bereich ausfüllt. Der Einbau des Materials muss mit geeigneten Werkzeugen und einer gleichmäßigen Verdichtung erfolgen. Einem Ausrieseln des Sandes aus den Fugen auf Druck- bzw. Luftseite muss durch Zusatz eines geringen Bindemittelanteils zum Fugenmaterial vorgebeugt werden. Dies betrifft nur die jeweils letzte Schale auf Luft- und Druckseite des Widerlagerverbandes.

Die Vermauerung der Steine im Verband muss lotrecht erfolgen, wobei alle Fugen vollflächig vermörtelt werden. Besondere Anforderung werden an den Versatz zwischen den Steinen der einzelnen Schalen gestellt. Diese müssen in den entsprechenden Bereichen exakt eingehalten werden.

Um eine minimale Fugendicke im Widerlagerverband zu erreichen, ist der Einsatz einer entsprechenden Lehre notwendig. Der Bindemittelgehalt des Mörtels sollte minimal gehalten werden. Ein Anteil von 25 % gewährleistet eine gute Verarbeitbarkeit und sollte nicht überschritten werden.

Der Anschluss an das Dichtelement muss vollständig über die gesamte druckseitige Fläche des Widerlagers erfolgen. Luftegefüllte Zwischenräume sind hier nicht zulässig.

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem entwickelten Algorithmus wird es möglich, Widerlager in Mauerwerksbauweise zu entwerfen und zu bemessen, durch die ein axial angreifender Fluid- bzw. Quelldruck in die Gebirgskontur einer abzudichtenden Strecke eingetragen werden kann.

Den Kern des Algorithmus bildet der Entwurf eines Mauerwerksverbandes der die Innere Sicherheit des Verbandes gewährleistet. In Abhängigkeit vom Verlegeschema der Steine wird eine erforderliche Widerlagerlänge berechnet, durch die der formschlüssige innerer Verbund der Steine untereinander sichergestellt wird. Neben den geometrischen Anforderungen an den Verband wurde nach streng konservativen Grundsätzen ein Modell zur Beschreibung der Scherfestigkeit des Mauerwerksverbandes entworfen. In diesem Modell wird die Ausbildung eines Spannungsgewölbes im Verband berücksichtigt. In den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit werden zusätzliche Verschiebungsanteile einbezogen, die durch die Form der Konstruktion und durch das Verformungsverhalten des Fugenmaterials entstehen. Diese Vorgehensweise zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit ist notwendig, da der Nachweis der Langzeitstabilität des Fugenmaterials auf der Basis einer „Worst Case“-Betrachtung beruht.

Im Rahmen der Arbeit wurden umfangreiche Untersuchungen mit potenziellen Widerlagermaterialien durchgeführt.

Die Salzgrusbriketts wurden als Ergebnis der Materialuntersuchungen für ungeeignet zum Bau eines Widerlagers befunden. Als Ersatz für die Salzgrusbriketts wurde nach Recherchen das Material Schmelzbasalt ausgewählt und verschiedenen Untersuchungen und Prüfungen unterzogen.

Die chemische Zusammensetzung von natürlichem Basalt und von Schmelzbasalt ist vergleichbar. Mit den angewendeten Untersuchungsmethoden konnte die sehr feinkörnige Struktur des Schmelzbasaltes nicht vollständig aufgelöst werden. Zum endgültigen Nachweis der Langzeitstabilität von Schmelzbasalt sind daher weitere Untersuchungen erforderlich. Ergeben diese Untersuchungen für die feinkörnige Schmelzbasaltmatrix keine wesentlichen Strukturveränderungen gegenüber dem natürlichen Basalt, so bildet dieser natürliche Basalt das Analogon zum Nachweis der Langzeitstabilität für den Schmelzbasalt. Die Langzeitstabilität des Fugenmaterials wurde durch „Worst Case“-Betrachtungen nachgewiesen.

Die entwickelten Blockmodelle für Versuche mit Modellwiderlagern und für das statische Widerlager des in situ - Versuches EU 1 konnten durch FEM - Berechnungen und die jeweiligen Versuchsergebnisse bestätigt werden. Die Anwendung des Blockmodells zur Überprüfung von FEM - Rechenmodellen für Verschlussbauwerke ist möglich.

In den Versuchen mit Modellwiderlagern konnten Verformungsparameter für Verbände aus Salzgrusbriketts ohne Fugenmaterial sowie Betonsteinen mit Sand als Fugenmaterial bestimmt werden. Die ermittelten Verformungsparameter für Verbände aus Salzgrusbriketts dienten als Eingangswerte für FEM - Berechnungen des statischen Widerlagers

EU 1 und konnten durch die Versuchsergebnisse und die Ergebnisse der FEM-Berechnungen bestätigt werden.

Aus dem in situ - Versuch EU 1 konnten für statische Widerlager in Mauerwerksbauweise wichtige Erkenntnisse gewonnen werden. Dabei handelt es sich im wesentlichen um die Ausbildung eines Spannungsgewölbes im Innern des Verbandes. Der Lastabtrag erfolgt in diesen Verbänden bevorzugt über die Orientierung mit dem jeweils steifsten Verformungsverhalten.

Nach dem entwickelten Algorithmus wurden für ein Verschlussbauwerk mit einem Querschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  die statischen Widerlager entworfen und bemessen. Die Bauwerke haben je eine Länge von 6.70 m und weisen ein Längen - zu Streckenhöhen - Verhältnis von etwa 2.7 auf. Das Dichtelement aus Bentonitformsteinen muss mindestens eine Länge von 14 m aufweisen, um die Funktionstüchtigkeit des Verschlussbauwerkes über einen Zeitraum von 100 000 Jahren zu gewährleisten.

Die Gesamtkosten des Verschlussystems wurden auf Basis der Baukosten des in situ - Versuches EU 1 mit 1.955 Mio. € berechnet. Bei der Verwendung von natürlichen Basalt steigen die Baukosten des Verschlussystems auf etwa 4.2 Mio. €.

Geht man bei Endlagern für radioaktive Stoffe bzw. Untertagedeponien von zwei zu verschließenden Zugängen zum Einlagerungsbereich aus, ergeben sich Kosten von etwa 3.91 Mio. € für zwei Verschlussysteme.

## 9 Literaturverzeichnis

- ALAND, H.J.; KOCH, G. & SITZ, P. (2000): Einsatz der Seilsägetechnik zur Herstellung von Hohlraumkonfigurationen für untertägige Streckenverschlussbauwerke. Bergbau Heft 12, 2000 S. 557 – 559.
- ALAND, H.J.; HANDKE, N.; LEUSCHNER, J.; BODENSTEIN, J.; MAELZER, K.; SITZ, P.; GRUNER, M. & SPRINGER, H.(1999): Langzeitfunktionstüchtiger Streckenverschluss aus kompaktiertem Bentonit im Bergwerk Sondershausen. Kali und Steinsalz 12 (1999) Nr. 9, S. 24 – 29
- BERGER, F. (1996): Zur nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk., SFB 315: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke., Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1986, S. 231 – 248.
- BÖHNEL, H. & BRÜCKNER, D. (1999): Gesteinsmechanische Untersuchungen an zylindrischen Prüfkörpern aus Salzgrusbriketts. Institut für Gebirgsmechanik Leipzig, Teilbericht 20.04.1999.
- BÖHNEL, H. & BRÜCKNER, D. (1999b): Bestimmung gesteinsmechanischer Parameter am Steinsalz der Blindstrecke im Bereich der Maschinenstrecke EU 1 in der Grube Sondershausen. Institut für Gebirgsmechanik, Teilbericht 31.05.1999
- 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. Neue Bergbautechnik 4 (1974) 11, S. 836 – 839.
- DBE (1995): Entwurfsplanung von Querschnittsabdichtungen. Abschlussbericht. Deutsche Gesellschaft zum Bau und Betrieb von Endlagern für Abfallstoffe Peine: DBE 1995.
- DIN 1054 (2003): Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Deutsches Institut für Normung e.V. Januar 2003.
- DIN 1164 (1986): Zement Teil 1, Zusammensetzung und Anforderungen. Deutsches Institut für Normung e. V. Dezember 1986.
- EGERMANN, R. (1995): Tragverhalten mehrschaliger Mauerwerkskonstruktionen. SFB 315: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke., Universität Karlsruhe, Aus Forschung und Lehre, Heft 29.
- ERCOSPLAN (1999): Abschlussbericht, Versuchsverschlussbauwerk Strecke EU 1, Grube SDH, Bearbeiter: Dipl.-Ing. Martin, J., ERCOSPLAN Ingenieurgesellschaft mbH (1999).
- FLIß, Th. (1999a): Prüfung des Gefügeversuchsstandes Reiche Zeche auf Verformungen der Versuchseinrichtung. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (1999).

- 
- FLIß, Th. (1999b): Der Versuchsstand Reiche Zeche. Vortrag zum Statusgespräch „Langzeitsichere Verschlussbauwerke im Salinar - Stand der Realisierbarkeit“ in Freiberg 04.11.1999.
- FLIß, Th. (2000): Mechanische Eigenschaften von Probekörpern aus Salzgrusbriketts unter dem Einfluss von gesättigter NaCl – Lauge. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2000).
- FLIß, Th. (2001a): Versuche mit Modellwiderlagern auf dem Gefügeversuchsstand „Reiche Zeche“. Berichte der Versuche RZ005 bis RZ012 unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2001).
- FLIß, Th. (2001b): Einaxiale Druckversuche mit Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial und Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2001).
- FLIß, Th. (2001c): Oedometerversuche mit trockenen und gesättigten Sandproben. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2001).
- FLIß, Th. & KAWKA, A. (2001a): Scherversuche mit Materialien der Modellwiderlager. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2001).
- FLIß, Th. & KAWKA, A. (2001b): Herstellung und Prüfung von Probekörpern aus Solemörtel unterschiedlicher Rezepturen. Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2001).
- FLIß, Th. & HILTSCHER, B. (2002): Vermessung der Luftseite des statischen Widerlagers nach maximalen Druck in DK 1 ( $p_{max} = 80$  bar), Versuchsverschlussbauwerk / Strecke EU 1 Grube "Glückauf" Sondershausen, Bericht unveröffentlicht, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (2002).
- GEISSLER, N. (2002): Studienarbeit: Mineralogische und chemische Zusammensetzung von Schmelzbasalten. TU Bergakademie Freiberg, Institut für Mineralogie (2002).
- Glückauf (1902): Wasserdichte Verdämmungen im Salzgebirge. Glückauf, 38 Nr. 14, S. 307-309.
- GRAY, M. (1993): OECD/NEA International Stripa Project 1980-1992, Overview Vol. III, Engineered Barriers. Stockholm: SKB.
- HERRMANN, A. G. & RÖHTMEYER, H. (1998): Langfristige sichere Deponien - Situationen, Grundlagen, Realisierung. Springer – Verlag Berlin Heidelberg 1998.
- HILSDORF (1965): Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit. Bericht Nr. 40, Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München.
- HOPPE, W. ET. AL. (1974): Geologie von Thüringen. VEB Hermann Haack, Geographisch-Kartographische Anstalt Gotha / Leipzig.
- IBEWA (2001): Darstellung des Standes von Wissenschaft und Technik hinsichtlich des Verfüllens der Strecken. Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser- und Deponietechnik, Wilsnak & Partner (IBEWA),Freiberg, 20.02.2001.
-

- 
- KALENBORN (2000): Unterlagen der Firma Kalenborn Kalprotect – Dr. Mauritz GmbH & Co KG, Asbacher Str. 50, D-53560 Vettelschoss.
- KAWKA, A. & MIKULTISCH, V. (1999): Scherversuche Bericht unveröffentlicht. TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau, (1998 / 1999).
- KNIPPING, B. & HERRMANN, A. (1985): Mineralreaktionen und Stofftransporte an einem Kontakt Basalt – Carnallit im Kalihorizont Thüringen der Werra-Serie des Zechsteins. Kali und Steinsalz Bd. 9, Heft 4, März 1985.
- KOCH, G. (1998): Langzeitbeständigkeit von Basalt. Zwischenbericht zum F/E – Vorhaben „Entwicklung eines Grundkonzeptes für langzeitstabile Streckenverschlussbauwerke“, TU Bergakademie Freiberg, 1998.
- KOCK, K. (1971): Die Gangbasalte der Vorderrhön und ihre Beziehungen zu den Kaliflözen der Werraserie. Dissertation A, Bergakademie Freiberg 1971.
- KÖHLER, G. (1891): Katechismus der Bergbaukunde. Verlagsbuchhandlung von F. F. Weber, Leipzig 1891.
- KÖNIG, G.; WÖRNER, J.D. & WALRAVEN, J.C. (1993): Massivbau, Grundlagen und Konstruktion I. Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Massivbau.
- LOHMANN (1930): Die Anwendung des chemischen Verfestigungsverfahrens bei der Abdichtung eines Laugendammes und bei Schachtabdichtungsarbeiten auf dem Kaliwerk Sachsen- Weimar in Unterbreizbach. Zeitschr. Kali und verwandte Salze, Heft 6, Jahrg. 24.
- MANN, W. & MÜLLER, H. (1985): Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Ernst & Sohn Berlin, In: Mauerwerk - Kalender 10 (1985).
- MESSENBRINK, H.; SITZ, P. & ZIPPER, H. (1994): Zur Planung von Gasspeichern in stillgelegten Kali- und Steinsalzbergwerken. Vorträge und Kurzfassungen des internationalen Kolloquiums „20 Jahre Untergrundspeicher Bernburg“ in Freiberg vom 17. Bis 19. März 1994, TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bohrtechnik und Fluidbergbau 1994.
- Orquidea Real Hostal (2001): Orquidea Tours Calle Alabado 520 Cusco Peru Reservations Headquarter.
- PESCHEL, A. (1977): Natursteine. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1977.
- RÖHNBASALT (1998): Chemische und Petrophysikalische und Gesteinstechnische Analysen des Dietrichbergbasaltes., Datenblätter verschiedener Analysen, 1998.
- SABHA, A. & WEIGERT, A. (1997): Der Einfluss der Steinhöhe auf das Tragverhalten einschaligen Mauerwerks. Jahrbuch 1993 SFB 315 (1997), S. 249 – 258.
- SALZER, K. (1999): Vergleich zwischen 3D- und axialsymmetrischen Berechnungen für Ein Widerlager aus Steinsalzmauerwerk. Institut für Gebirgsmechanik Leipzig, Zwischenbericht zum Grundkonzept Streckenverschluss (Entwurf vom 30.06.1999), 30.06.1999.
-

- 
- SANDER, W. (1988): Quantitative Beschreibung der Lösungsmetamorphose beim Einbringen von Wasser in ein Bergwerk im Zechsteinsalinar. Kali - und Steinsalz 10 (1988) 2.
- SCHAUERHAMMER, M. (1995): Untersuchen Sie die Eignung von Materialien mit Langzeitstabilität für die Verwendung als statisches Widerlagermaterial in Verschlussbauwerken des Entsorgungs- und Verwahrungsbergbaus. Diplomarbeit TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau (1995).
- SIA 160 (1989): Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Norm, Schweizer Ingenieur- und Architekten-Verein (1989).
- SITZ, P. & GRUNER, M. (1994): Untertägiger Entsorgungsbergbau - Versiegelungskonzepte und Versiegelungsmaterialien. Vortrag zum Berg- und Hüttenmännischen Tag, 14. - 18. 06. 1994, Freiberg/Dresden. Tagungsband EMC 94 - Mining. Clausthal - Zellerfeld: GDMB Informationsgesellschaft mbH, 1994, S. 488 – 500.
- SITZ, P. & GRUNER, M. (1997): Materialuntersuchungen für Mehrkomponentensysteme auf Ton/ Bentonit- Basis für Dichtung und Lastabtrag, mit hohem Rückhaltevermögen, für den langzeitsicheren Verschluss von UTD und Endlagern. Abschlussbericht FuE - Vorhaben BMBF 02 C 0193, Freiberg 1997
- SITZ, P. (1999): Langzeitsichere Verschlussbauwerke im Salinar - Stand der Realisierbarkeit. Vortrag zum Workshop Langzeitsichere Verschlussbauwerke im Salinar in Freiberg am 04.11.1999.
- SITZ ET. AL. (1999): Forschungsprojekt „Schachtverschluss Salzdetfurth“, Konzeption für den Versuch „Dichtsystem Bohrschacht“. TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau, Freiberg 15.07.1999.
- SITZ, P.; KOCH, G. & GRUNER, M. (2001): Langzeitstabile Streckenverschlussbauwerke im Salinar., 5. Statusgespräch zu FuE - Vorhaben auf dem Gebiet der Entsorgung gefährlicher Abfälle in tiefen geologischen Formationen. Forschungszentrum Karlsruhe, Wissenschaftliche Berichte FZKA- PTE Nr. 7, S. 393 – 436.
- SITZ, P. & FLIß, Th. (2001): Eignung statischer Widerlager in Mauerwerksbauweise bei der Errichtung von langzeitstabilen Streckenverschlussbauwerken. Vortrag zum 6. Bergbauforum der DMT in Bernburg 18. – 20.09.2001.
- STRUCK, D. (1993): Gebirgsmechanische Untersuchungen zur Bestimmung des Maximaldruckes von Salzkavernen. Forschungsergebnisse aus dem Tunnel- und Kavernenbau. Universität Hannover Heft 15, Hannover 1993.
- TAMASKOVICS, N. (2001): Beitrag zur Klärung der Mechanismen von Sprengverdichtungen. Veröffentlichung Institut für Geotechnik, TU Bergakademie Freiberg, Heft 03/2001.
- THOSS, R. (1963): Beitrag zum Reaktionsmechanismus zwischen Basalt und Salzgestein am Beispiel des Zechsteinsalinars im Werra – Kalirevier. Diplomarbeit, Bergakademie Freiberg.
-

- UHLENBECKER, F. W. (1978): Neue Forschungsergebnisse in der Gebirgsmechanik im Hinblick auf den Abbau von carnallitischen Kaliflözen, 5. International Symposium on Rock Salt, Hamburg, S. 413 – 422.
- WEIGERT, D. (2002): Bericht: Rückbau des Widerlagers, des Dichtelementes II und der Druckkammer II der Versuchsstreckenverschlussbauwerkes in der Grube Sonderhausen. TU Bergakademie Freiberg, Institut für Bergbau, Freiberg 28.06.2002.
- WITTKE, W. (1984): Felsmechanik, Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer – Verlag Berlin Heidelberg 1984.
- WITTKE, W. (1996): Abdichtung von Strecken im Endlager Morsleben mit hochverdichteten Bentonit. Geotechnik 19, 4, S. 304 – 311.
- XIE, Z. (2001): Rechnerische Untersuchungen zum mechanischen und hydraulischen Verhalten von Abdichtungsbauwerkes in Untertagedeponien für den Fall eines Lösungszutrittes. Dissertation, TU Clausthal 2001.

## 10 Register

### 10.1 Hauptbezeichnerverzeichnis

Zeichen	Bedeutung
$\sigma$	Spannung
$\tau$	Schubspannung
$\varepsilon$	Dehnung
$\gamma$	Wichte
$\varrho$	Dichte
$\eta$	Ausnutzungsgrad
$\alpha$	Verhältnissfaktoren
p	Porosität
$\varphi$	Winkel der inneren Reibung
c	Kohäsion
$\sigma_d$	Druckfestigkeit einaxial
$\sigma_t$	Zugfestigkeit
$\sigma_{VB}$	Druckfestigkeit eines Mauerwerksverbandes
$\sigma_{bz}$	Biegezugspannung
E	Elastizitätsmodul
$E_{dyn}$	dynamische E-Modul
$E_S$	Steifemodul
$E_{id}$	Ideeller E-Modul
K	Kompressionsmodul
G	Schubmodul
$\nu$	Querdehnzahl
$\lambda$	Seitendruckkoeffizient
S	Sicherheitsfaktor
$S_{P,EW}$	Teilsicherheitsfaktor im Einwirkungsmodell
$S_{P,R}$	Teilsicherheitsfaktor im Widerstandsmodell
EW	Einwirkung
R	Widerstand
h	Höhe

Zeichen	Bedeutung
b	Breite
l	Länge
a	Abstand
u	Verschiebung
A	Querschnitt oder Fläche
k	Anzahl
n	Anteil
$\beta$	Konturwinkel
$a_k$	Konturtiefe der Widerlagergeometrie
$d_f$	Fugendichte
$a_f$	Fugendicke

## 10.2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Dammbauwerk Leopoldshall 1898 (Glückauf 1902).....	2-1
Abbildung 2-2: Mauerwerksdamm Sachsen Weimar (nach LOHMANN 1930) .....	2-2
Abbildung 2-3: Darstellung des Verschlusskonzeptes nach (WITTKE 1996).....	2-3
Abbildung 2-4: Verschlussystem „Dammbauwerk Immenrode“ im Grubenfeld.....	2-4
Abbildung 2-5: Aufbau des Versuchsbauwerkes EU 1 in Sondershausen.....	2-5
Abbildung 2-6: Verschlussystem gegenüber Fluiddruck aus beliebiger Richtung.....	2-7
Abbildung 3-1: Algorithmus zum Entwurf und zur Bemessung statischer Widerlager.....	3-2
Abbildung 3-2: Steintor der Inka in Machu Picchu (Orquidea Real Hostal 2001) .....	3-7
Abbildung 3-3: Lastverteilungswinkel $\delta$ in Abhängigkeit von der freien Steinbreite $b_f$ .....	3-8
Abbildung 3-4: Lastverteilung in den Bereichen des Widerlagers.....	3-9
Abbildung 3-5: Dreiaxialer Spannungszustand in Stein und Fuge (KÖNIG ET. AL. 1993).....	3-11
Abbildung 3-6: Scherbruch im Stein mit entsprechender Bruch- und Belastungsfläche.....	3-13
Abbildung 3-7: Spannungsverteilung nach (MANN & MÜLLER 1985) .....	3-16
Abbildung 3-8: Spannungs – Verformungs - Verhalten eines Systems aus Schmelz- ...	3-20
Abbildung 3-9: Berechnung eines Verbandsschubmoduls aus Scherversuchen .....	3-21
Abbildung 3-10: Verschiebungsanteil $u_{z,II}$ und Setzung der Fugen in Richtung $y$ .....	3-23
Abbildung 3-11: Querschnittsfläche der Hohlraumfigur infolge der axialen .....	3-24
Abbildung 3-12: Blockmodell für ein statisches Widerlager mit angreifenden Kräften..	3-27
Abbildung 3-13: Kräfte am Blockmodell für statische Widerlager .....	3-28
Abbildung 3-14: Variation des Reibungswinkels $\varphi$ in Kontaktfuge über $\sigma_{x,y}/ \sigma_z$ .....	3-30
Abbildung 3-15: Variation der Konturwinkel $\beta_{LA}$ über $\sigma_{x,y}/ \sigma_z$ (Blockmodell für.....	3-30
Abbildung 4-1: Vergleich der Spannungs – Dehnungs - Kurven von Probekörpern aus Salzgrus in gesättigtem und ungesättigtem Zustand .....	4-4
Abbildung 4-2: Rohbasalt geschnitten (Dietrichsberg, Rhön).....	4-4
Abbildung 4-3: Tertiärer Vulkanismus in der Vorderrhön (aus HOPPE ET. AL. 1974) .....	4-5
Abbildung 4-4: Setzungen einer Sandprobe im Oedometerversuch unter verschiedenen Bedingungen.....	4-11
Abbildung 5-1: Spannungs - Verformungs - Kurven der Prismen aus Salzbricketts ohne Fugenmaterial (HP031 bis HP035) .....	5-2
Abbildung 5-2: Spannungs - Verformungs - Kurve eines Schmelzbasaltprismas mit.....	5-4
Abbildung 5-3: Ideelle $E$ - Module (berechnet nach Gleichung (3-22) im Vergleich mit den Versuchsergebnissen der Prismenversuche über dem Fugenanteil .....	5-5

Abbildung 5-4: Anfangsverformung $\epsilon_f$ der Prismen aus Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen unter geringen Lasten in Abhängigkeit vom Fugenanteil.....	5-8
Abbildung 5-5: Modellwiderlager aus Betonsteinen (RZ 011) .....	5-11
Abbildung 5-6: Modellwiderlager aus Salzbriketts (RZ 005) .....	5-11
Abbildung 5-7: Gefügeversuchstand „Reiche Zeche“ in Schnittdarstellung.....	5-12
Abbildung 5-8: Erforderliche Spannung $\sigma_{x,erf.}$ im Versuch RZ 006 (berechnet nach Blockmodell über die indirekt bestimmte mittlere Deformation in Richtung x) .....	5-15
Abbildung 5-9: Blockmodell für Modellwiderlager mit angreifenden Kräften .....	5-16
Abbildung 5-10: Kräfte am Blockmodell für Modellwiderlager .....	5-17
Abbildung 5-11: Einfluss des Konturwinkels $\beta$ auf die Verspannung $\sigma_{x,erf.}$ bei einem ...	5-19
Abbildung 5-12: Einfluss des Reibungswinkels $\varphi$ in der Kontaktfuge auf die Verspannung $\sigma_{x,erf.}$ bei einem Konturwinkel von $\beta = 6^\circ$ (Blockmodell) .....	5-20
Abbildung 5-13: Geometrie des numerischen Modells RZ 2 .....	5-21
Abbildung 5-14: Numerisch berechnete Axialspannungsverteilung für das Modellwiderlager Versuch RZ 012 (Modell RZ 2 R25).....	5-22
Abbildung 5-15: Numerisch berechnete Spannungsverteilung $\sigma_x$ (Verspannung), für das Modellwiderlager Versuch RZ 012 (Modell RZ 2 R25) .....	5-22
Abbildung 5-16: Axiale Verschiebung $u_z$ auf Luft- bzw. Druckseite im Versuch RZ 012 .....	5-25
Abbildung 5-17: Versuchsbauwerk EU 1 mit Messebenen .....	5-28
Abbildung 5-18: Druckverlauf über die gesamte Versuchsdauer.....	5-29
Abbildung 5-19: Abmessungen des Versuchsbauwerks EU 1 in Sondershausen.....	5-31
Abbildung 5-20: Axialbelastung und Verschiebung $u_z$ der Druck- bzw. Luftseite des Widerlagers in den Phasen 1 bis 3.....	5-32
Abbildung 5-21: Druckseitige Widerlagerbelastung $\sigma_{z,WLD}$ normiert auf die Axialspannungen $\sigma_{z(ME)}$ in den einzelnen Messebenen .....	5-33
Abbildung 5-22: Mittlere Normalspannungen in Firste/ Sohle und in den Stößen in Abhängigkeit von der axialen Widerlagerverschiebung.....	5-34
Abbildung 5-23: Normalspannungen Kontakt Stoß – Widerlager (Richtung x) auf Mittelwert aller Geber in Richtung x normiert.....	5-35
Abbildung 5-24: Spannungsverteilung $\sigma_x$ in der Kontaktfuge bei Axialdruck $\sigma_z = 17$ bar (FEM - Modell EU2c15) .....	5-37
Abbildung 5-25: Vergleichsspannungen im Widerlager EU 1 bei einem Axialdruck von $\sigma_{z,WLD} = 17$ bar (FEM - Modell EU2c15).....	5-39
Abbildung 5-26: Spannungsverteilung $\sigma_x$ im Widerlager EU 1 bei einem Axialdruck von $\sigma_{z,WLD} = 17$ bar (FEM - Modell EU2c15).....	5-39

Abbildung 5-27: Mittelwerte der Normalspannungen zwischen den Stößen (Achse x) und zwischen Firste und Sohle (Achse y) im Vergleich mit Berechnungen nach dem Blockmodell.....	5-40
Abbildung 5-28: Horizontalschnitt durch das Widerlager nach Versuchsende.....	5-42
Abbildung 6-1: Vertikaler Längsschnitt durch das Verschlussystem .....	6-3
Abbildung 6-2: Geometrie eines Widerlagers für einen Streckenquerschnitt $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ .....	6-5
Abbildung 6-3: Orientierung der Steine im Verband im Streckenbereich zwischen Firste.....	6-6
Abbildung 6-4: Orientierung der Steine im Konturbereich der Stöße .....	6-6
Abbildung 6-5: Verbandsfestigkeit nach (SABHA & WEIGERT 1997) in Abhängigkeit von der Fugendicke.....	6-7
Abbildung 6-6: Bruchehüllende und modifizierte Bruchehüllende für das zu bemessende Mauerwerk aus Schmelzbasaltsteinen.....	6-9
Abbildung 6-7: Überdeckungsmaß der Steine zwischen den einzelnen Schalen .....	6-9
Abbildung 6-8: Normierter ideeller E - Moduls bei abnehmender Steifigkeit des Fugenmaterials ( $E_{id}$ auf max. $E_{id} = 75 \text{ GPa}$ in Richtung Y normiert) für die Fugendicken $d_f = 5 \text{ mm}$ und $d_f = 10 \text{ mm}$ .....	6-11
Abbildung 6-9: Last - Verformungs - Verhalten eines Verbandes aus Schmelzbasaltsteinen mit Sandfugen unter trockenen und gesättigten Bedingungen.....	6-12
Abbildung 6-10: Festigkeit und Dilatanzgrenze von Staßfurtsteinsalz <sup>1)</sup> .....	6-14
Abbildung 6-11: Sekundäre Kriechraten von Staßfurtsteinsalz <sup>1)</sup> .....	6-14
Abbildung 6-12: Numerisches FEM - Modell für ein Verschlussystem für einen Streckenquerschnitt von $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ .....	6-17
Abbildung 6-13: FDM – Modell für ein Verschlussystem für einen Streckenquerschnitt von $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ .....	6-20
Abbildung 6-14: Verschiebungsrate der Druckseite Widerlager 2 über der Zeit .....	6-25
Abbildung 6-15: Verschiebung der Druckseite des Widerlagers 2 auf der Basis der Regressionsdaten .....	6-26
Abbildung 6-16: Bruchehüllende unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsfaktors für die Materialparameter des Schmelzbasaltes $S_p = 1.15$ .....	6-28
Abbildung 7-1: Lage der Querschnittsabdichtung in einem Endlager .....	7-1
Abbildung 7-2: Verlegeschema im Firstbereich des statischen Widerlagers.....	7-2
Abbildung 7-3: Gebirgskonturen des Versuchsbauwerkes EU 1.....	7-3
Abbildung 7-4: Steinformate aus Schmelzbasalt für den Kernbereich (Links) und den Randbereich (Rechts) im Widerlager.....	7-5
Abbildung 7-5: Gesamtkosten über Streckenquerschnitt $A_{SR}$ bei Verwendung von Schmelzbasalt.....	7-6

## 10.3 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1:	Zusammensetzung der quinären Lösungen bei 25°C (SANDER 1988) .....	3-3
Tabelle 3-2:	Einflussfaktoren des Einwirkungsmodells für das Verschlussystem....	3-4
Tabelle 3-3:	Modellparameter.....	3-5
Tabelle 4-1:	Einaxiale Druckfestigkeiten der Probekörper aus Salzgrusbriketts .....	4-2
Tabelle 4-2:	Einaxiale Druckfestigkeiten der Probekörper aus Steinsalz .....	4-3
Tabelle 4-3:	Hauptkomponenten des Olivin - Nephelinit (Basaltintrusion) im Kalisalzhorizont Thüringen K1Th (KNIPPING & HERRMANN 1985).....	4-6
Tabelle 4-4:	Materialeigenschaften von Basalt nach (SCHAUERHAMMER 1995).....	4-6
Tabelle 4-5:	Chemische Analysen: Rohbasalt (Stregom), Schmelzbasalt (Stregom) und Rohbasalt (Dietrichsberg) .....	4-8
Tabelle 4-6:	Mechanische Eigenschaften von Schmelzbasalt .....	4-9
Tabelle 4-7:	Beständigkeit von Schmelzbasalt gegenüber Säuren (KALENBORN 2000) .....	4-9
Tabelle 4-8:	Beständigkeit von Schmelzbasalt gegenüber Laugen (KALENBORN 2000) .....	4-10
Tabelle 4-9:	Druckfestigkeiten und E - Module von Probekörpern aus Sole- mörtel verschiedener Rezepturen.....	4-12
Tabelle 5-1:	Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial (HPsg031 bis HPsg035).....	5-2
Tabelle 5-2:	Verformungsparameter der Prismen aus Salzbriketts ohne Fugenmaterial (HPsg031 bis HPsg035).....	5-3
Tabelle 5-3:	Prismen aus Schmelzbasalt mit Fugenmaterial Sand (HPsb003 bis HPsb007) .....	5-4
Tabelle 5-4:	Quasistatisch bestimmte Parameter der Prismen aus Schmelzbasalt mit Sandfugen .....	5-5
Tabelle 5-5:	Bestimmung des Steifemoduls $E_s$ von Sand in Oedometerversuchen.....	5-6
Tabelle 5-6:	Berechnete ideale E - Module für einen Verband <sup>1)</sup> aus Schmelzbasalt.....	5-7
Tabelle 5-7:	Fugendichten im Verband entsprechend den Kantenlängen der Salzbriketts.....	5-9
Tabelle 5-8:	Setzungen (theoretisch) im Widerlager des in situ - Versuchs EU 1....	5-10
Tabelle 5-9:	Versuche mit Modellwiderlagern.....	5-12
Tabelle 5-10:	Fugenteile und Endabmessungen der Modelle aus Salzbriketts .....	5-13
Tabelle 5-11:	Verschiebung und Verformung der Modelle aus Salzbriketts.....	5-13

Tabelle 5-12:	Berechnung der Verspannung $\sigma_x$ und der Verformungsparameter $E_{x1}$ nach dem Blockmodell für die Modellwiderlager aus Salzgrus.....	5-15
Tabelle 5-13:	Eigenschaften der Verbands- und Kontaktfugen der Modellwiderlager (FLIß & KAWKA 2001a).....	5-17
Tabelle 5-14:	Variationsrechnung von Modellwiderlagern nach dem Blockmodell ..	5-20
Tabelle 5-15:	Variationsrechnungen der Modellwiderlager mit dem FEM - Modell RZ 2 .....	5-21
Tabelle 5-16:	Fugenanteile und Endabmessungen der Modelle aus Salzbricketts .....	5-23
Tabelle 5-17:	Verschiebungen und Verformungen der Modelle aus Betonsteinen.....	5-23
Tabelle 5-18:	Berechnung der Verspannung $\sigma_x$ und der Verformungsparameter $E_{x1}$ nach dem Blockmodell für die Modellwiderlager aus Betonsteinen.....	5-25
Tabelle 5-19:	Berechnungen mit dem Blockmodell und dem numerischen Modell im Vergleich mit den Versuchsergebnissen (Modellwiderlager RZ 012) .....	5-26
Tabelle 5-20:	Versuchsphasen mit Druckbeaufschlagung und axiale Verschiebungen des Widerlagers EU 1 .....	5-30
Tabelle 5-21:	Modellrechnungen des statischen Widerlagers EU1 als Blockmodell..	5-36
Tabelle 5-22:	Berechnungsergebnisse der numerischen Rechnungen (FEM - Modell) für das Widerlager EU 1, Druckbelastung $\sigma_{z,WLD}$ 17 - 80 bar (Phasen 1 bis 3).....	5-38
Tabelle 5-23:	Vergleich der berechneten Verschiebungen (Blockmodell, FEM - Modell) mit den Messwerten.....	5-43
Tabelle 5-24:	Vergleich der berechneten Spannungen (Blockmodell, FEM - Modell) mit den Messwerten.....	5-43
Tabelle 6-1:	Erforderliche Mindestlänge des Dichtelementes $l_{DE}$ bei $l_v / r_v = 5.0$ .....	6-4
Tabelle 6-2:	Geometrie des stat. Widerlagers für den Streckenquerschnitt $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ .....	6-4
Tabelle 6-3:	Mindestanforderungen an Widerlagergeometrien zur Gewährleistung der Inneren Sicherheit bei verschiedenen Streckenquerschnitten.....	6-5
Tabelle 6-4:	Kontaktflächen von Dichtelement und Widerlager bei verschiedenen Streckenquerschnitten $A_{SR} = (10 \text{ bis } 36) \text{ m}^2$ .....	6-6
Tabelle 6-5:	Druckfestigkeit des Mauerwerksverbandes nach Gleichung (3-10) für unterschiedliche Fugendicken und Fugenfestigkeiten.....	6-8
Tabelle 6-6:	Bruchscherspannungen in Abhängigkeit der Überdeckungsmaße $b_{\bar{U}}$ (0.25 - 0.75) .....	6-9
Tabelle 6-7:	Ideelle E - Module für einen Verband aus Schmelzbasaltsteinen mit Salzmörtelfugen (steifstes Systemverhalten) .....	6-10

Tabelle 6-8:	Ideelle E - Module für den Verband Schmelzbasaltsteine mit Sandfugen (weichstes Systemverhalten) für die Fugendicken $a_f = (5 \text{ und } 10) \text{ mm}$ und Anfangssetzungen in den einzelnen Orientierungen.....	6-12
Tabelle 6-9:	Mechanische Eigenschaften von Staßfurtsteinsalz .....	6-13
Tabelle 6-10:	Modellrechnungen des statischen Widerlagers als Blockmodell für die Einwirkungskombination A.....	6-16
Tabelle 6-11:	FEM - Berechnungen eines Verschlussystems für einen Streckenquerschnitt $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ (ABAQUS – Standard 6.1 – 1) .....	6-19
Tabelle 6-12:	Vergleich 3d Modell (FEM) mit dem rotationssymmetrischen Modell (FDM).....	6-19
Tabelle 6-13:	Materialparameter FDM – Modell (FLAC 4.00) .....	6-20
Tabelle 6-14:	FDM - Berechnungen eines Verschlussystems für einen Streckenquerschnitt $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ (FLAC 4.00).....	6-21
Tabelle 6-15:	Einwirkungskombination A - Laugendruck (ABAQUS - Standard 6.1 - 1 und Blockmodell).....	6-22
Tabelle 6-16:	Einwirkungskombination B - Laugendruck und Gebirgsdruck (ABAQUS - Standard 6.1 - 1).....	6-23
Tabelle 6-17:	Einwirkungskombination C - Gebirgsdruck (ABAQUS - Standard 6.1 - 1).....	6-23
Tabelle 6-18:	Ergebnisse der FDM - Modellrechnungen (FLAC 4.00).....	6-24
Tabelle 6-19:	Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2 (FLAC 4.00) .....	6-24
Tabelle 6-20:	Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2 Vergleich FLAC 4.00, ABAQUS - Standard 6.1 - 1 und Blockmodell.....	6-27
Tabelle 6-21:	Bemessungswerte der Stoffparameter von Schmelzbasalt ( $S_{P,R} = 1.15$ ) .....	6-28
Tabelle 6-22:	Bruchspannungen der Verbandsscherfestigkeit mit Teilsicherheitsfaktor $S_P = 1.15$ belegt.....	6-29
Tabelle 6-23:	Teilsicherheitsfaktoren zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit.....	6-30
Tabelle 6-24:	Verschiebung von Widerlager 1 unter maximaler Belastung.....	6-33
Tabelle 6-25:	Verschiebung des zweiten Widerlagers infolge des Quelldruckes .....	6-33

---

Tabelle 7-1:	Erforderliche Steinmengen bei Einsatz von Schmelzbasalt für ein Widerlager entsprechend einem Streckenquerschnitt von $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ .....	7-4
Tabelle 7-2:	Volumen des Verschlussystems für verschiedene Streckenquerschnitte .....	7-4
Tabelle 7-3:	Kosten des Verschlussystems aus Schmelzbasalt in Abhängigkeit vom Querschnitt.....	7-5
Tabelle 7-4:	Vergleich der Kosten des Verschlussystems aus Basalt und Schmelzbasalt in Abhängigkeit vom Querschnitt .....	7-6
Tabelle 7-5:	Kosten für das Verschlussystem aus Schmelzbasalt mit verlängertem Dichtelement ( $l_{DE} = 14 \text{ m}$ ) .....	7-7

---

## 10.4 Anlagenverzeichnis

### Anlage A. Stoffeigenschaften der Baumaterialien

- Anlage A.01 Mineralogische Untersuchungen Basalt (ba)
- Anlage A.02 Schliffbeschreibungen Rohbasalt Roh 1 – 1 bis Roh 1 - 3
- Anlage A.03 Probe 1 Übersichtsbild/ Detail 1
- Anlage A.04 Probe 1 Detail 2/ 3
- Anlage A.05 Probe 2 Übersichtsbild/ Detail 1
- Anlage A.06 Mechanische Eigenschaften Schmelzbasalt (sb)
- Anlage A.07 Ermittlung der mechanischen Parameter des Schmelzbasaltes
- Anlage A.08 Mehrstufenversuch msTC001127
- Anlage A.09 Triaxialversuch TC001128
- Anlage A.10 Einaxialer Druckversuch UC001130
- Anlage A.11 Eigenschaften von Schmelzbasalt
- Anlage A.12 Mineralogische Untersuchungen Schmelzbasalt
- Anlage A.13 Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt  
1306 - 1 bis 1306 - 4
- Anlage A.14 Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt  
1406-1 bis 1406-4 und 1506-1 bis 1506-4
- Anlage A.15 Probe 1306-3 Detail/ Probe 1406-2 Detail
- Anlage A.16 Probe 1406-2 Detail
- Anlage A.17 Probe 1406-2 Detail/ Probe 1406-4 Detail
- Anlage A.18 Probe 1406-1 Detail/ Probe 1506-4 Detail
- Anlage A.19 Probe 1506-3 Detail/ Probe 1506-4 Detail
- Anlage A.20 Mechanische Eigenschaften Salzbriketts (sg)
- Anlage A.21 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts  
(Probekörper trocken)
- Anlage A.22 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts  
(Probekörper trocken)
- Anlage A.23 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts  
(Probekörper gesättigt)
- Anlage A.24 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts  
(Probekörper gesättigt)
- Anlage A.25 Mechanische Eigenschaften Salzmörtel (sm)

### Anlage B. Eigenschaften eines Mauerwerksverbandes

- Anlage B.01 Rahmenscherversuche

- 
- Anlage B.02 Rahmenscherv. Bruch- und Restfestigkeiten
  - Anlage B.03 Rahmenscherv. Verbandsschubmodule
  - Anlage B.04 Druckversuche mit Prismen aus Salzbriketts
  - Anlage B.05 Prismen aus Salzbriketts HPsg032/ HPsg033
  - Anlage B.06 Prismen aus Salzbriketts HPsg034/ HPsg035
  - Anlage B.07 Druckversuche mit Prismen aus Schmelzbasalt mit Sandfugen
  - Anlage B.08 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb003/ HPsb004
  - Anlage B.09 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb005/ HPsb006
  - Anlage B.10 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb007
  - Anlage B.11 Versuche mit Modellwiderlagern
  - Anlage B.12 Versuch RZ 005 Versuchsverlauf
  - Anlage B.13 Versuch RZ 005 Versch.  $u_z$  / Spannung  $\sigma_{x,erf}$ .
  - Anlage B.14 Versuch RZ 006 Versuchsverlauf
  - Anlage B.15 Versuch RZ 006 Versch.  $u_z$  / Spannung  $\sigma_{x,erf}$ .
  - Anlage B.16 Versuch RZ 010 Versuchsverlauf
  - Anlage B.17 Versuch RZ 010 Versch.  $u_z$  / Spannung  $\sigma_{x,erf}$ .
  - Anlage B.18 Versuch RZ 011 Versuchsverlauf
  - Anlage B.19 Versuch RZ 011 Versch.  $u_z$  / Spannung  $\sigma_{x,erf}$ .
  - Anlage B.20 Versuch RZ 012 Versuchsverlauf
  - Anlage B.21 Versuch RZ 012 Versch.  $u_z$  / Spannung  $\sigma_{x,erf}$ .
  - Anlage B.22 In situ - Versuch EU 1 in Sondershausen
  - Anlage B.23 EU 1 Messebenen statisches Widerlager
  - Anlage B.24 EU 1 Axialverschiebungen statisches Widerlager
  - Anlage B.25 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 1
  - Anlage B.26 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 2
  - Anlage B.27 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 3
  - Anlage B.28 EU 1 Isotropes numerisches Modell stat. WL
  - Anlage B.29 EU 1 Anisotropes numerisches Modell stat. WL
  - Anlage B.30 EU 1 Einbau des statischen Widerlagers
  - Anlage B.31 EU 1 Rückbau des statischen Widerlagers
  - Anlage B.32 EU 1 Luftseite stat. Widerlager nach dem Versuch

### **Anlage C. Entwurf und Bemessung einer Querschnittsabdichtung**

- Anlage C.01 Horizontaler Längsschnitt
- Anlage C.02 Horizontaler Längsschnitt Detail A bis C
- Anlage C.03 Vertikaler Längsschnitt
- Anlage C.04 Vertikaler Längsschnitt Detail D bis F
- Anlage C.05 Baukosten des Verschlussbauwerkes Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$

- 
- Anlage C.06 FEM - Modellrechnungen des Verschlussbauwerkes Programm  
ABAQUS Standard 6.1 - 1
- Anlage C.07 FEM - Modelle
- Anlage C.08 Ergebnisse FEM - Berechnungen  $\sigma_x, \sigma_y, u_z$
- Anlage C.09 Ergebnisse FEM - Berechnungen  $\sigma_{\text{eff}, \eta}$
- Anlage C.10 Ergebnisse FEM - Berechnungen  $\sigma_z$
- Anlage C.11 Modell VB03b5  $p_L = 20 \text{ MPa}, \sigma_{GE} = 20 \text{ MPa},$  anisotr.
- Anlage C.12 Modell VB03b9  $p_L = 20 \text{ MPa}, \sigma_{GE} = 0,$  anisotr.
- Anlage C.13 Modell VB03c2f  $p_L = 0, \sigma_{GE} = 20 \text{ MPa},$  isotr.,  $E_{\text{max}}$
- Anlage C.14 Modell VB03c2d  $p_L = 0, \sigma_{GE} = 20 \text{ MPa},$  isotr.,  $E_{\text{min}}$
- Anlage C.15 Modell VB02e:  $p_L = 20 \text{ MPa}, \sigma_{GE} = 0,$  anisotr.,  $E_{\text{min}}$
- Anlage C.16 FDM - Modellrechnungen des Verschlussbauwerkes Programm FLAC 3.4
- Anlage C.17 Ergebnisse FDM - Modellrechnungen
- Anlage C.18 Modell VB04A Strecke verfüllt (Luftseite), kein Fluiddruck
- Anlage C.19 Modell VB04B Strecke offen (Luftseite), kein Fluiddruck
- Anlage C.20 Modell VB04C Strecke verfüllt (Luftseite), Fluiddruck liegt an
- Anlage C.21 Modell VB04C Strecke verfüllt (Luftseite), Fluiddruck liegt an
- Anlage C.22 Regression der Verschiebungsraten auf der Druckseite von  
Widerlager 2

---

# Anlagen

---

## Anlage A. Stoffeigenschaften der Baumaterialien

### Anlage A.01 Mineralogische Untersuchungen Basalt (ba)

Proben: Roh - 1 Handstück Rohbasalt Werk Stregom Sep. 2000  
 Roh - 2 Handstück Rohbasalt Werk Stregom Sep. 2000  
 Roh - 3 Handstück Rohbasalt Werk Stregom Sep. 2000

Tabelle A1: Ergebnisse der RF – Analyse<sup>1)</sup> Rohbasalt (GEISSLER 2002)

	Roh 1	Roh 4	Roh 3	Roh 2
	[ %]			
SiO <sub>2</sub>	44,00	43,30	42,60	43,70
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15,10	15,20	14,00	15,20
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	13,50	13,50	14,80	13,70
MnO	0,19	0,21	0,22	0,21
MgO	6,80	7,20	7,40	6,80
CaO	11,30	11,30	11,90	11,30
Na <sub>2</sub> O	3,26	3,46	2,91	3,36
K <sub>2</sub> O	1,41	1,39	1,36	1,37
TiO <sub>2</sub>	2,82	2,83	3,04	2,85
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,97	0,98	0,92	0,90
	[ ppm]			
Cl	1110	1230	1130	1220
V	310	290	310	280
Cr	610	550	640	550
Co	110	110	120	120
Ni	270	280	320	280
Cu	54	74	65	53
Zn	111	112	140	130
Ga	21	20	28	19
Rb	42	38	37	29
Sr	970	980	1090	980
Y	25	28	24	25
Zr	300	290	320	300
Nb	77	78	87	77
Ba	600	680	700	640
La	90	70	100	60
Ce	80	120	160	90

<sup>1)</sup> Röntgen Fluoreszenz Analyse

## Anlage A.02 Schliffbeschreibungen Rohbasalt Roh 1 – 1 bis Roh 1 - 3

Schliffbeschreibungen Rohbasalt Roh 1 – 1 bis Roh 1 - 3 (aus GEISSLER 2002):	
Roh 1-1	
	<p>Der Schliff zeigt einen Kristallbrei, bestehend aus Einsprenglingen von Klinopyroxen und einer Matrix aus Pyroxen, Plagioklas, Spinell und Olivin. In der Matrix ist ausserdem ein Glasanteil von unter 10% enthalten. Die Glasmengen liegen feinverteilt im Schliff vor. Die Einsprenglinge können in zwei Kategorien unterteilt werden. Die erste Kategorie zeigt braune Alterationshöfe aus Eisenoxiden und -hydroxyden. Sie sind zum Teil stark zerlappt und angelöst. Sie weisen zum Teil innere Umwandlungen auf. Die zweite Kategorie zeigt keine Alterationshöfe, sie sind in der Grundfarbe meist farblos. Viele der Kristalle sind stark zerstört, was auf eine starke tektonische Beanspruchung hinweist.</p> <p>Die Matrix besteht aus meist länglichen Aggregaten, die regellos in der Schliffebene liegen. Die opaken Minerale können als Spinell identifiziert werden. Der Spinell scheint sehr eisenreich.</p>
Roh 2-1	
	<p>Die Einsprenglinge in diesem Schliff weisen keinerlei Alterationshöfe auf. Hinsichtlich seiner Mineralogie ähnelt er dem Schliff Roh 1-1. Hier konnten die Klinopyroxene zum Teil als Titanaugit und Diopsit bestimmt werden. Auch die Zusammensetzung und Struktur der Matrix gleicht der des Schliffes Roh 1-1. Im unteren Teil des Schliffes sind größere Ansammlungen von erstarrter Schmelze (Glas) zu erkennen. Sie zeigen unregelmäßige Formen.</p>
Roh 3-1	
	<p>Auch dieser Schliff ähnelt dem Schliff Roh 1-1. Die Einsprenglinge weisen keinerlei Alterationshöfe auf. Die Klinopyroxene konnten der Gruppe des Diopsit zugeordnet werden. Die Matrix weist einen höheren Anteil (ca. 15%) an Spinell auf. Schmelzreste konnten keine gefunden werden.</p>

### Anlage A.03 Probe 1 Übersichtsbild/ Detail 1

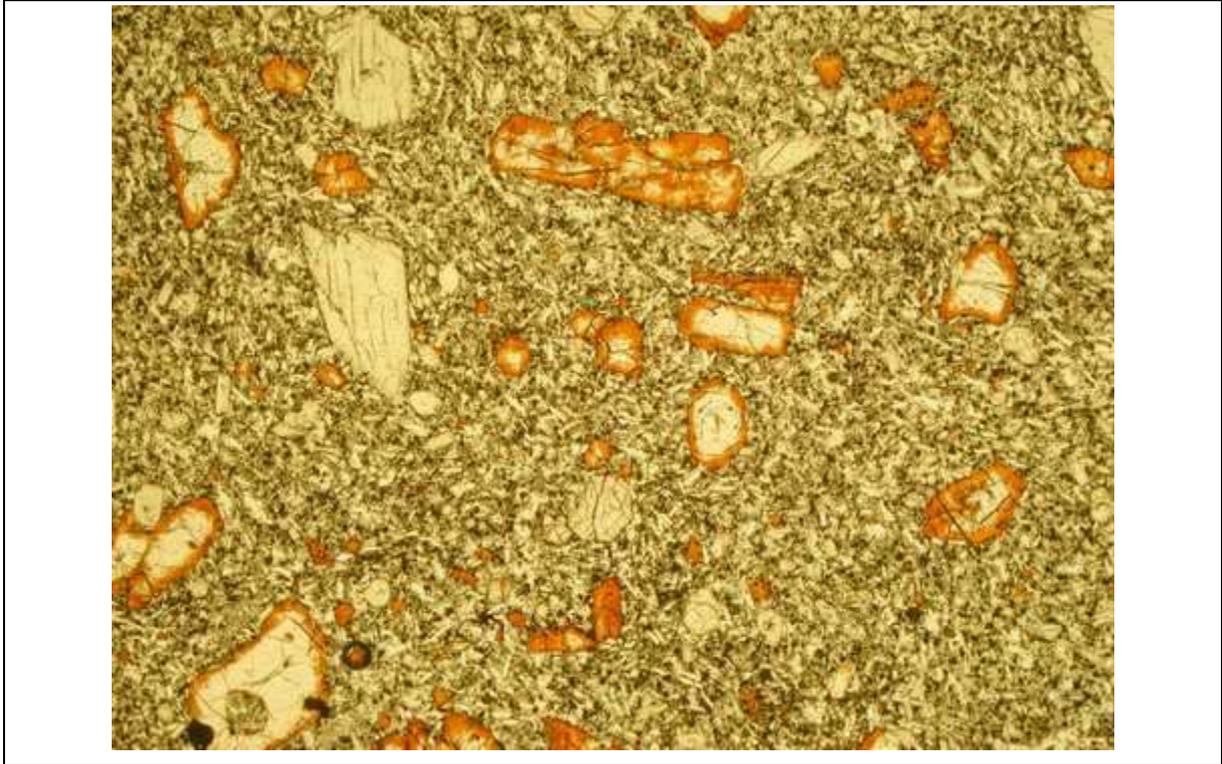


Abbildung A1: Übersichtsbild Dünnschliff Rohbasalt Probe 1 (Vergrößerung 2.5-fach)

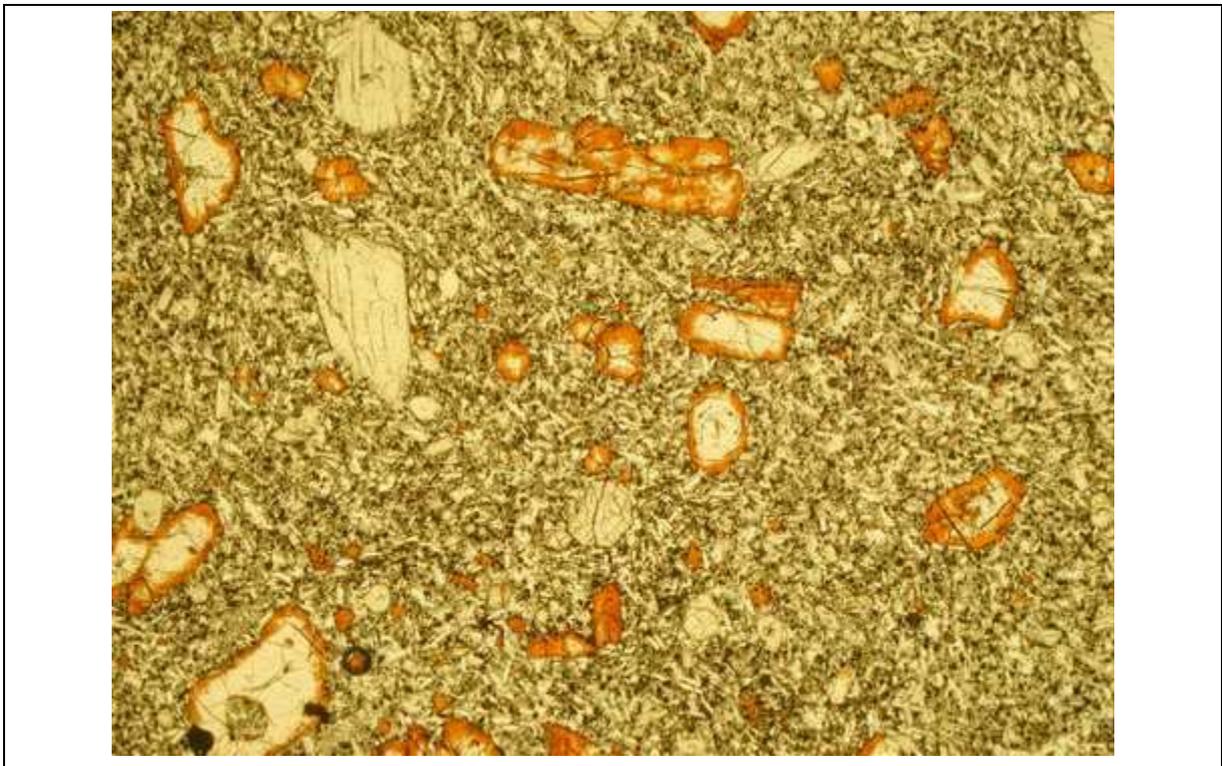


Abbildung A2: Unalterierter Kristall (Detail 1 / Probe 1, Vergrößerung 10-fach)

---

### Anlage A.04 Probe 1 Detail 2/ 3

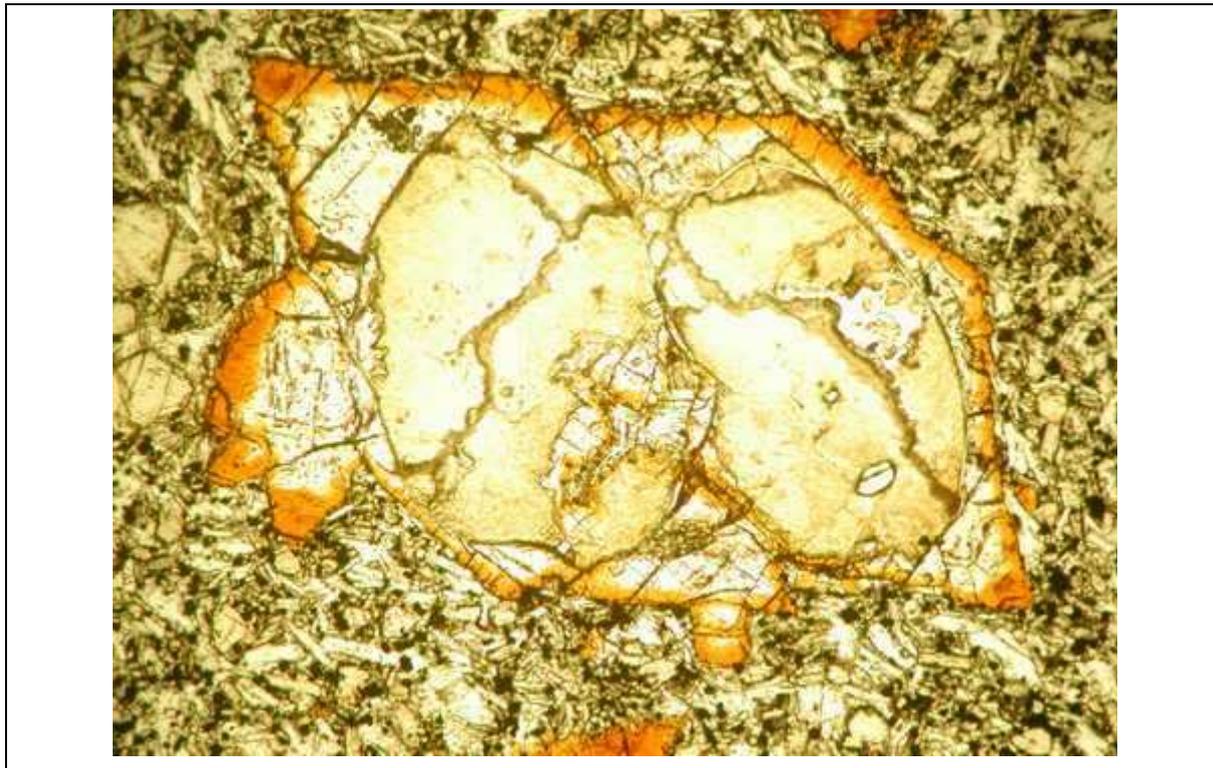


Abbildung A3: Alterierter Kristall (Detail 2 / Probe 1, Vergrößerung: 10-fach)

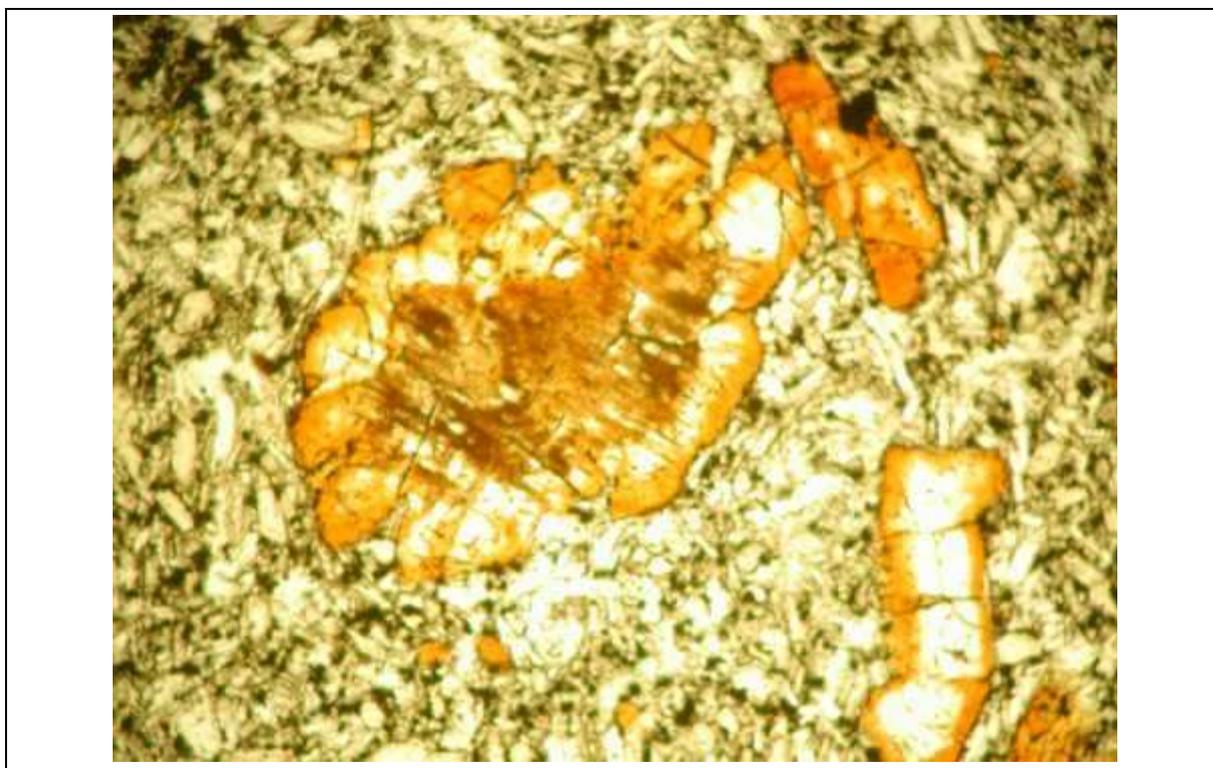


Abbildung A4: Alterationshöfe aus Amphibol um Klimopyroxen (Detail 3 / Probe 1, Vergrößerung: 10-fach)

---

## Anlage A.05 Probe 2 Übersichtsbild/ Detail 1

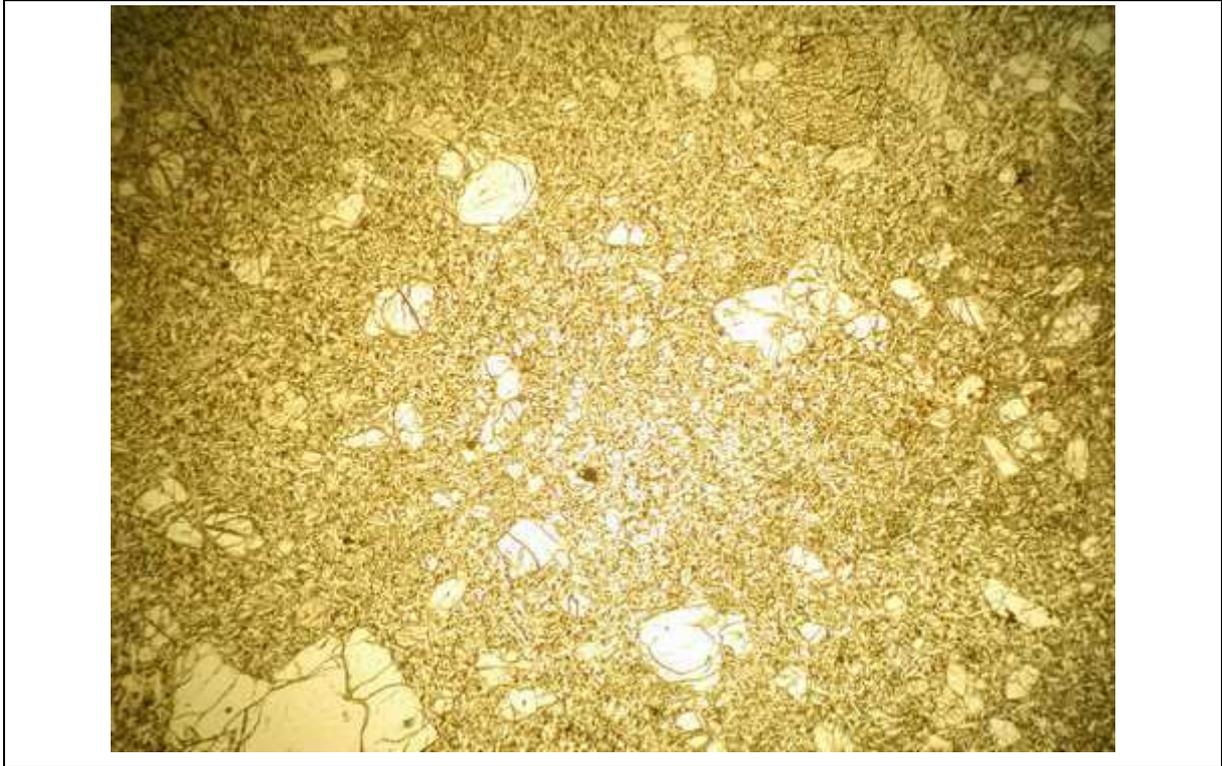


Abbildung A5: Übersichtsbild Dünnschliff Rohbasalt Probe 2 (Vergrößerung 2.5-fach)

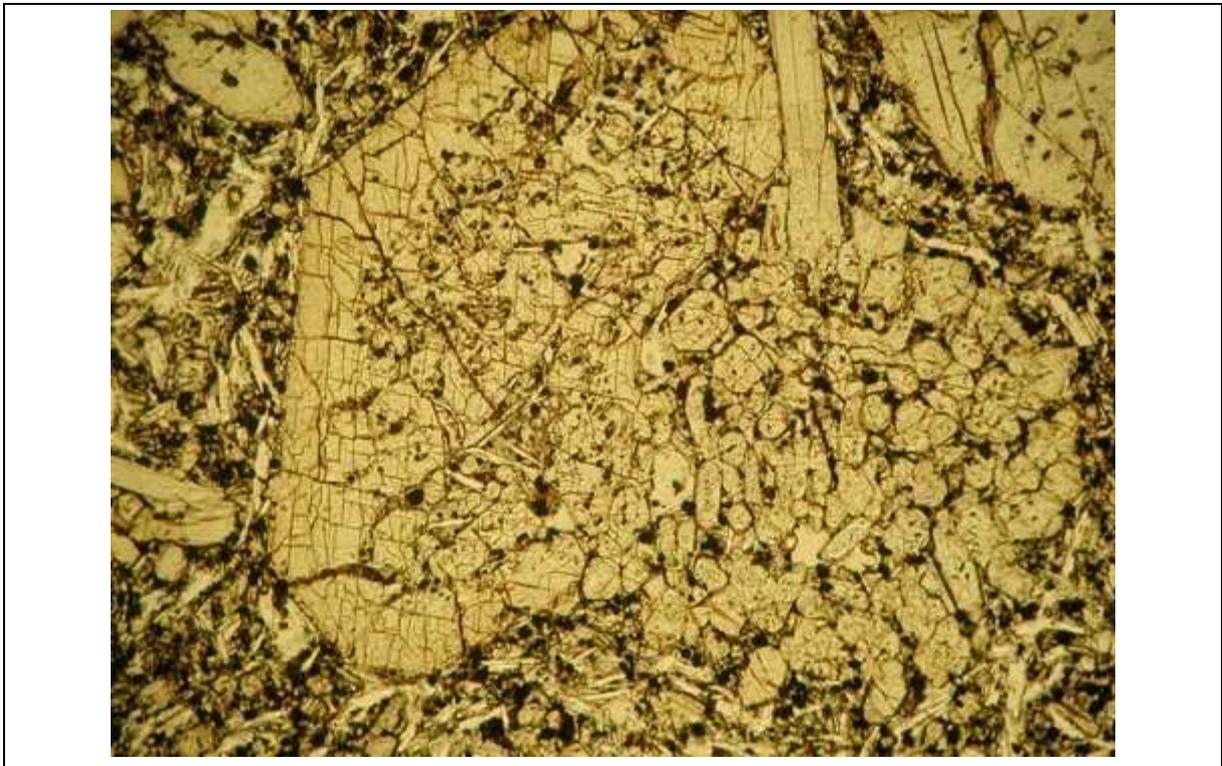


Abbildung A6: Gelöster Pyroxen, von Matrixmaterial durchsetzt (Detail 1 / Probe 2, Vergrößerung: 10-fach)

---

## Anlage A.06 Mechanische Eigenschaften Schmelzbasalt (sb)

Tabelle A2: Probekörper aus Schmelzbasalt

Versuch	Versuchsart	$\sigma_3$	$h_p$	$d_p$	$m_p$
		[MPa]	[mm]	[mm]	[g]
msTC001127	msTC	10			
TC001128	20	81.40	40.36	306.17	
UC001130	TC	30	82.14	40.39	310.47

msTC – Mehrstufen Triaxialversuch

TC – Triaxialversuch

UC – Einaxialer Druckversuch

$\sigma_3$  – Manteldruck in der Triaxial – Zelle

Tabelle A3: Quasistatisch bestimmte Parameter für Schmelzbasalt

Versuch	$\varepsilon$	E	$\nu$	G	K	$\rho$
	[min <sup>-1</sup> ]	[GPa]	[-]	[GPa]	[GPa]	[g/cm <sup>3</sup> ]
msTC001127	$0.5 \cdot 10^{-3}$	100	0.14	43.9	46.3	2.94
TC001128	$0.5 \cdot 10^{-3}$	95	0.17	40.6	48.0	2.95
UC001130	$0.5 \cdot 10^{-3}$	102	0.16	44.0	50.0	2.97
Mittelwert <sup>1)</sup>		99	0.16	42.8	48.1	2.95

<sup>1)</sup> Mittelwert aus 3 Versuchen

Die Parameter wurden nach folgenden Gleichungen berechnet:

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_q}{\Delta \varepsilon_l}$$

$$E = \frac{\Delta \sigma_l}{\Delta \varepsilon_l} \quad (\text{Sekantenmodul bei } \sigma_d / 3)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

## Anlage A.07 Ermittlung der mechanischen Parameter des Schmelzbasaltes

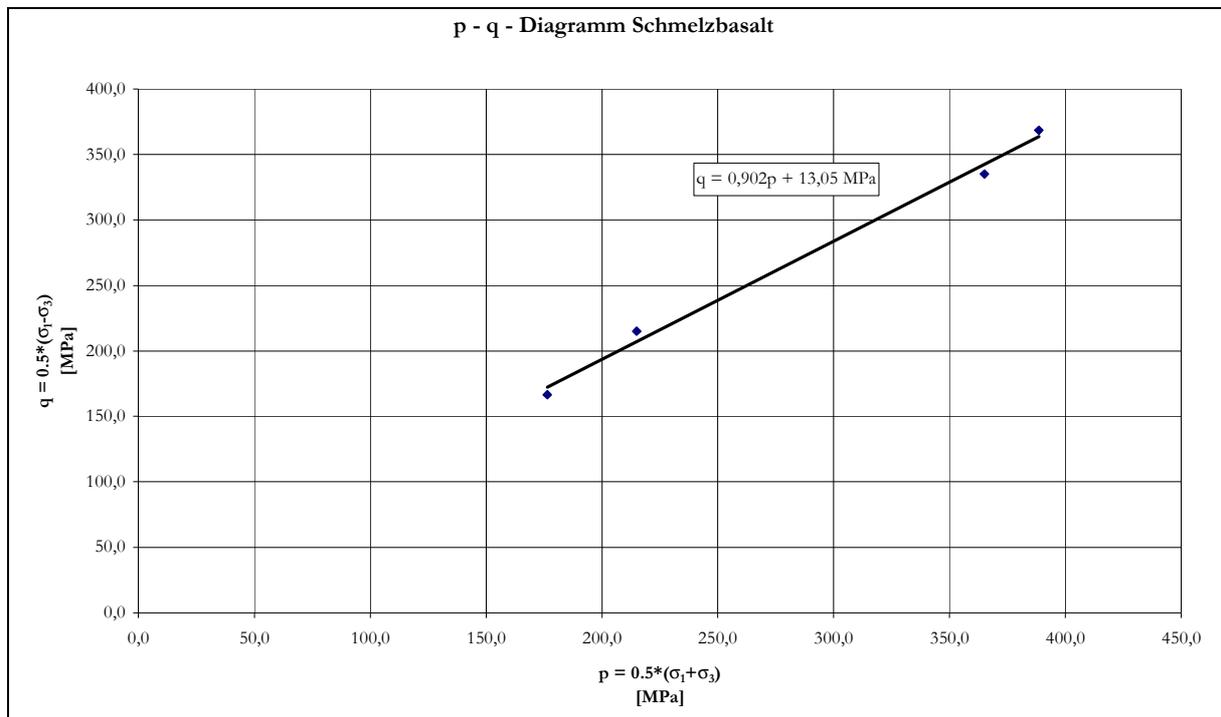


Abbildung A7: Darstellung der Ergebnisse aus den Triaxialversuchen im p - q Diagramm

Setzt man die Mohrsche Bruchhypothese voraus, so gelten die folgenden Gleichungen:

$$\tau = \sigma_1 \cdot \tan \phi + c \quad \text{und} \quad \sigma = A + B \cdot \sigma_3.$$

Darstellung im p - q - Diagramm mit linearem Ausgleich:

$$q = n + m \cdot p \quad \phi = \arcsin m$$

$$c = \frac{n}{\cos \phi}$$

$$\tau = q \cdot \cos \phi$$

folgende Parameter wurden für die untersuchten Schmelzbasaltproben ermittelt:

$\sigma_d$	430 MPa
$\sigma_t$	14.5 MPa
$\varphi$	64.4°
c	30.2 MPa
$\tau_{(\sigma_3=0 \text{ MPa})}$	93 MPa
$\tau_{(\sigma_3=20 \text{ MPa})}$	159 MPa
E	99 GPa
$\nu$	0.16
G	42.8 GPa
K	48.1 GPa

## Anlage A.08 Mehrstufenversuch msTC001127

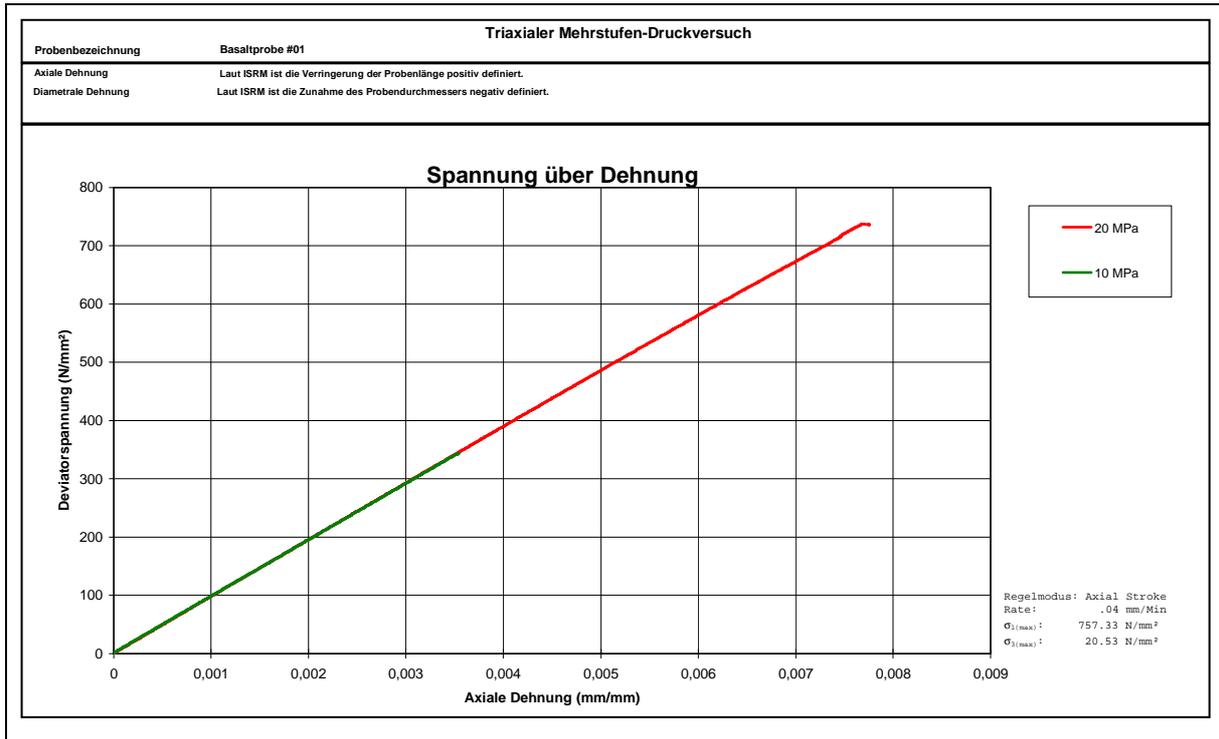


Abbildung A8: Spannung über axiale Dehnung msTC001127

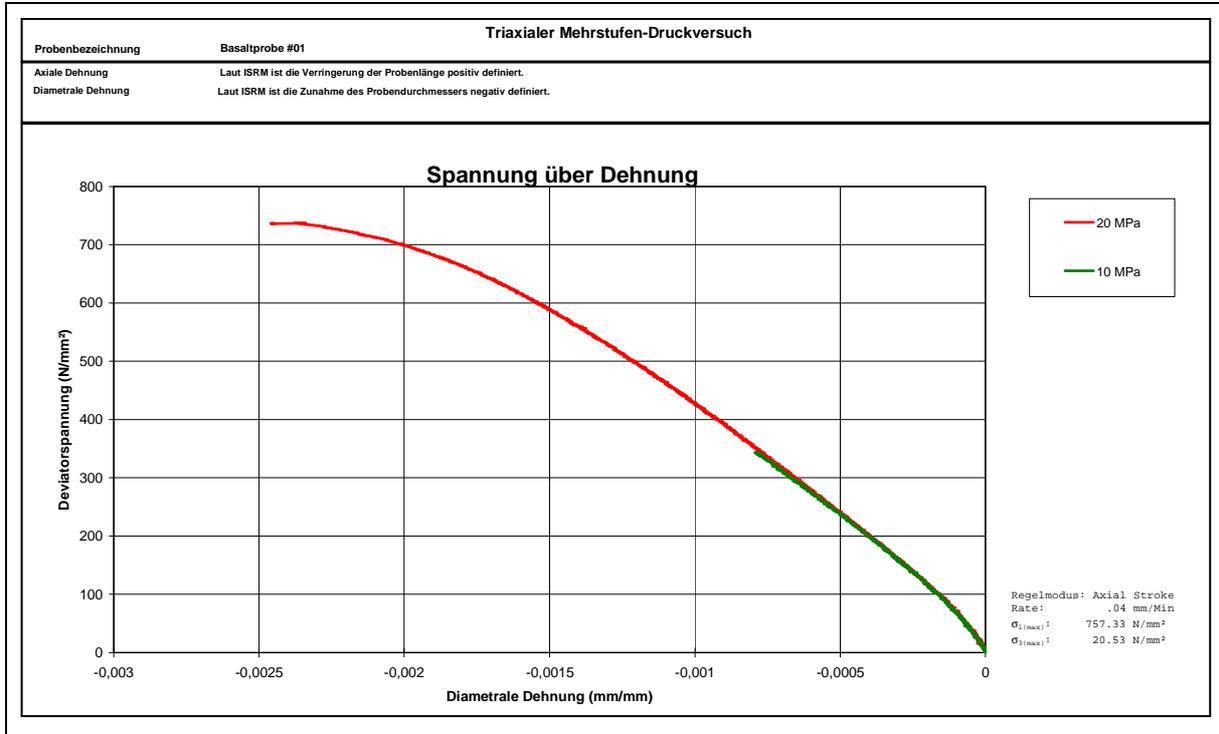


Abbildung A9: Spannung über diametrale Dehnung ms TC001127

## Anlage A.09 Triaxialversuch TC001128

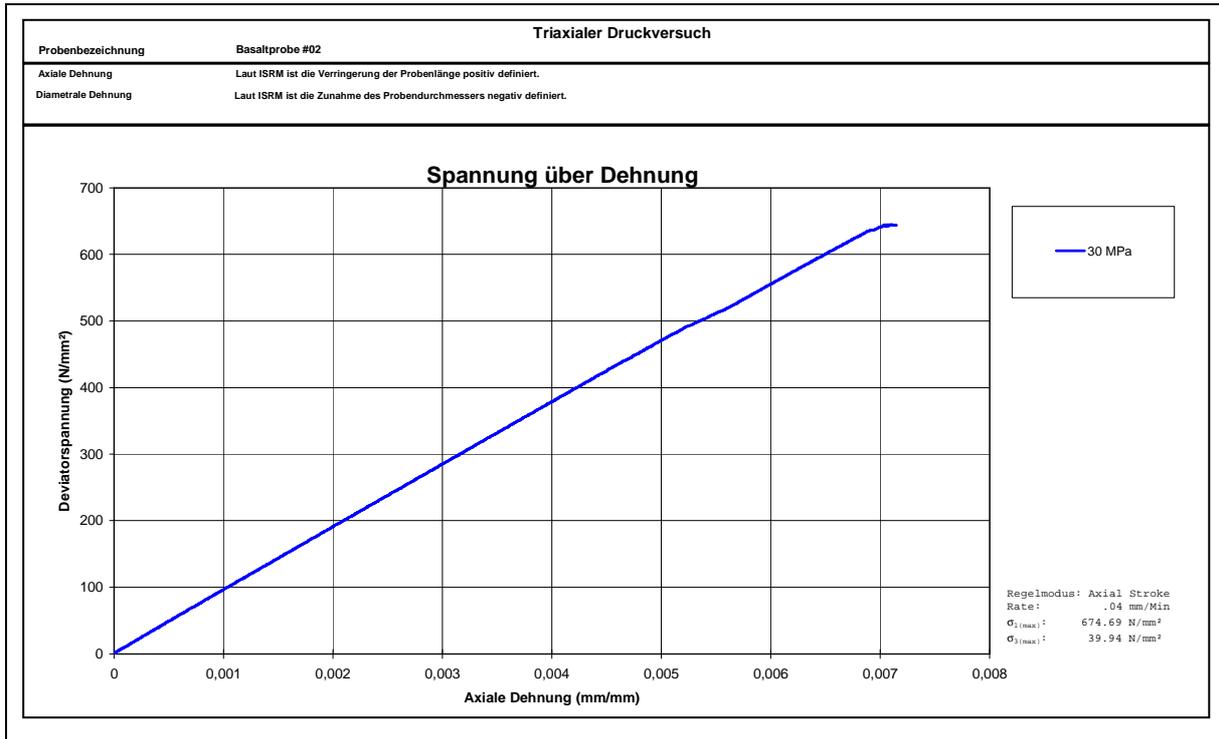


Abbildung A10: Spannung über axiale Dehnung TC001128

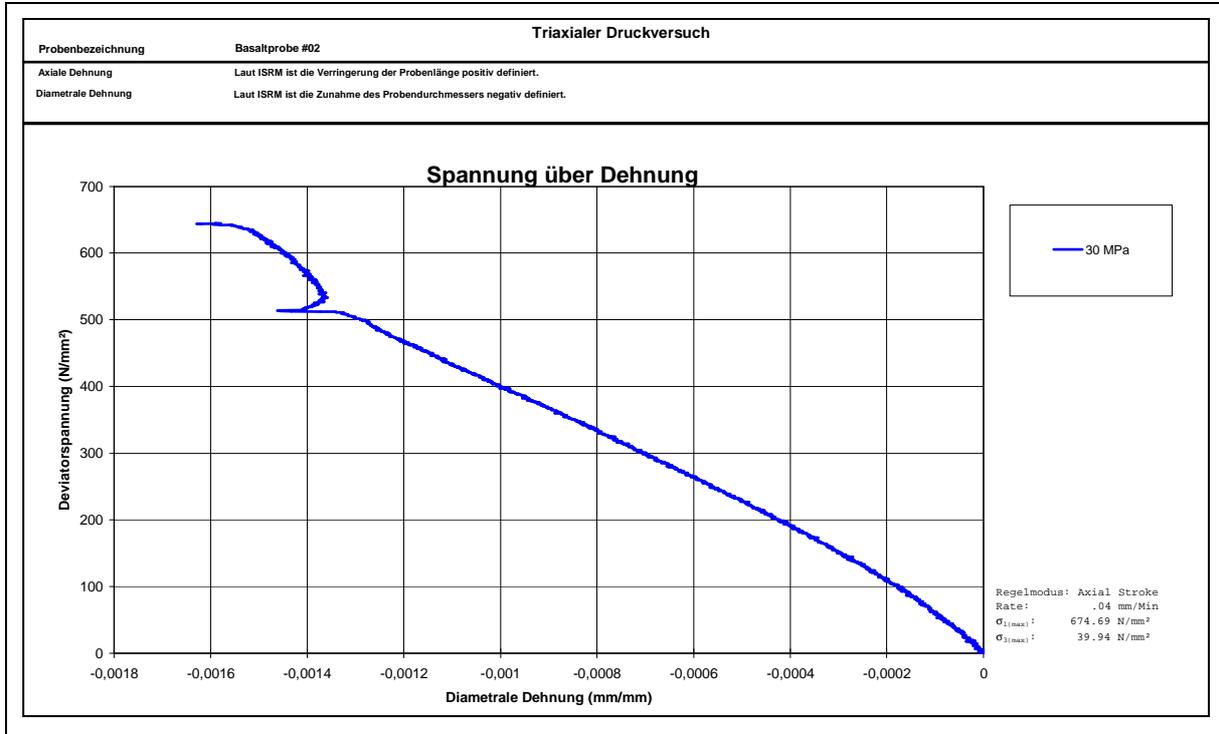


Abbildung A11: Spannung über diametrale Dehnung TC001128

## Anlage A.10 Einaxialer Druckversuch UC001130

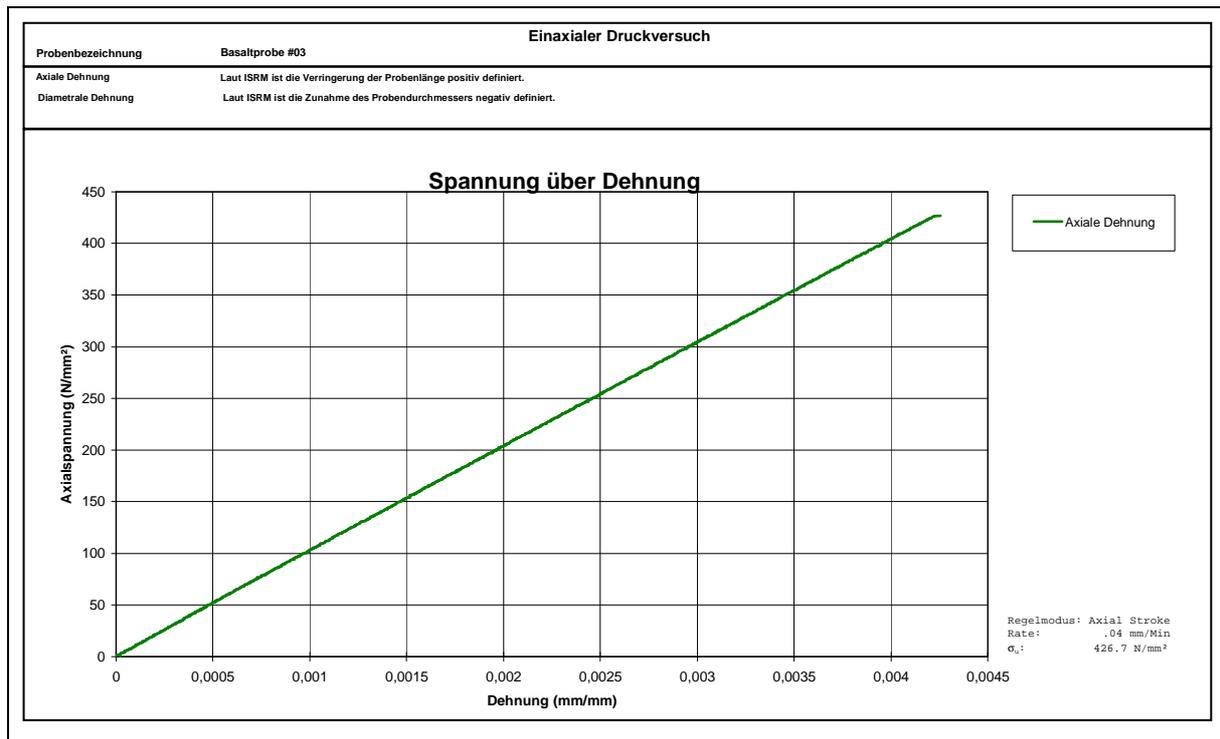


Abbildung A12: Spannung über axiale Dehnung UC001130

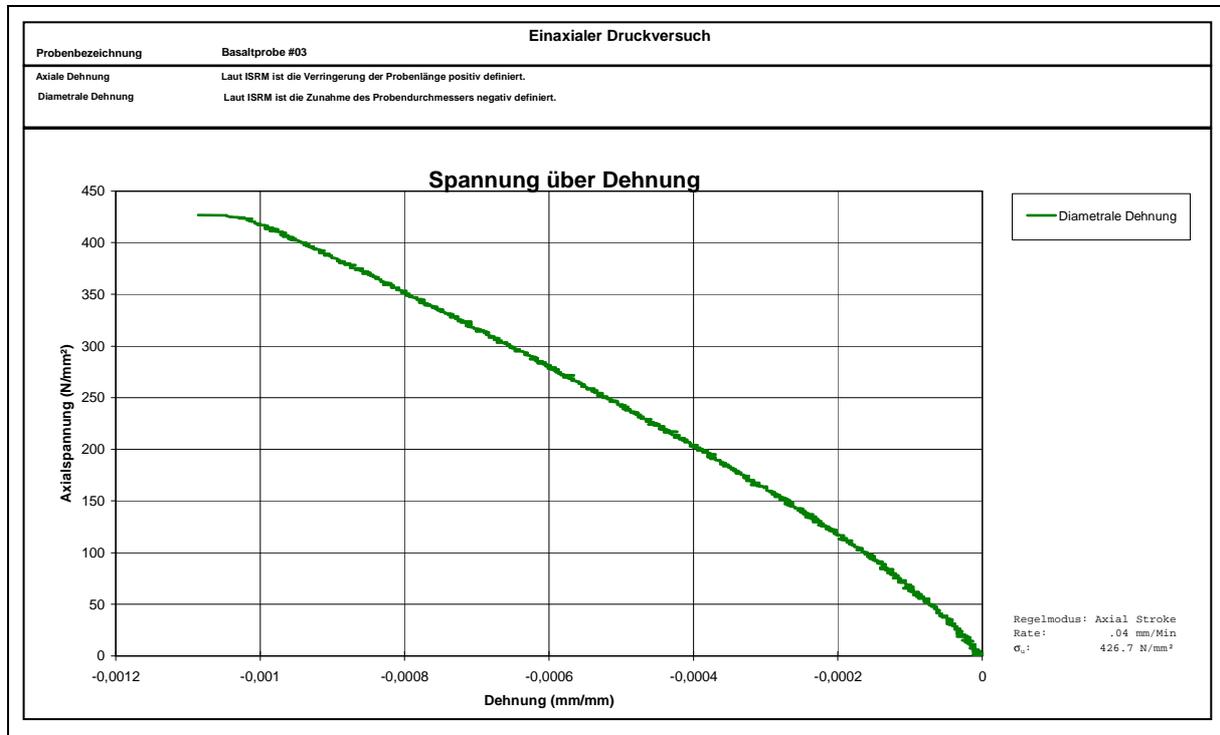


Abbildung A13: Spannung über diametrale Dehnung UC001130

## Anlage A.11 Eigenschaften von Schmelzbasalt

Auszug aus DIN 28062 Ausgabe 1978

Chemische Apparate

Bau- und Werkstoffe für Ausmauerungen

Tabelle A4: Eigenschaften von Schmelzbasalt (KALENBORN 2000)

Rohdichte	2.8 ... 2.9	kg/dm <sup>3</sup>	
Wasseraufnahme	0	Gew.- %	
Chemische Beständigkeit Säurelöslichkeit	0 ... 1	Gew.- %	
Druckfestigkeit	450	N/mm <sup>2</sup>	
Biegefestigkeit	30	N/mm <sup>2</sup>	
E- Modul	10 ... 12 * 10 <sup>4</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
Längenausdehnungskoeffizient	0.6 ... 0.8 * 10 <sup>-5</sup>	K <sup>-1</sup>	
Wärmeleitfähigkeit	1 ... 1.16	W/(m*K)	
Verschleiß (Abrieb)	4 ... 6	cm <sup>3</sup> /50cm <sup>2</sup>	
Einsatztemperatur	ca. 630	K	Unter den im chem. Apparatebau üblichen hydrothermalen Bedingungen bei allmählicher Erwärmung einsetzbar.
Frostbeständigkeit	ja		
Spezifische Wärmekapazität	≈ 0.8	KJ/(kg*K)	
Härte nach Mohs	Etwa 8		
Dielektrizitätskonstante	≈ 7 bei 1 MHz		
Elektrischer Widerstand	10 000	Ω	Bei einer Messspannung von U = 3 V und l = 1 mm
Durchgangswiderstand	3	kV	L = 1 mm

## Anlage A.12 Mineralogische Untersuchungen Schmelzbasalt

Proben: 1306 Schmelzbasaltkachel 200 \* 100 \* 40 mm  
 1406 Schmelzbasaltkachel 200 \* 200 \* 60 mm  
 1506 Schmelzbasaltkachel 200 \* 100 \* 40 mm

Tabelle A5: Ergebnisse der RF – Analyse <sup>1)</sup> Schmelzbasalt (GEISSLER 2002)

	Roh 1	Roh 4	Roh 3	Roh 2
	[ %]			
SiO <sub>2</sub>	43,30	43,10	43,30	43,50
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,90	13,00	13,00	13,30
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14,80	14,90	14,90	14,50
MnO	0,22	0,22	0,22	0,22
MgO	8,20	8,30	8,60	8,00
CaO	12,10	12,00	11,80	11,80
Na <sub>2</sub> O	2,64	2,66	2,71	2,89
K <sub>2</sub> O	1,31	1,32	1,26	1,32
TiO <sub>2</sub>	3,09	3,08	3,01	3,07
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,75	0,74	0,73	0,75
	[ ppm]			
Cl	770	770	810	870
V	330	320	300	330
Cr	710	720	770	680
Co	110	120	120	112
Ni	280	270	300	260
Cu	65	64	60	67
Zn	140	130	140	130
Ga	24	20	30	27
Rb	42	39	39	39
Sr	1070	1080	1030	1060
Y	27	28	31	23
Zr	330	330	320	320
Nb	81	87	88	87
Ba	690	650	710	730
La	90	150	110	70
Ce	130	110	70	180

<sup>1)</sup> Röntgen Fluoreszenz Analyse

## **Anlage A.13 Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt 1306 - 1 bis 1306 - 4**

Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt 1306 - 1 bis 1306 - 4 (GEISSLER 2002):

### 1306-1

Die Schmelzbasalte weisen eine bis zu 10x feinkörnigere Matrix als die Rohbasalte auf. Die Matrix ist in den Außenbereichen feinkörniger als in den Innenbereichen. Außerdem sind in den Außenbereichen dunklere Färbungen zu beobachten. Der Anteil an Poren ist in den inneren Bereichen größer als in den äußeren Bereichen des Schliffes. Die Poren sind innen dichter aneinander, bilden aber nie gemeinsame Berührungspunkte.

Die Einsprenglinge sind immer Primärmaterial, welches jedoch sehr stark angelöst und zum Teil völlig zerstört ist. Gemeinsame Korngrenzen konnten nicht beobachtet werden. Sie bestehen meist aus Klinopyroxen, beinhalten jedoch ab und zu geringe Mengen an Glas. Der Anteil der Einsprenglinge beträgt um die 3-5%.

Die Matrix besteht aus Plagioklas und Spinell. Weitere Minerale werden vermutet, können jedoch mit einem optischen Mikroskop nicht identifiziert werden, da die Aggregate zu klein sind.

Wahrscheinlich handelt es sich um Olivin und Pyroxene. Akzessorisch wird auch Apatit vermutet. Der Plagioklas ist leistenförmig gesprosst. Eine Einregelung ist im Allgemeinen nicht erkennbar. Bei manchen Partien unabhängig von der Lage des Schliffes ist jedoch eine Sprossung von Plagioklas sternförmig um idiomorphen Spinell erkennbar. Zum Teil können die Plagioklase auch fiederförmig angeordnet sein. Der Glasanteil in der Matrix liegt bei um die 10%. Die Glasaggregate sind häufig entlang von Rissen, Korngrenzen und Spaltebenen der Einsprenglinge angeordnet.

### 1306-2 bis 1306-4

Die Schliffe der anderen Ebenen sind hinsichtlich ihrer Mineralogie als auch ihres Gefüges gleich dem beschriebenen Schliff. Auf eine gesonderte Beschreibung kann somit verzichtet werden.

---

## **Anlage A.14 Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt 1406-1 bis 1406-4 und 1506-1 bis 1506-4**

Schliffbeschreibungen Schmelzbasalt 1406-1 bis 1406-4 und 1506-1 bis 1506-4 (GEISLER 2002):

### 1406-1 bis 1406-4

Diese Schliffe ähneln denen der Kachel 1306. Die Einsprenglinge bestehen aus Klinopyroxenen, die zum Teil als Titanaugit identifiziert werden konnten. Auffällig ist die zum Teil völlige Auflösung der Restitstruktur und die Durchdringung mit Glas. Teilweise sind sogar die Schmelzbahnen innerhalb der Kristalle konserviert.

Die Matrix ist ebenso feinkörnig wie die der Kachel 1306. Auch hinsichtlich ihres Porenvolumens gleichen sich die Schliffe. Die Matrix besteht vermutlich aus Plagioklas, Spinell, Pyroxen, Olivin und geringen Mengen an Apatit. Die Sprossung der Plagioklase um Spinell ist in diesen Schliffen recht häufig zu beobachten.

Der Porendurchmesser variiert zum Teil erheblich (von einigen 10-er  $\mu\text{m}$  bis zu mehreren mm). Die Poren sowie die Einsprenglinge bilden nie gemeinsame Korngrenzen aus.

### 1506-1 bis 1506-4

Hinsichtlich ihrer Mineralogie ähneln auch diese Schliffe den bisher beschriebenen. Jedoch sind strukturell einige Unterschiede festzustellen. Die Anzahl als auch der Erhaltungsgrad der Restkristalle ist deutlich höher als bei den vorangegangenen Schliffen. Ihr Anteil wird auf 7-10% des Gesamtgesteines geschätzt. Der Porenanteil wiederum ist etwas geringer als bei den restlichen Schliffen. Die Einsprenglinge, zum Teil sehr gut erhalten (eckige Formen), zum Teil aber auch stark aufgelöst (Schmelzbildung noch sichtbar) bestehen wiederum aus Klinopyroxenen wie Diopsit und Augit.

Die Minerale der Matrix sind wiederum Plagioklas, Spinell, Pyroxen, Olivin und Apatit. Die Matrix zeigt auch die fiederförmigen Strukturen der Plagioklase. Es ist jedoch auffällig, dass die Spinelle zum Teil Domänen ausbilden.

---

### Anlage A.15 Probe 1306-3 Detail/ Probe 1406-2 Detail



Abbildung A14: Detail Restkristall Titan – Augit (a), Pore (b) (Vergrößerung 20-fach), Schmelzbasalt Probe 1306-3

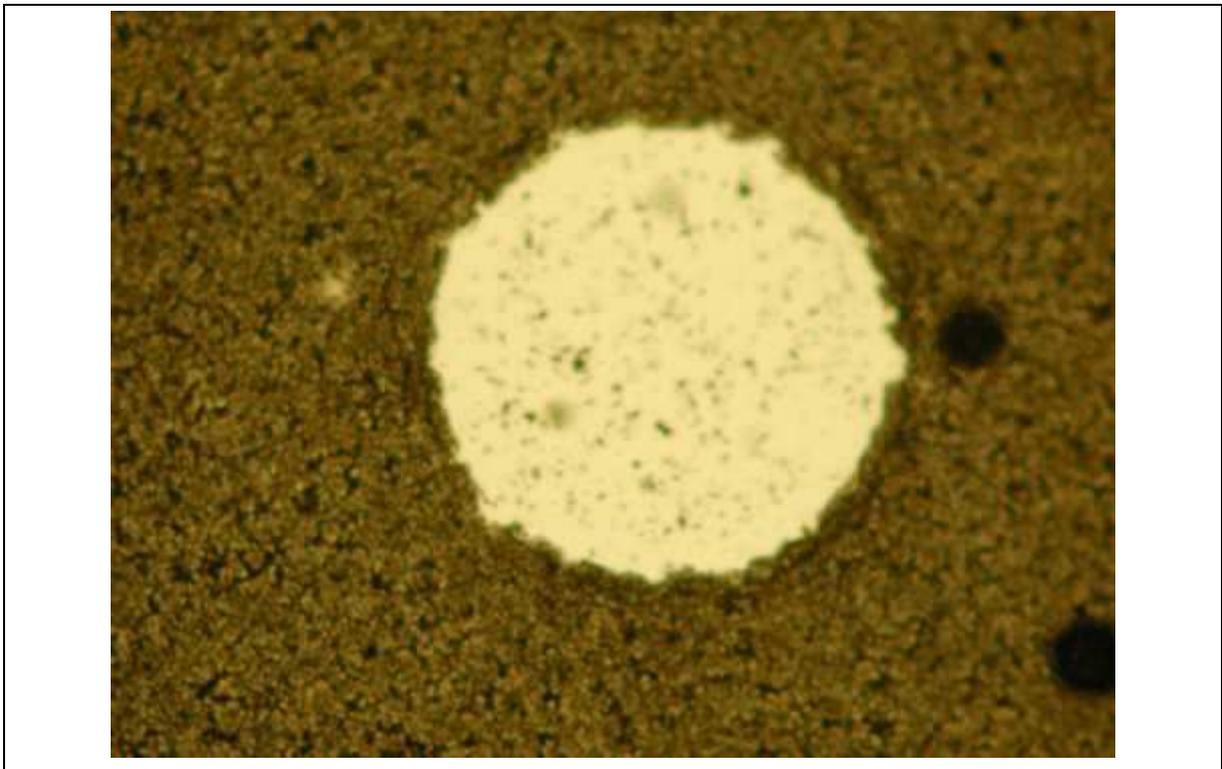


Abbildung A15: Pore (Vergrößerung 10-fach) Schmelzbasalt Probe 1406-2

---

## Anlage A.16 Probe 1406-2 Detail

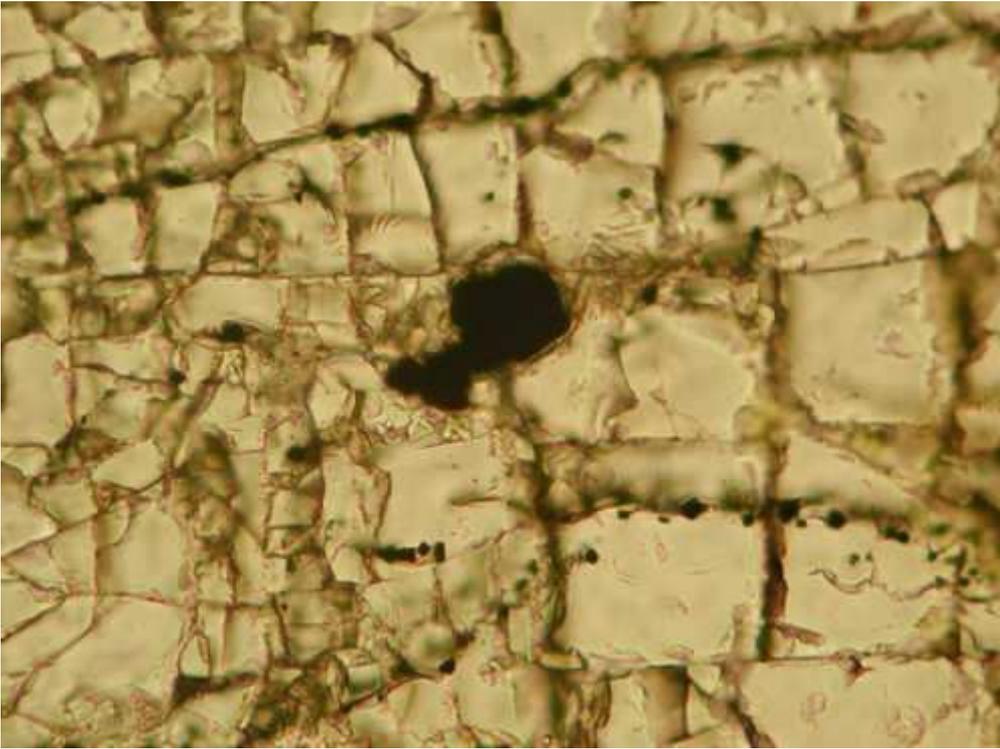


Abbildung A16: Detail Glas in Pyroxen (Vergrößerung 50-fach) Schmelzbasalt Probe 1406-2)

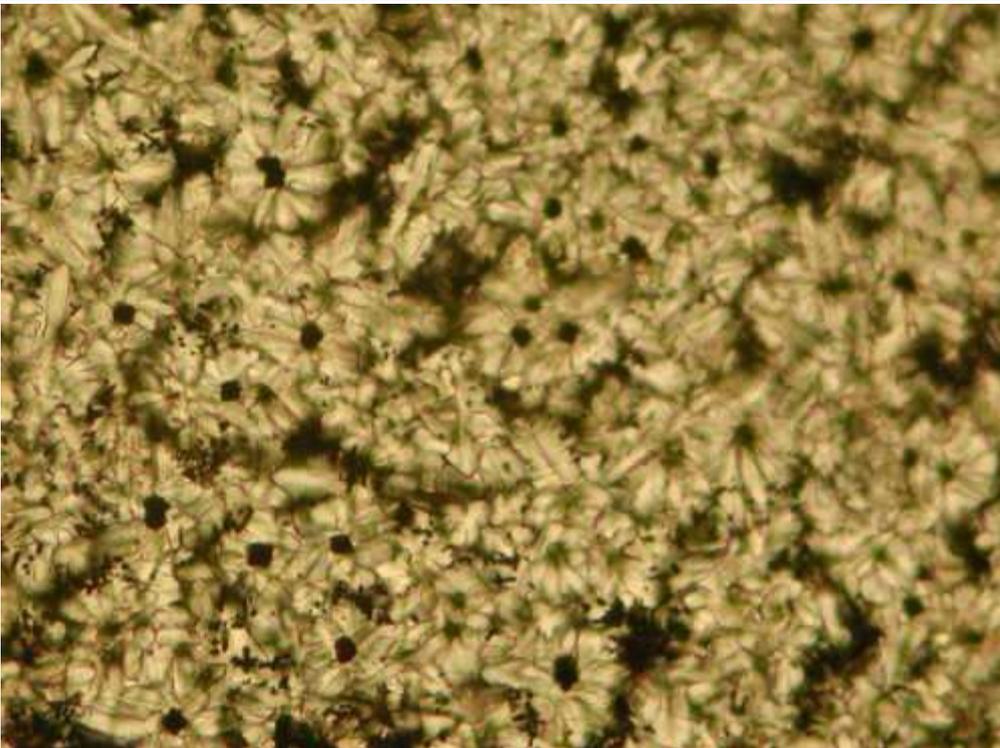


Abbildung A17: Strahliger Plagioklas um Spinellkristalle (Matrix, Vergrößerung 50-fach), Schmelzbasalt Probe 1406-2

---

### Anlage A.17 Probe 1406-2 Detail/ Probe 1406-4 Detail



Abbildung A18: Detail angelöste Restkristalle (Pyroxen, Vergrößerung 10-fach)  
Schmelzbasalt Probe 1406-2



Abbildung A19: Restkristalle in Matrix, (Vergrößerung 2.5-fach) Schmelzbasalt  
Probe 1406-4

---

### Anlage A.18 Probe 1406-1 Detail/ Probe 1506-4 Detail

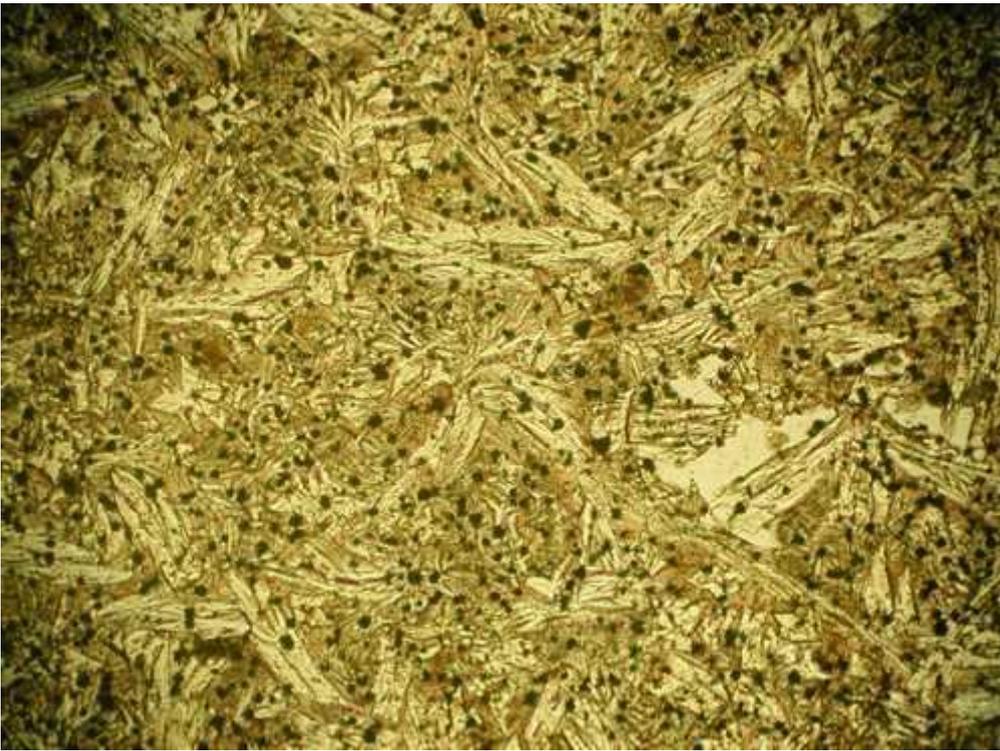


Abbildung A20: Leistenförmiger Plagioklas (Matrix, Vergrößerung 20-fach)  
Schmelzbasalt Probe 1406-1



Abbildung A21: Übersicht Dünnschliff 1506-4, (Vergrößerung 2.5-fach)

---

### Anlage A.19 Probe 1506-3 Detail/ Probe 1506-4 Detail



Abbildung A22: Detail wenig alterierter Kristall, (Vergrößerung 10-fach) Schmelzbasalt Probe 1506-3



Abbildung A23: Schmelzbildung beim Auflösen eines Restkristalls, (Vergrößerung 10 fach), Schmelzbasalt Probe 1506-4

---

## Anlage A.20 Mechanische Eigenschaften Salzbriketts (sg)

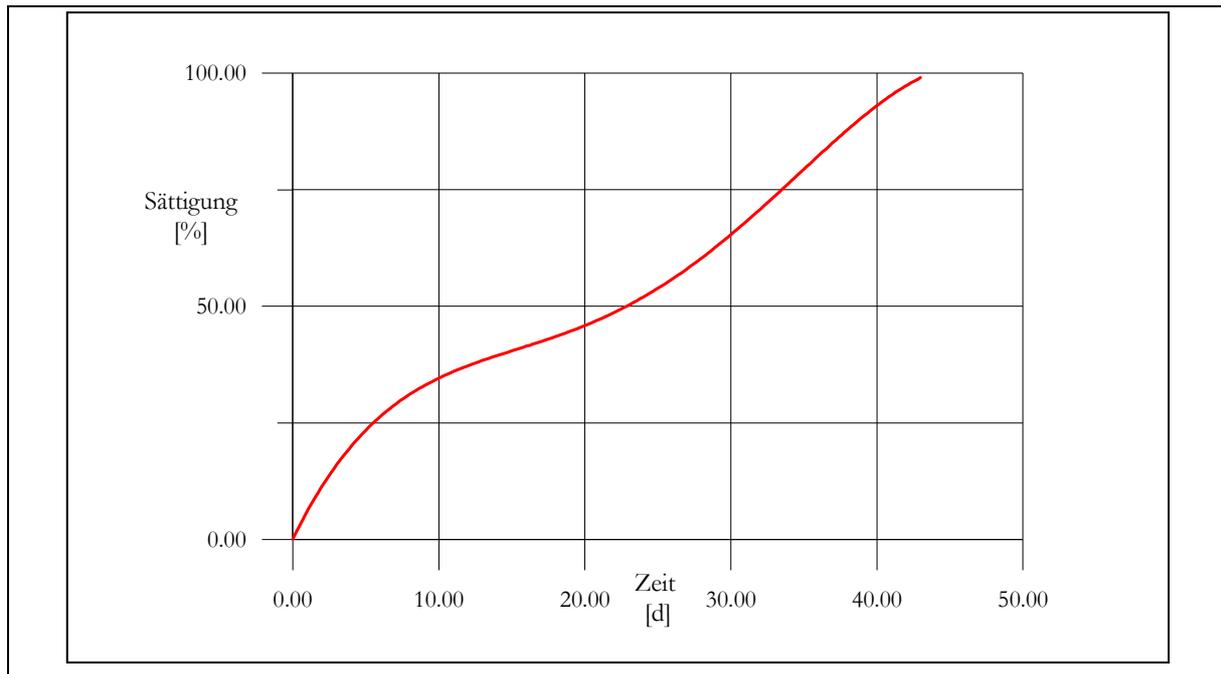


Abbildung A24: Sättigungsverlauf von Probekörper UCsgg02 (11 % Porenraum)

Hauptkomponenten der zum Sättigen verwendeten Lauge:

NaCl <sub>2</sub>	310.34 g/l
CaCl <sub>2</sub>	2.65 g/l
$\rho$	1.21 g/cm <sup>3</sup>
T	20°C

Tabelle A6: Eigenschaften von Salzgrusbriketts aus Versuchen am IfG Leipzig  
(BÖHNEL & BRÜCKNER 1999)

Dichte	$\rho$	1.995
Porosität	p	ca. 8.2 %
Kompressionsmodul (dynamisch)	$K_{\text{dyn}}$	19.35 GPa
Schermodul (dynamisch)	$G_{\text{dyn}}$	11.0 GPa
Elastizitätsmodul (dynamisch)	$E_{\text{dyn}}$	27.75 GPa
Kompressionsmodul (quasistatisch)	K	11.24 GPa
Elastizitätsmodul (quasistatisch)	E	22.5 GPa
Schermodul (quasistatisch)	G	9.6 GPa
Querdehnungszahl	$\nu$	0.17

## Anlage A.21 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts (Probekörper trocken)

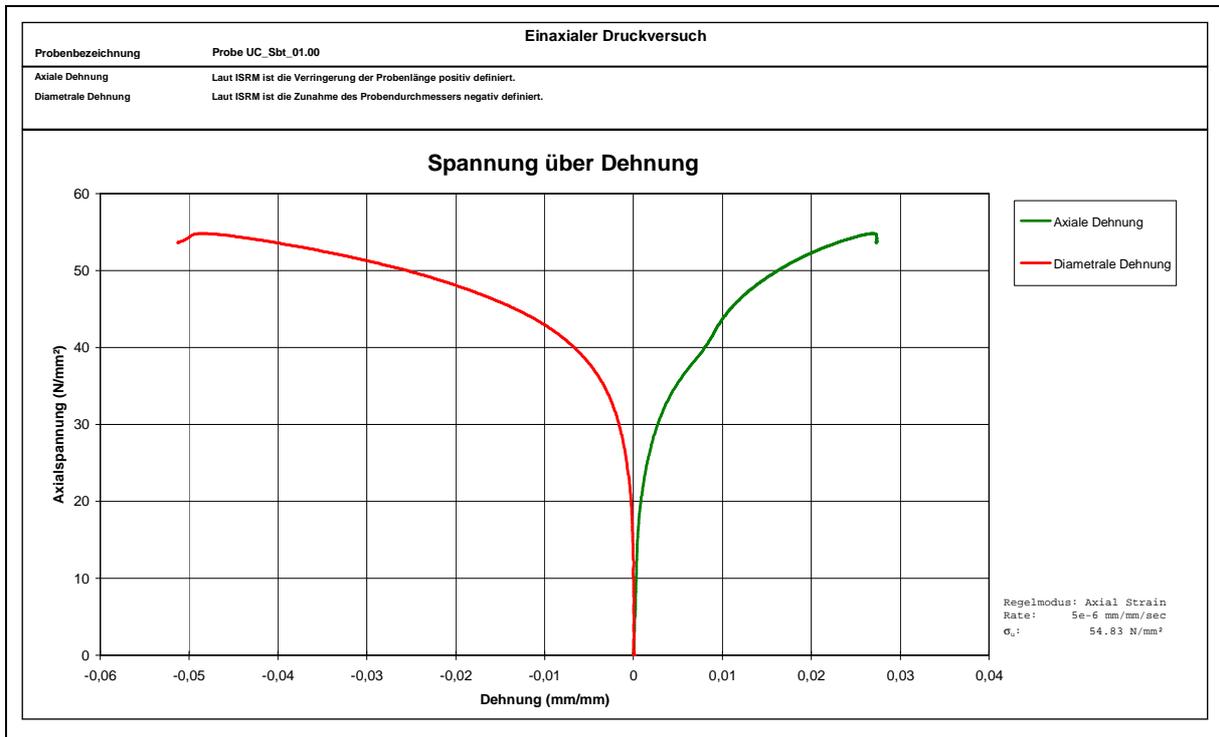


Abbildung A25: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgt01

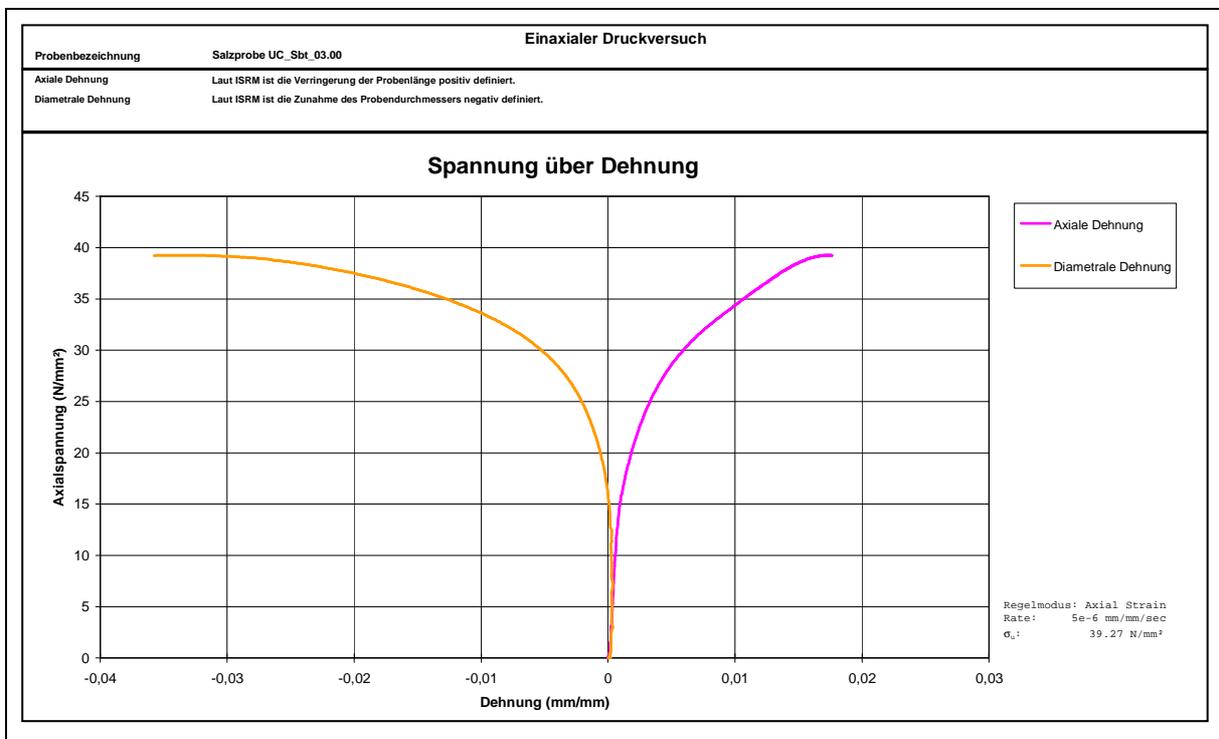


Abbildung A26: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgt03

## Anlage A.22 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts (Probekörper trocken)

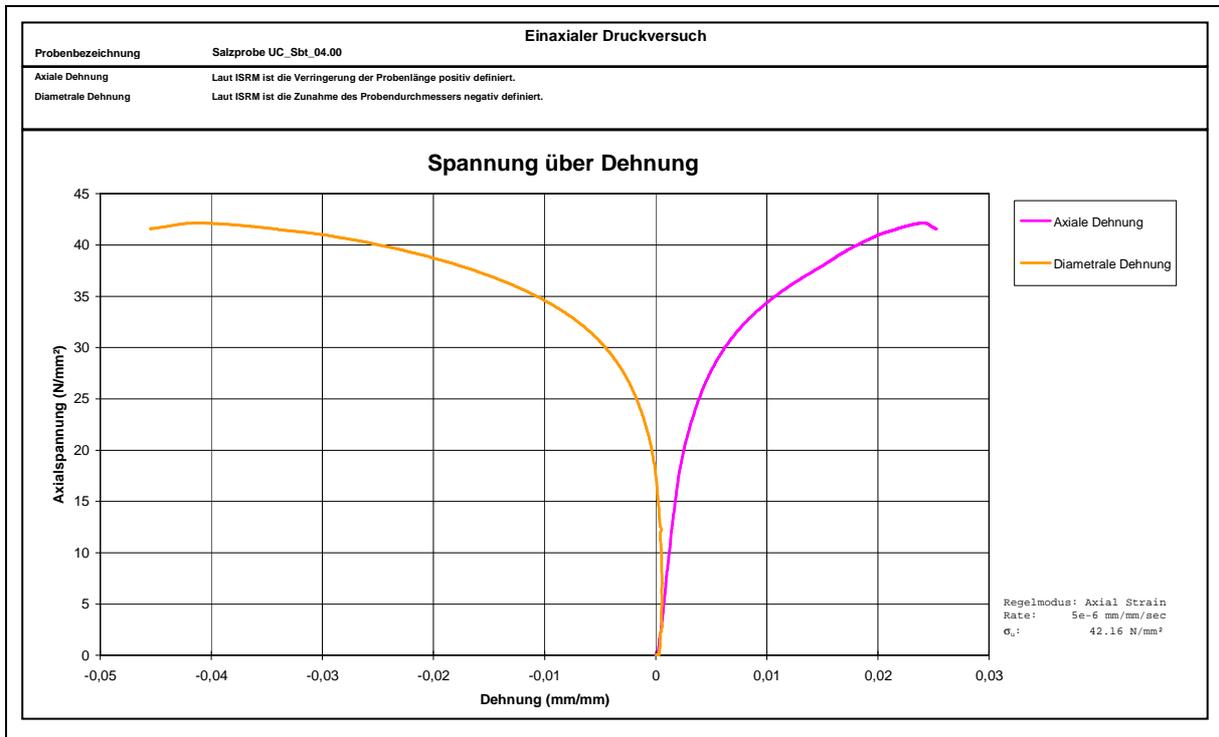


Abbildung A27: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgt04

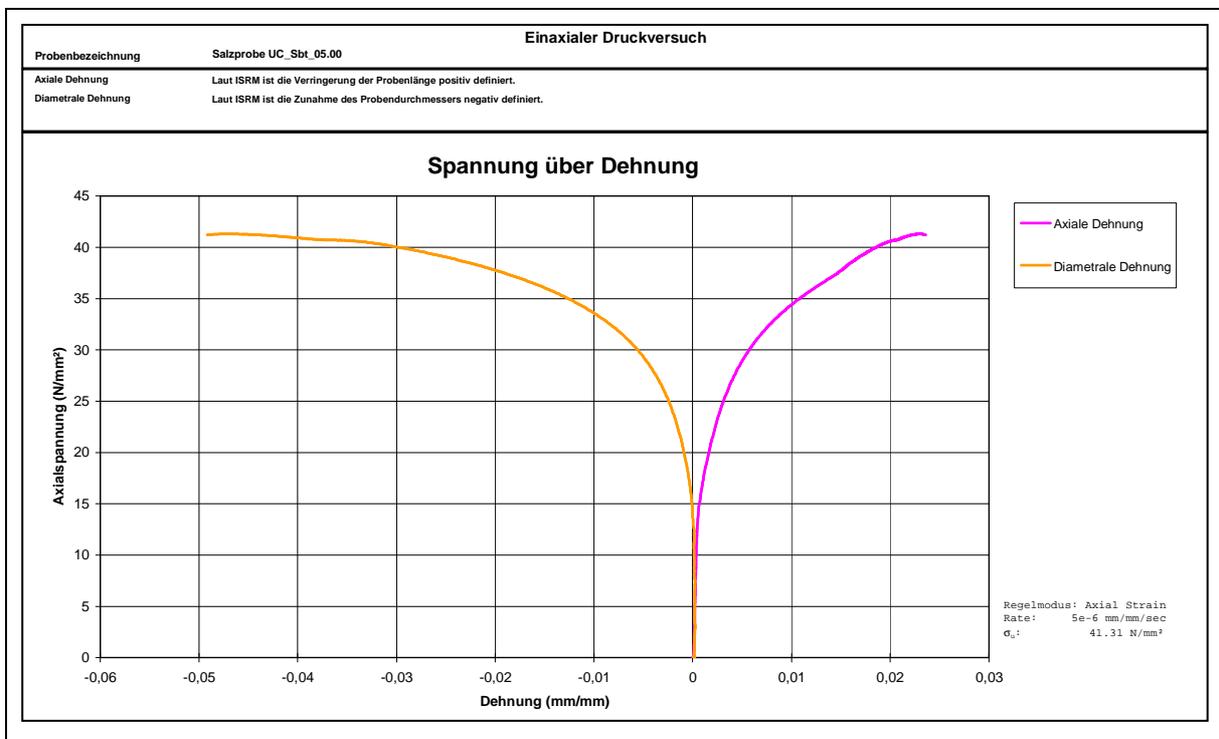


Abbildung A28: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgt05

## Anlage A.23 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts (Probekörper gesättigt)

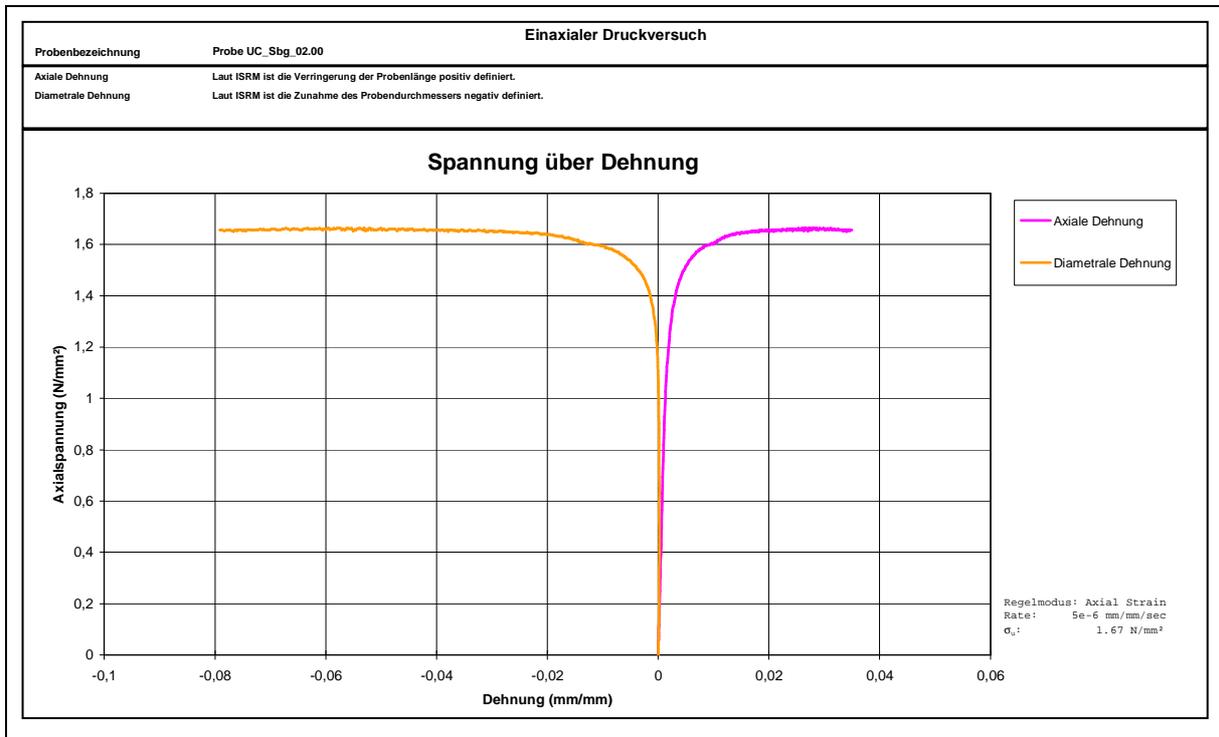


Abbildung A29: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgg02

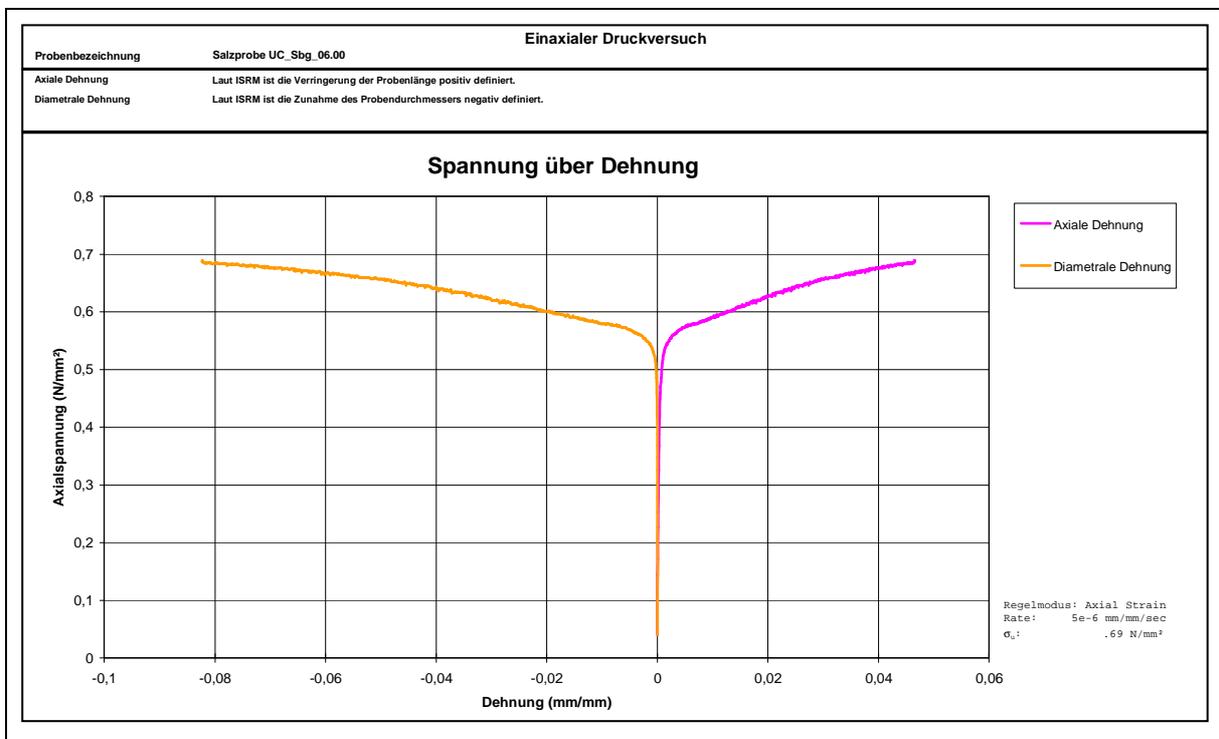


Abbildung A30: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgg06

## Anlage A.24 Einaxiale Druckversuche mit Salzbriketts (Probekörper gesättigt)

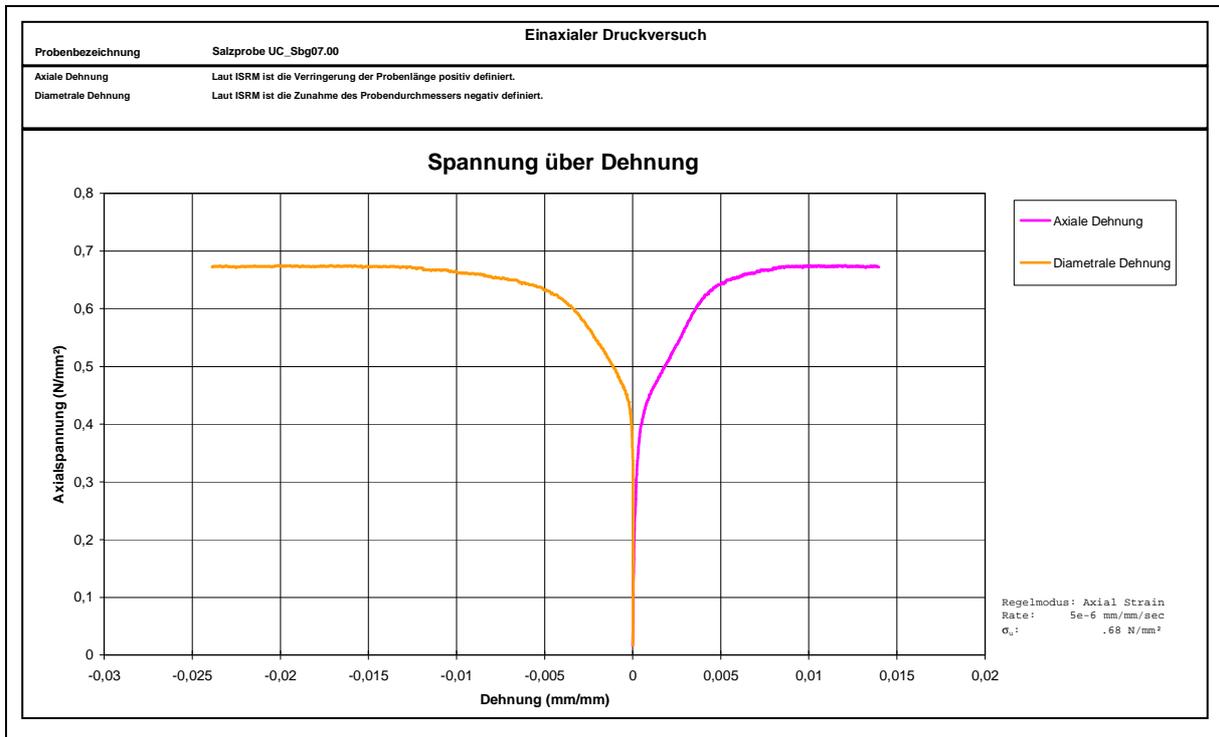


Abbildung A31: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgg07

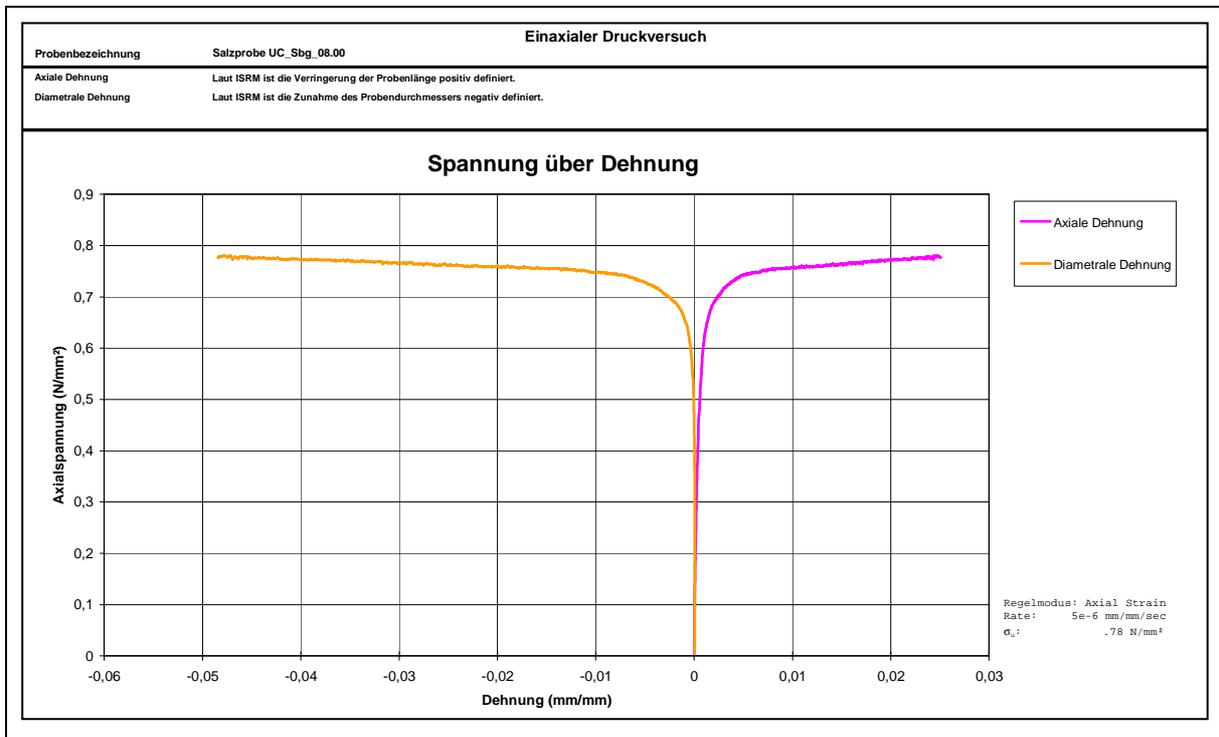


Abbildung A32: Spannung über axiale / diametrale Dehnung UCsgg08

## Anlage A.25 Mechanische Eigenschaften Salzmörtel (sm)

Probekörper:	d = 50 mm
	h = 100 mm
Zusammensetzung:	Zement CEM III/A 32.5 – NW/NA (DIN 1164) Kalk Weißkalkhydrat CL 80 (DIN 1060)
Anmachflüssigkeit:	NaCl - Lauge    NaCl : 310.34 g / l CaCl <sub>2</sub> : 2.65 g / l $\rho = 1.21 \text{ g / cm}^3$ bei T = 20°C
Lagerung:	28 Tage in Klimakammer (T=20°C)
Versuchsart:	Einaxialer Druckversuch UC Def. Rate = $5 \cdot 10^{-6} \text{ sec}^{-1}$

Tabelle A7: Probekörper aus Salzmörtel unterschiedlicher Zusammensetzung

Versuch	Zement	Kalk	L/Z	Zuschlag	$\sigma_{d,SM}$	E	Verarb. <sup>1)</sup>
	[ % ]	[ % ]			[MPa]	[GPa]	
UCsm30	15	15	1.4	Bausand	9.02	9.58	
UCsm31	15	15	1.4	Bausand	8.15	10.56	
UCsm32	15	15	1.4	Bausand	7.81	10.10	
UCsm33	15	15	1.4	Bausand	9.69	9.78	
UCsm3_	15	15	1.4	Bausand	8.67	10.00	sehr gut
UCsm51	25	-	0.9	Bausand	19.29	10.90	
UCsm52	25	-	0.9	Bausand	18.89	8.79	
UCsm53	25	-	0.9	Bausand	17.82	10.89	
UCsm5_	25	-	0.9	Bausand	18.70	10.20	sehr gut
UCsm81	15	5	1.2	Bausand	7.80	14.01	
UCsm82	15	5	1.2	Bausand	6.41	12.89	
UCsm83	15	5	1.2	Bausand	7.62	11.98	
UCsm84	15	5	1.2	Bausand	6.32	12.04	
UCsm85	15	5	1.2	Bausand	6.12	18.90	
UCsm86	15	5	1.2	Bausand	5.86	15.08	
UCsm8_	15	5	1.2	Bausand	6.70	14.20	gut

<sup>1)</sup> Verarbeitbarkeit des Materials

## Anlage B. Eigenschaften eines Mauerwerksverbandes

### Anlage B.01 Rahmenscherversuche

Rahmenschergerät:

Scherkasten:	200 cm <sup>2</sup> , (10 * 20) cm
max. Scherkraft:	900 kN
max. Normalkraft:	500 kN
Spannungsstufen (normal):	(1662, 3325, 6650, 9975) kN/m <sup>2</sup>
Scherweg:	(5 bis 10) mm

Fugenmaterial:	Feinsand	fs
	Ungleichförmigkeitszahl	U = 1.62
	Abstufung	C = 1.32

Tabelle B1: Scherversuche von Probekörpern mit Sandfugen <sup>1)</sup>

Versuch	Material	Fugendicke	Bruchfläche [cm <sup>2</sup> ]	Schergeschw. [mm/min]
BASSA2A	Basalt	2 mm	200	0.10
BASSA5A	Basalt	5 mm	200	0.10
GABSA2	Gabbro	2 mm	200	0.10
GABSA5	Gabbro	5 mm	200	0.10
SALZSA2	Salzbrikett	2 mm	190	0.10
BEALAL	Beton / Aluminium	5 mm	71	0.01
SALALU	Salzb. / Aluminium	5 mm	71	0.01
BETON <sup>2)</sup>	Beton / Teerpappe	2.5 mm	71	0.01

<sup>1)</sup> durchgeführt von Ing. A. Kafka/ Dipl. - Ing. V. Mikulitsch (TU BA Freiberg, Bericht unveröffentlicht)

<sup>2)</sup> Teerpappe als Fugenmaterial verwendet

Bruchfestigkeiten (B) und Restfestigkeiten (R) der geprüften Proben:

Basalt bzw. Gabbro mit Sandfuge (Abbildung A2.1):  $\varphi_B = 20.0^\circ$   $\varphi_R = 20.0^\circ$

Beton / Aluminium mit Sandfuge (BEALAL):  $\varphi_B = 26.2^\circ$

Salzbriketts / Aluminium mit Sandfuge (SALALU):  $\varphi_B = 23.5^\circ$   $\varphi_R = 20.4^\circ$

Beton / Beton mit Teerpappe als Fugenmaterial (BETON):  $\varphi_B = 5.3^\circ$   $\varphi_R = 5.3^\circ$

## Anlage B.02 Rahmenscherv. Bruch- und Restfestigkeiten

Tabelle B2: Bruch- und Restfestigkeiten der Scherversuche

Versuch	Bruchfestigkeit		Restfestigkeit	
	$\varphi_B$ [°]	$c_B$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi_R$ [°]	$c_R$ [kN/m <sup>2</sup> ]
BASSA2A	27.9	-294.9	25.0	-226.3
BASSA5A	23.4	-61.4	22.5	-86.8
GABSA2	27.6	-64.9	26.9	-47.3
GABSA5	24.8	-121.4	25.4	-229.6
SALZSA2	31.8	-58.4	27.6	-73.1
BEALAL	26.2	41.2		
SALALU	23.5	217.6	20.4	0
BETON	5.3	105.3	5.3	-52.3

Tabelle B3: Berechnete Schubmodule ausgewählter Versuche

Versuch	$\sigma$	$\tau$	$u$ <sup>1)</sup>	$G$ ( $h_{st}=60\text{mm}$ ) <sup>2)</sup>	$G$ ( $h_{st}=125\text{mm}$ ) <sup>2)</sup>
	[kN/m <sup>2</sup> ]		[mm]	[MPa]	
BASSA2A	1662	625	0.60	67.7	135.4
BASSA2A	3325	1190	0.84	92.1	184.2
BASSA2A	6650	2500	0.87	186.8	373.6
BASSA5A	1662	561	1.00	36.5	72.9
BASSA5A	3325	1226	1.00	79.7	159.4
BASSA5A	6650	2500	1.42	114.4	228.9
GABSA2	1662	750	0.39	125.0	250.0
GABSA2	6650	2952	1.47	130.5	261.1
GABSA2	9975	4112	1.50	178.2	356.4
GABSA5	1662	594	0.40	96.5	193.0
GABSA5	3325	1161	0.61	123.7	247.4
GABSA5	6650	2439	1.00	158.5	317.1
GABSA5	9975	3613	1.23	190.9	381.6

<sup>1)</sup> Bruchweg im Scherversuch

<sup>2)</sup> Schubmodul berechnet nach Gleichung (3-24 (siehe Abschnitt 3.2.3.5))

### Anlage B.03 Rahmenscherv. Verbandsschubmodule

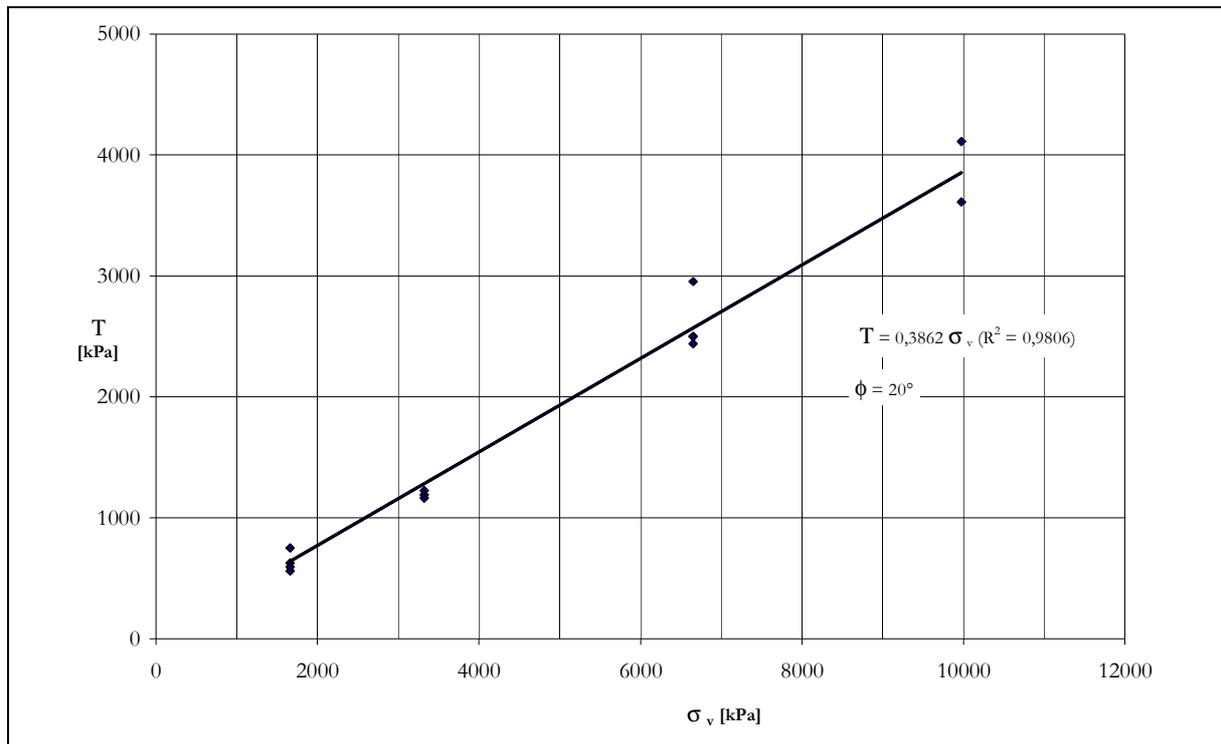
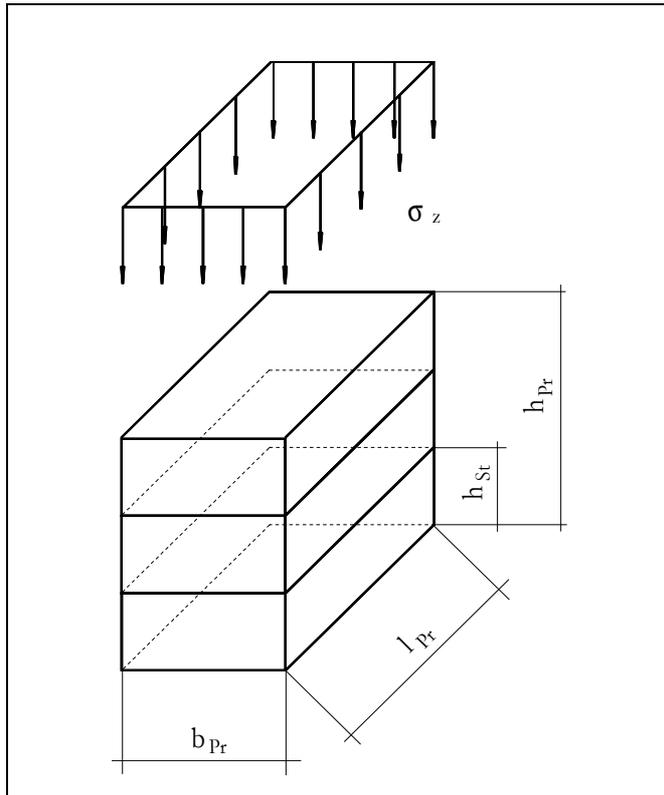


Abbildung B1: Bestimmung der Scherfestigkeit von Hartgestein mit Sandfuge aus den Versuchen BASSA2A, BASSA5A, GABSA2, GABSA5

Tabelle B4: Berechnete Verbandsschubmodule der Versuche aus Tabelle B3

$\sigma_v$	[MPa]	1.662	3.325	6.650	9.975
G ( $h_{St} = 60$ mm)	[MPa]	81	98	148	185
G ( $h_{St} = 125$ mm)	[MPa]	163	197	295	369

## Anlage B.04 Druckversuche mit Prismen aus Salzbricketts



Abmessungen Prüfkörper:

$l_{Pr}$  250 mm

$h_{Pr}$  214 mm

$h_{St}$  71 mm

$b_{Pr}$  115 mm

Material: Salzbricketts

Trocken

Oberflächen sauber

Belastung: kraftgesteuert

$\sigma_{max.} = 12 \text{ MPa}$

Abbildung B2: Prisma aus Salzbricketts

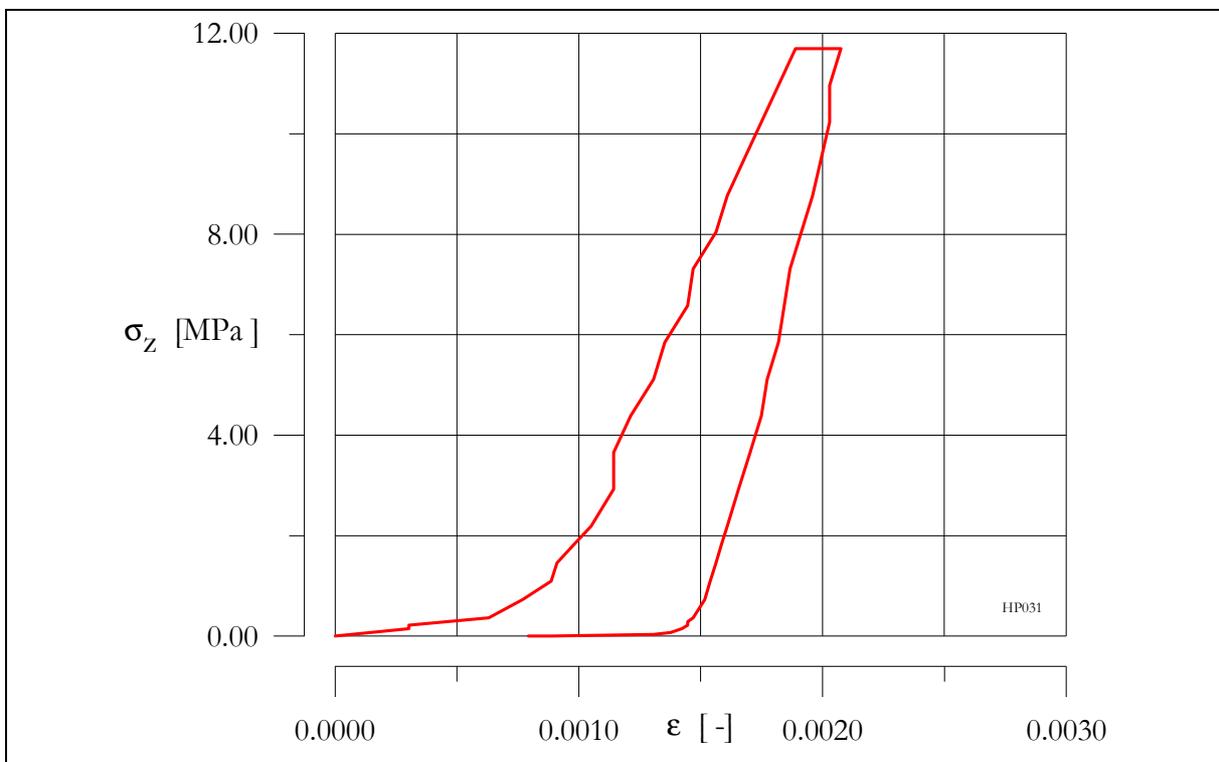


Abbildung B3: Spannungs - Deformations - Diagramm Prisma HPsg031

### Anlage B.05 Prismen aus Salzbricketts HPsg032/ HPsg033

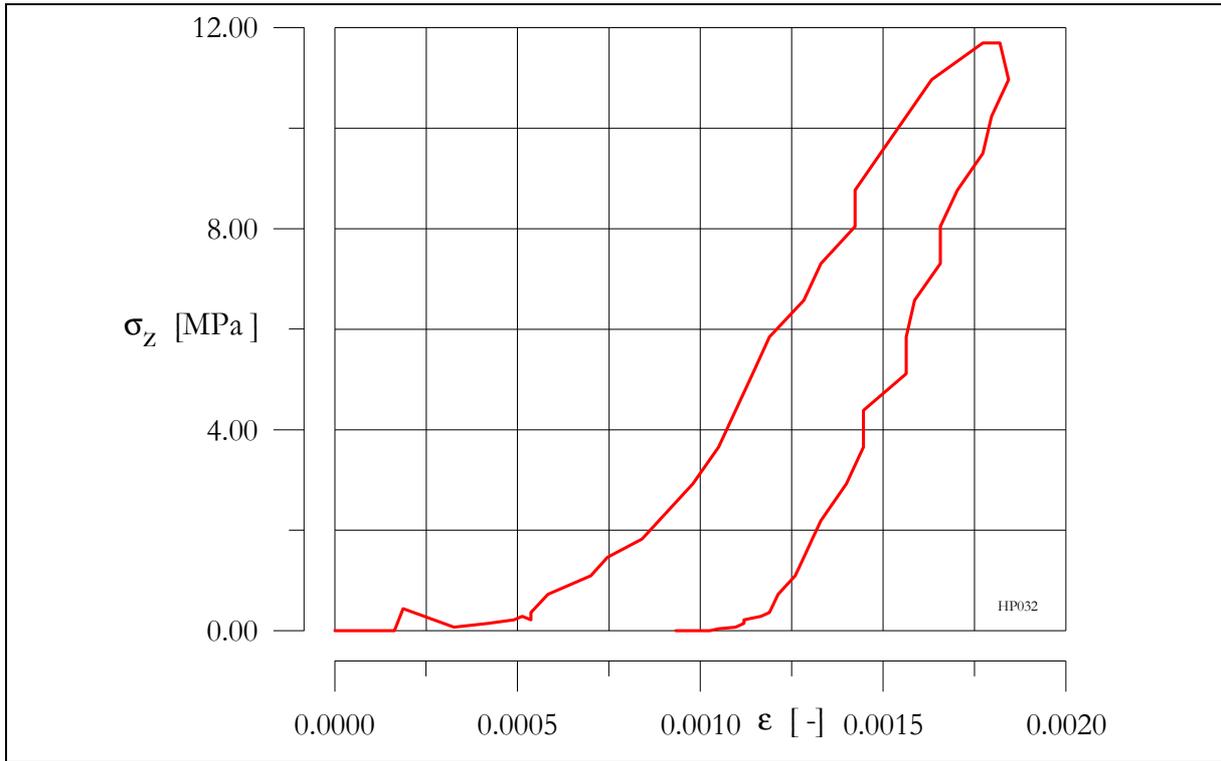


Abbildung B4: Spannungs - Deformations - Diagramm Prisma HPsg032

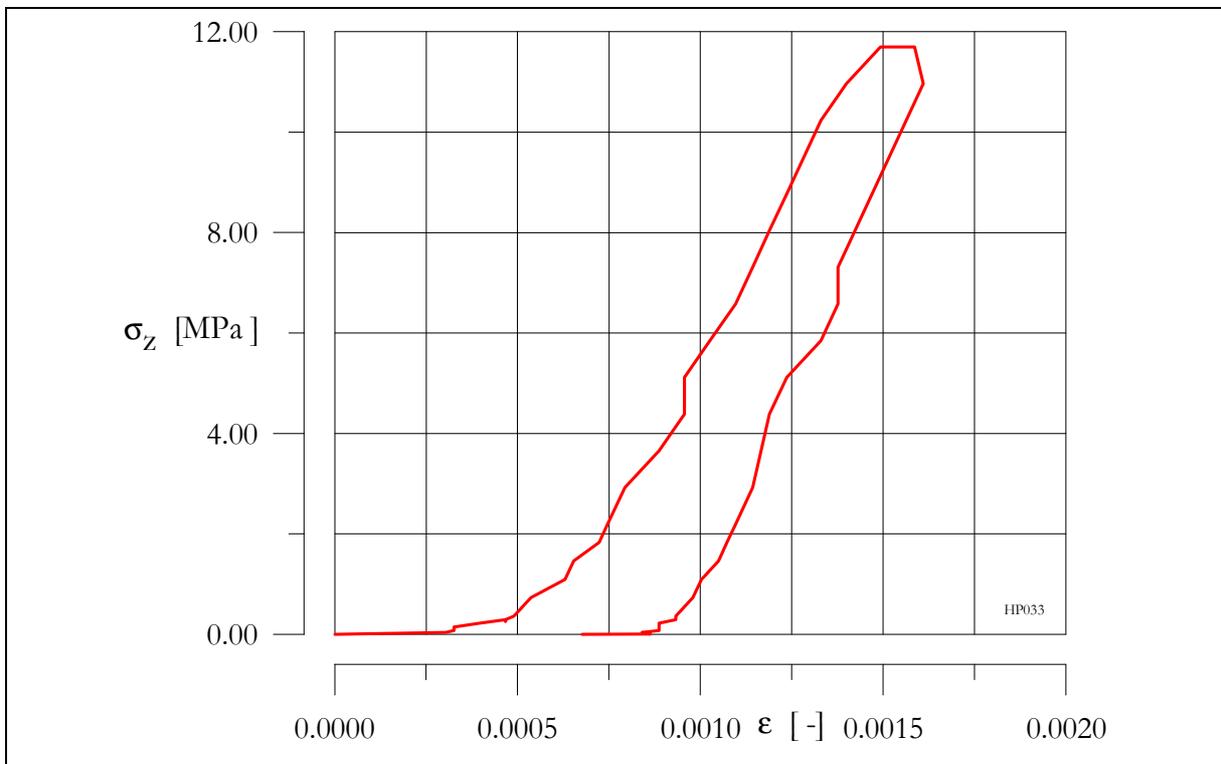


Abbildung B5: Spannungs - Deformations - Diagramm Prisma HPsg033

### Anlage B.06 Prismen aus Salzbricketts HPsg034/ HPsg035

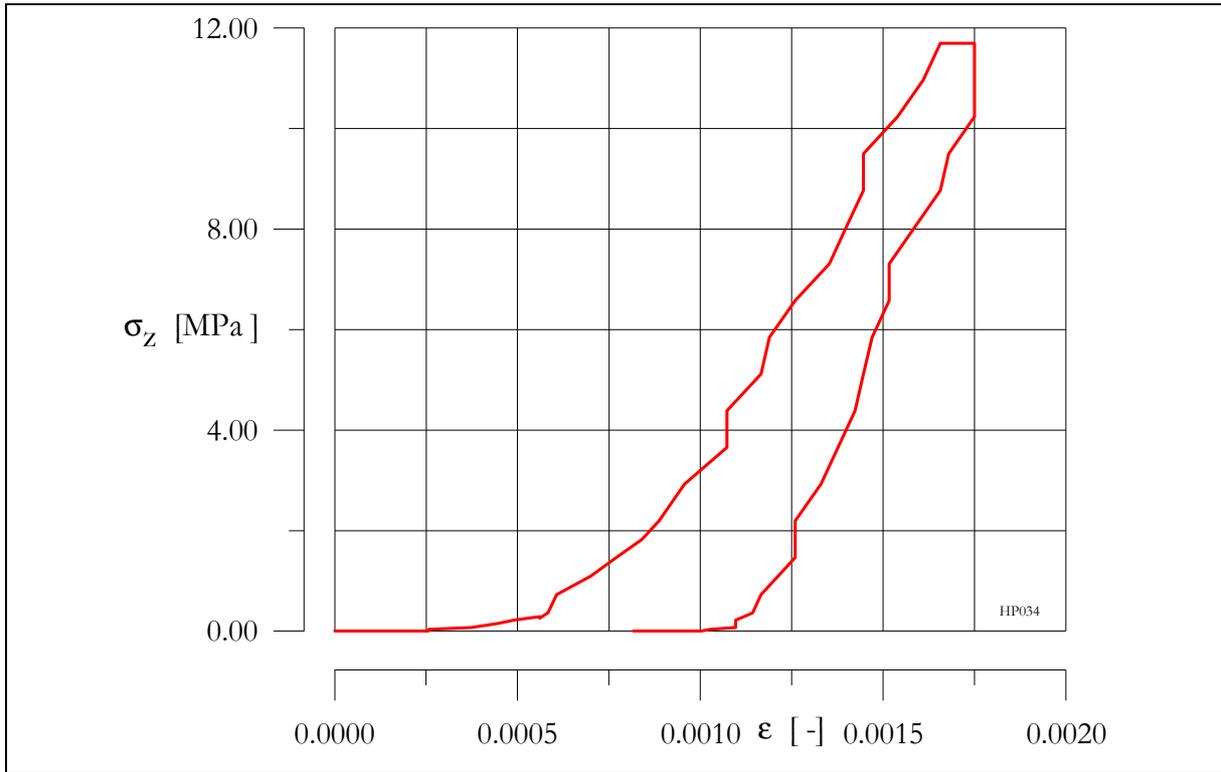


Abbildung B6: Spannungs - Deformations - Diagramm Prisma HPsg034

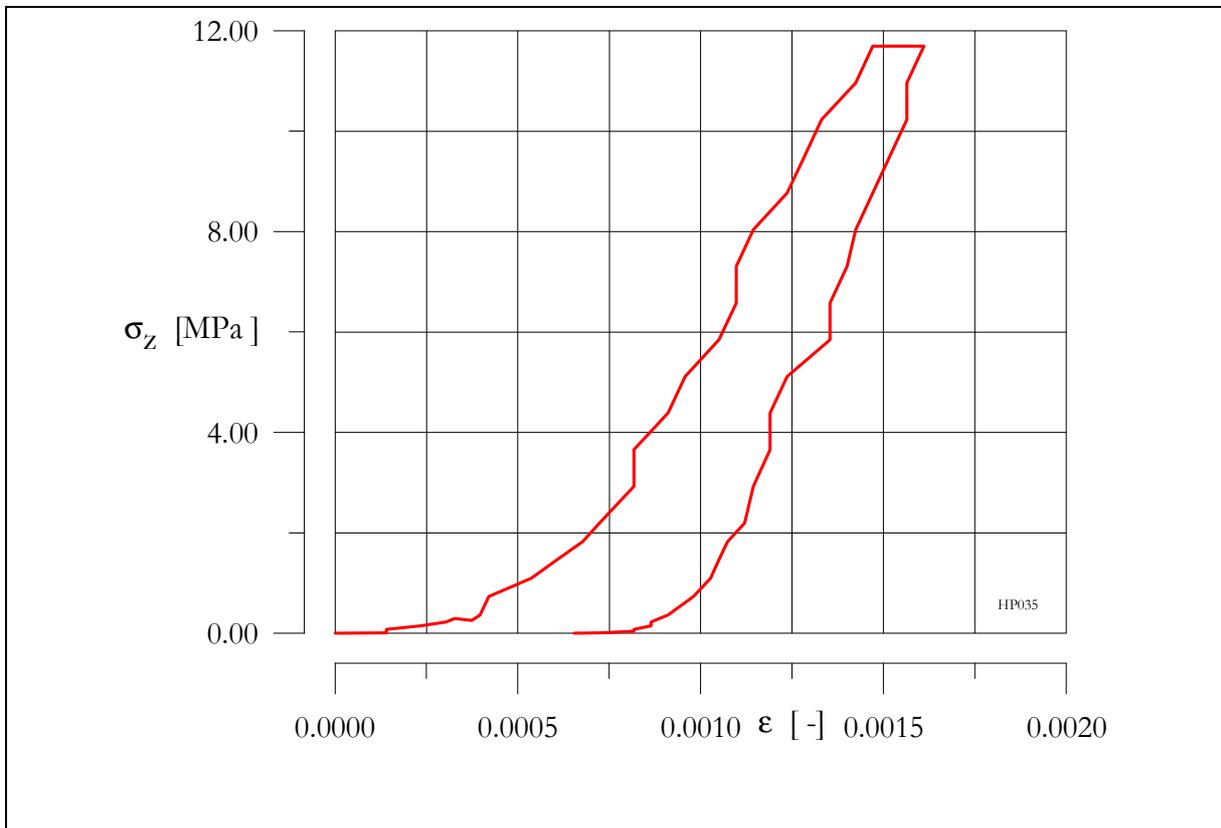
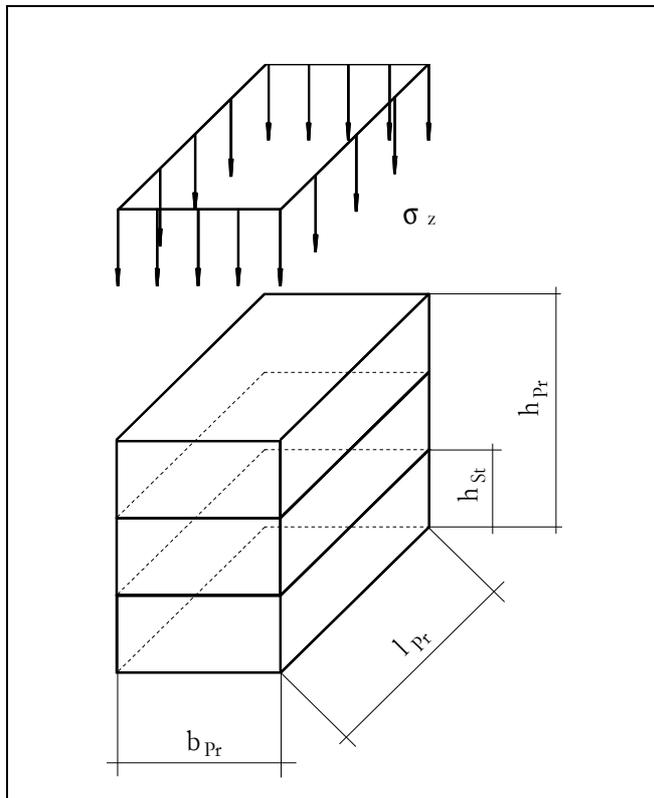


Abbildung B7: Spannungs - Deformations - Diagramm Prisma HPsg035

## Anlage B.07 Druckversuche mit Prismen aus Schmelzbasalt mit Sandfugen



Abmessungen Prüfkörper:

$l_{Pr}$  250.0 mm

$h_{Pr,MW}$  226.0 mm

$h_{St,MW}$  68.2 mm

$b_{Pr}$  125.0 mm

Material: Schmelzbasalt

Trocken

Oberflächen sauber

Belastung: kraftgesteuert

$\sigma_{max.} = 12 \text{ MPa}$

Abbildung B8: Prisma aus Schmelzbasaltsteinen

Berechnung des ideellen E - Moduls nach (WITTKE 1984) mit Variation des Steifemoduls vom Fugenmaterial zwischen (0.66 und 0.50)  $E_s$ :

$$E_{id}(E_{s,f}=x \cdot E_{s,sa}) = \frac{1}{\frac{n_{St}}{E_{St}} + \frac{n_f}{x \cdot E_{s,f}}} \quad \begin{array}{ll} 0.66 E_s & x = 0.66 \\ 0.50 E_s & x = 0.50 \end{array}$$

$$n_{st} = \frac{h_{St}}{h_{Pr}} \quad n_f = \frac{h_f}{h_{Pr}}$$

$E_{St}$  E - Modul Schmelzbasalt

$E_{s,f}$  Steifemodul Fuge (Ödometerversuche Abschnitt 5.1.2)

Farblich Kennzeichnung in den Abbildungen B9 bis B13:

Messwerte aus Druckversuch

Verlauf der Erstbelastung: schwarz

Verlauf der Zweitbelastung: rot

Ideeller E - Modul (WITTKE 1984)

Erstbelastung blau 0.50 - 0.66  $E_{s,f}$  x = 0.50 - 0.66

Wiederbelastung rot 1.00  $E_{s,f}$  x = 1.00

### Anlage B.08 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb003/ HPsb004

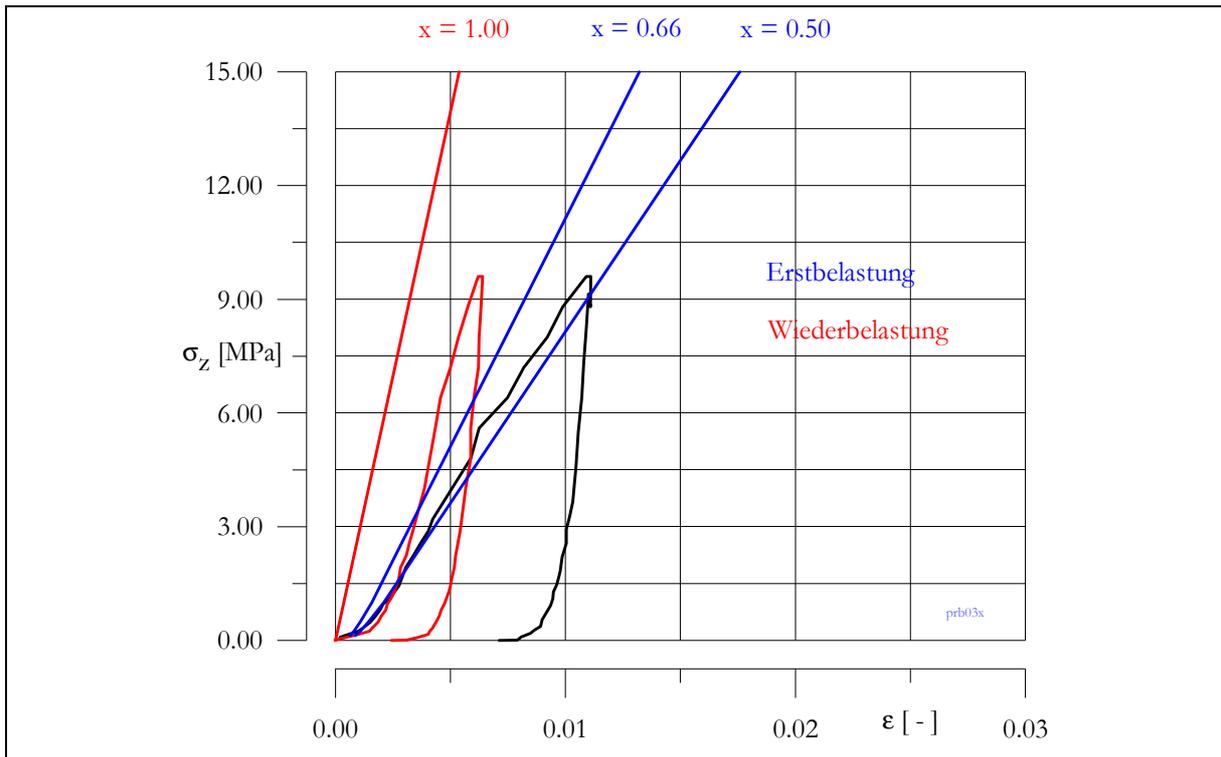


Abbildung B9: Spannungs - Deformations - Diagramm Versuch HPsb003

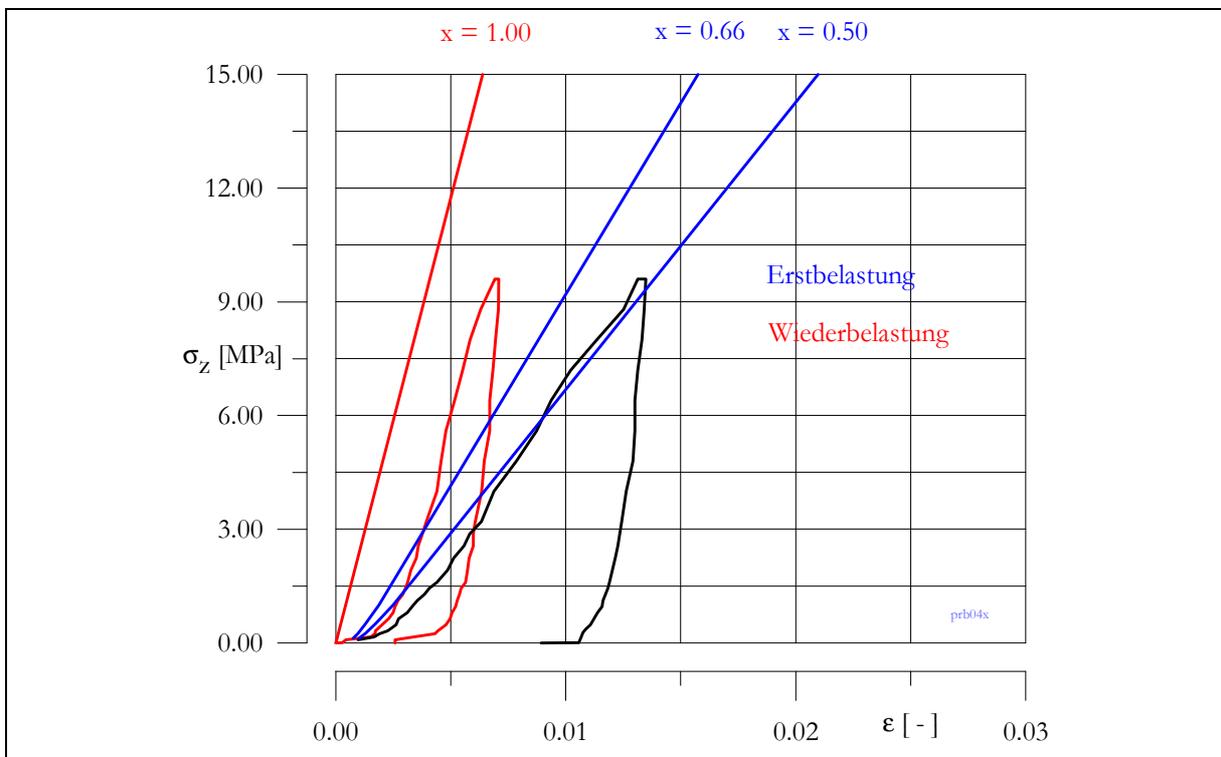


Abbildung B10: Spannungs - Deformations - Diagramm Versuch HPsb004

### Anlage B.09 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb005/ HPsb006

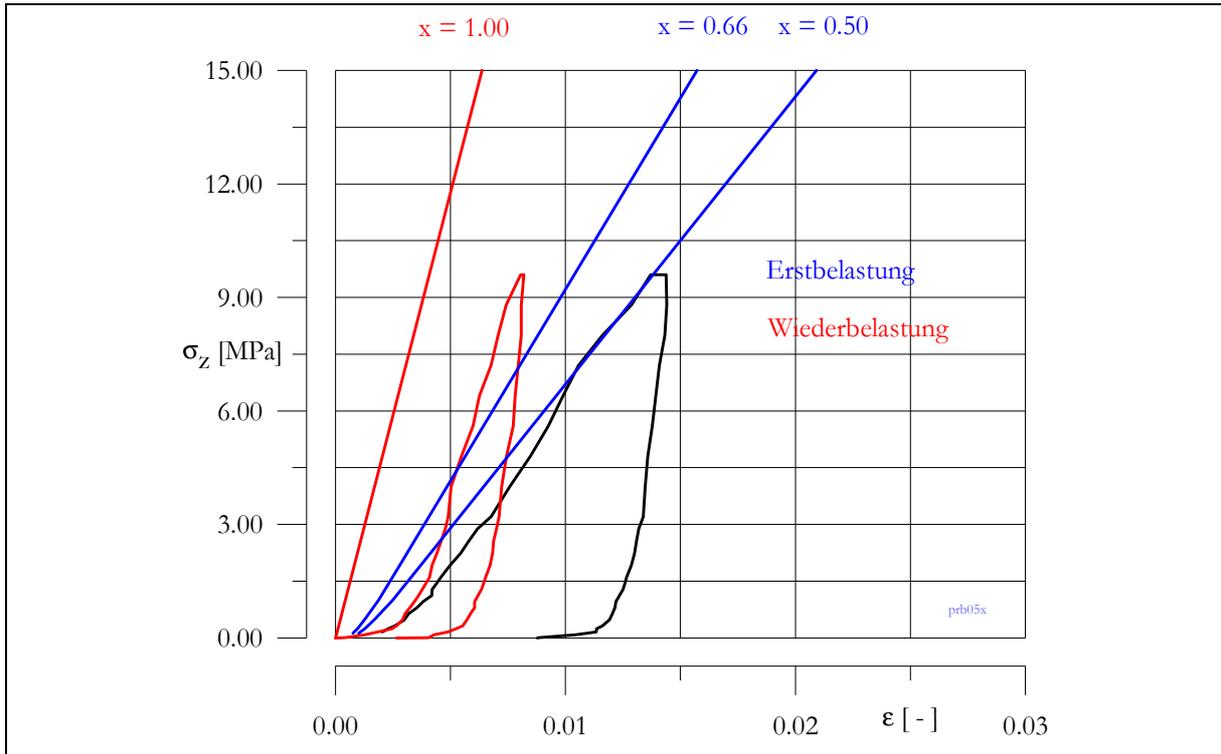


Abbildung B11: Spannungs - Deformations - Diagramm Versuch HPsb005

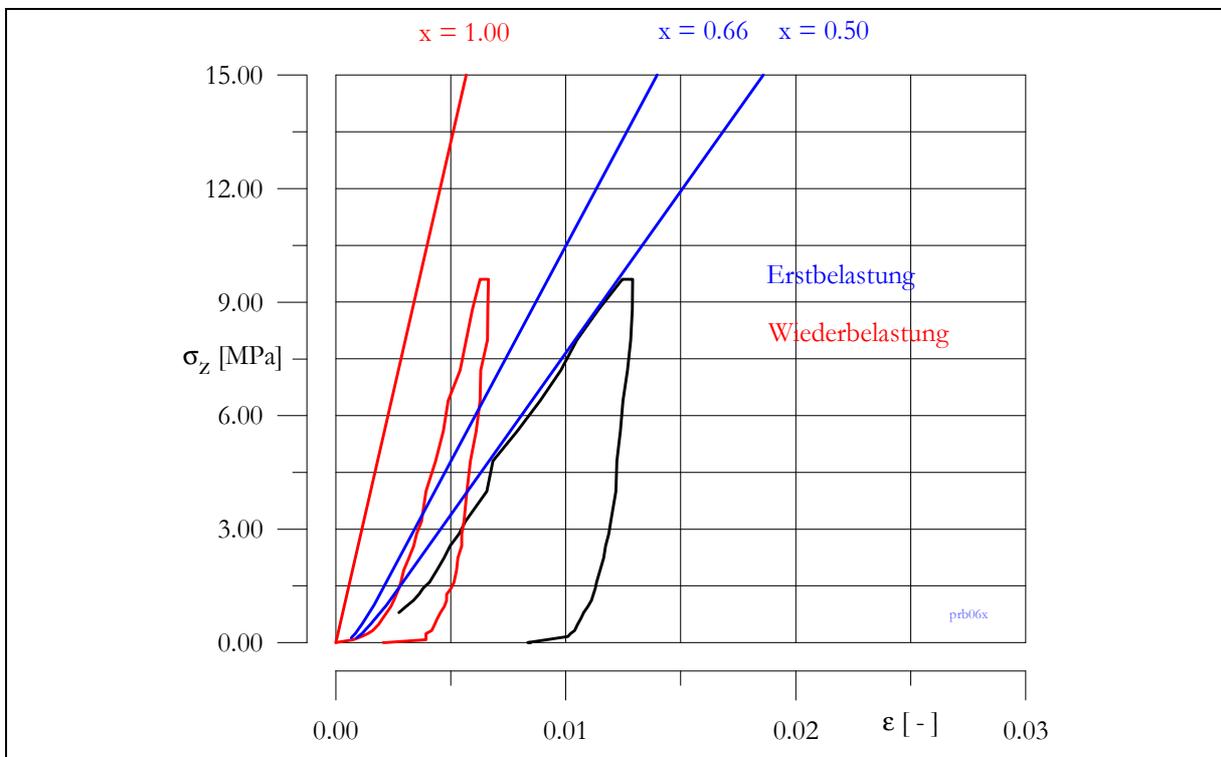


Abbildung B12: Spannungs - Deformations - Diagramm Versuch HPsb006

## Anlage B.10 Prismen aus Schmelzbasalt HPsb007

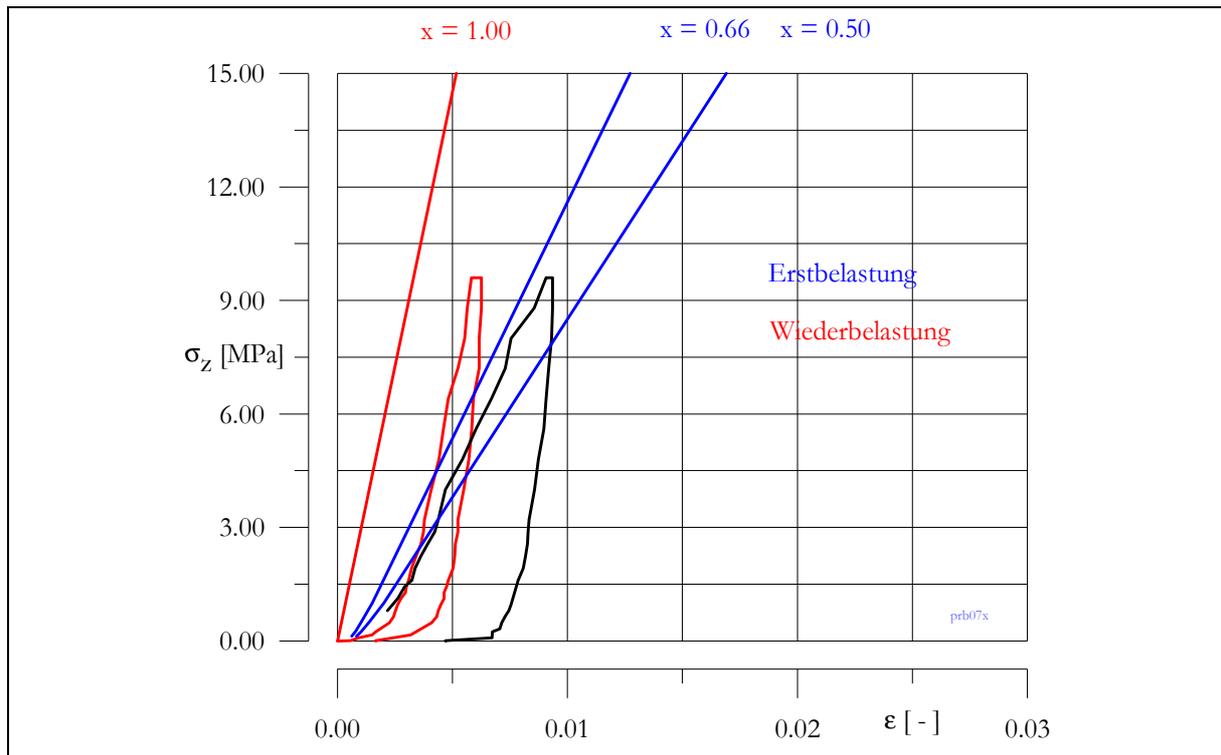


Abbildung B13: Spannungs - Deformations - Diagramm Versuch HPsb007

## Anlage B.11 Versuche mit Modellwiderlagern

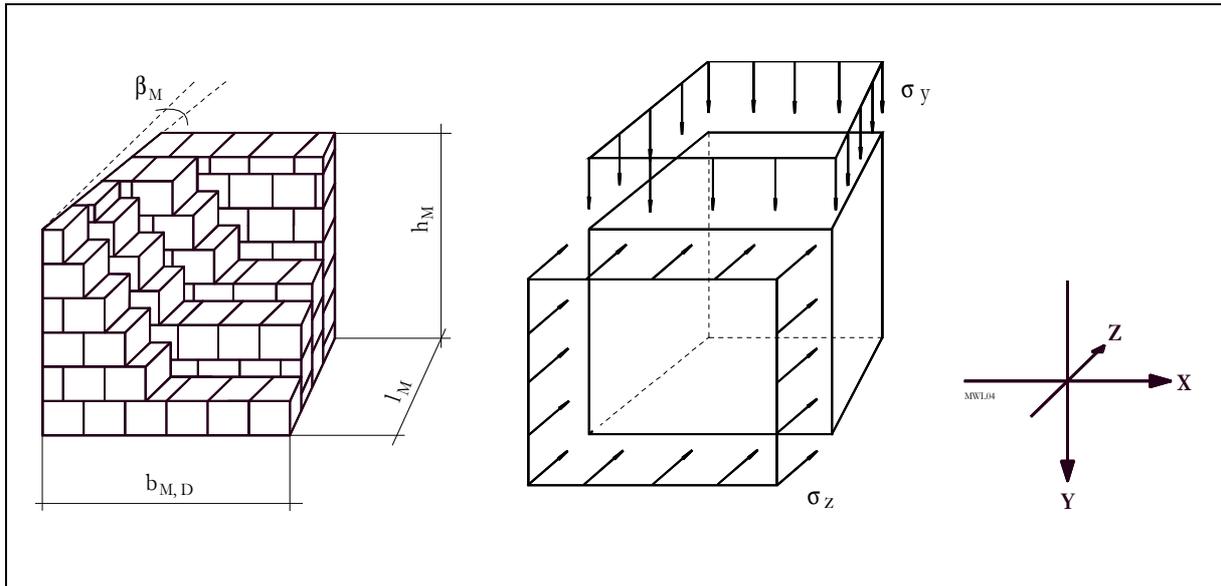


Abbildung B14: Aufbau der Modellwiderlager und eingetragene Belastungen

Konstante Parameter der Versuchseinrichtung bzw. der Modelle:

Modellbreite  $b_{M,D}$  450 mm

Anstellwinkel  $\beta_M$   $6^\circ$

variable Größen:

Modellhöhe  $h_M$

Modelllänge  $l_M$

Fugenzahl  $n_y$

Belastungsspannung  $\sigma_y = \frac{F_y}{A_y}$

$$\sigma_z = \frac{F_z}{A_z}$$

Fugenabstand  $a_y = \frac{h_M}{\bar{n}_y}$

### Anlage B.12 Versuch RZ 005 Versuchsverlauf

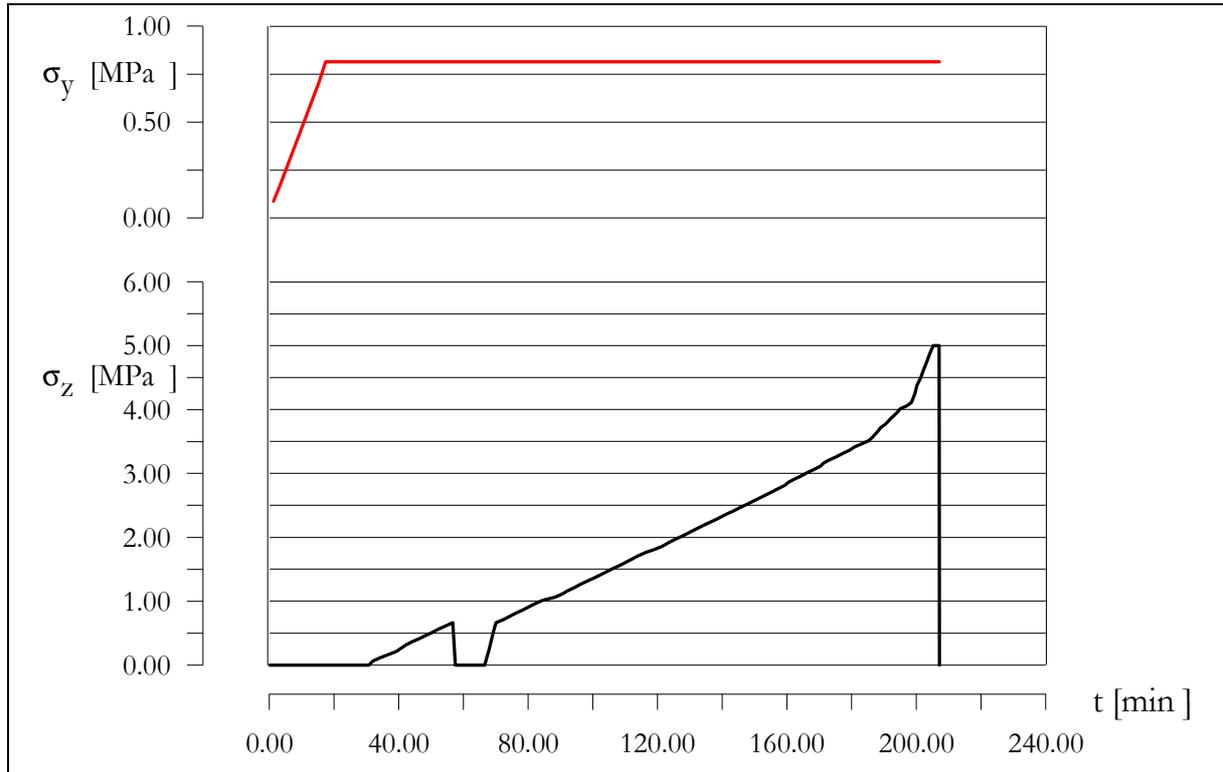


Abbildung B15: Belastung axial und vertikal von Modellwiderlager RZ 005 über die Versuchsdauer

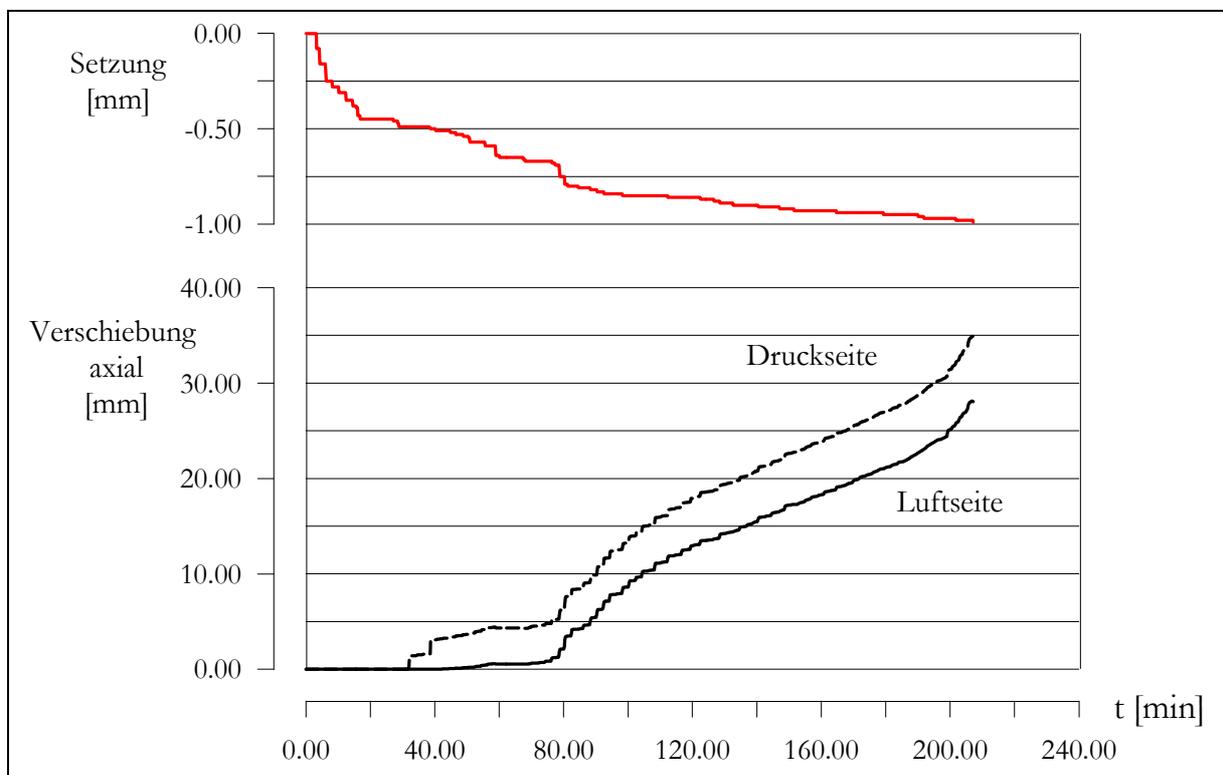


Abbildung B16: Axiale Verschiebungen und Setzungen von Modellwiderlager RZ 005 über die Versuchsdauer

### Anlage B.13 Versuch RZ 005 Versch. $u_z$ / Spannung $\sigma_{x,erf}$ .

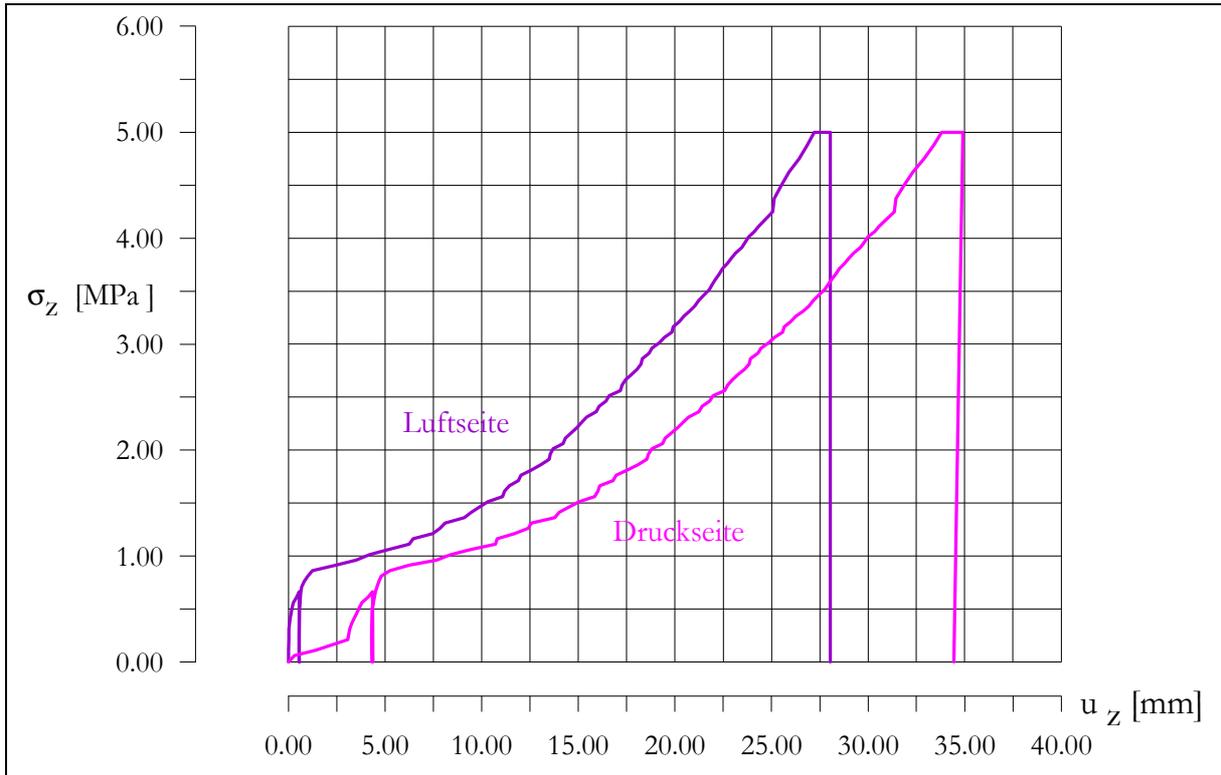


Abbildung B17: Axiale Verschiebung  $u_z$  von Modellwiderlager RZ 005 in Abhängigkeit von der Belastung  $\sigma_z$

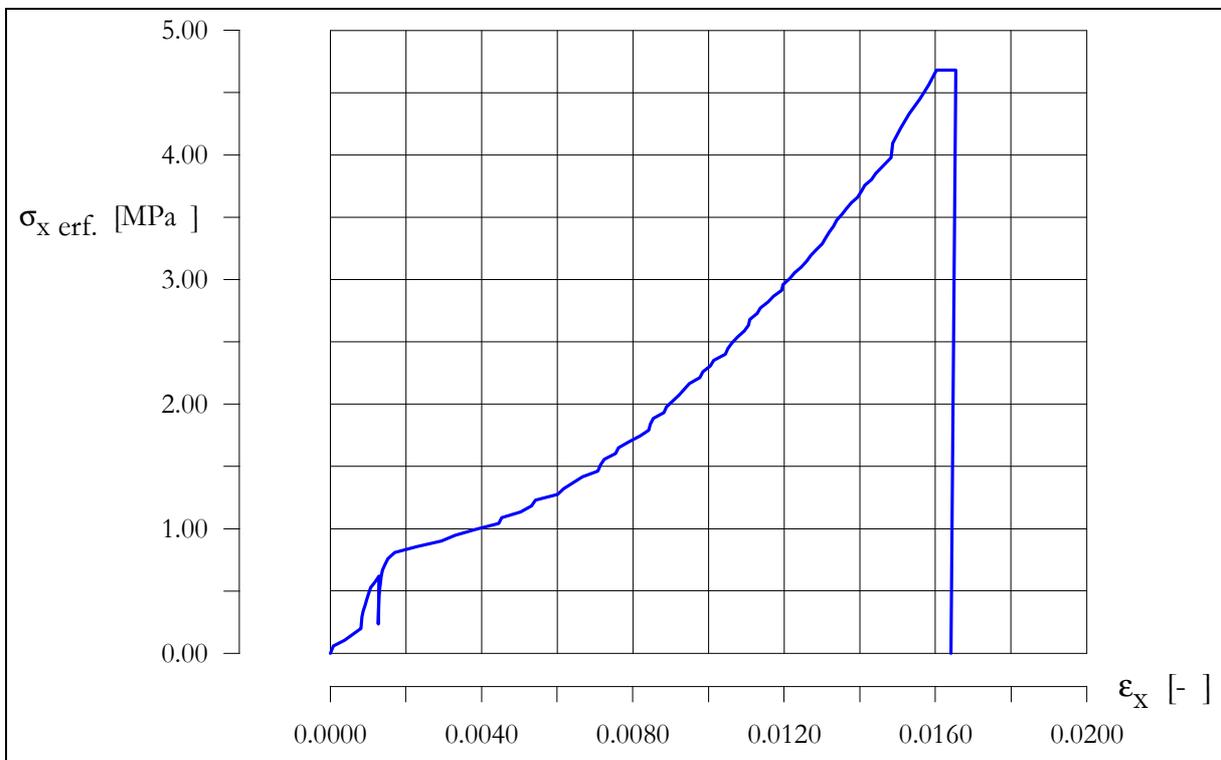


Abbildung B18: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf}$  (Gleichung 5.13/ 5.14) im Modell RZ 005 über indirekt gemessene Deformation  $\epsilon_x$

### Anlage B.14 Versuch RZ 006 Versuchsverlauf

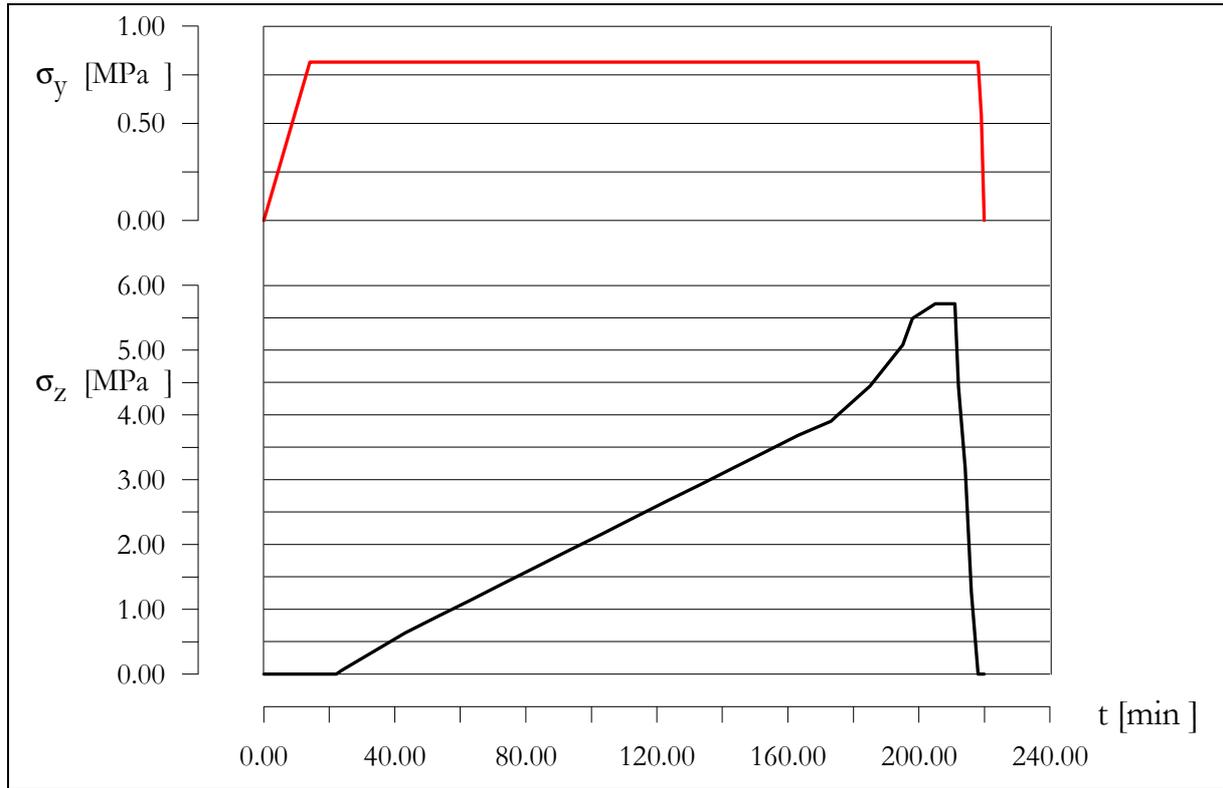


Abbildung B19: Belastung axial und vertikal von Modellwiderlager RZ 006 über die Versuchsdauer

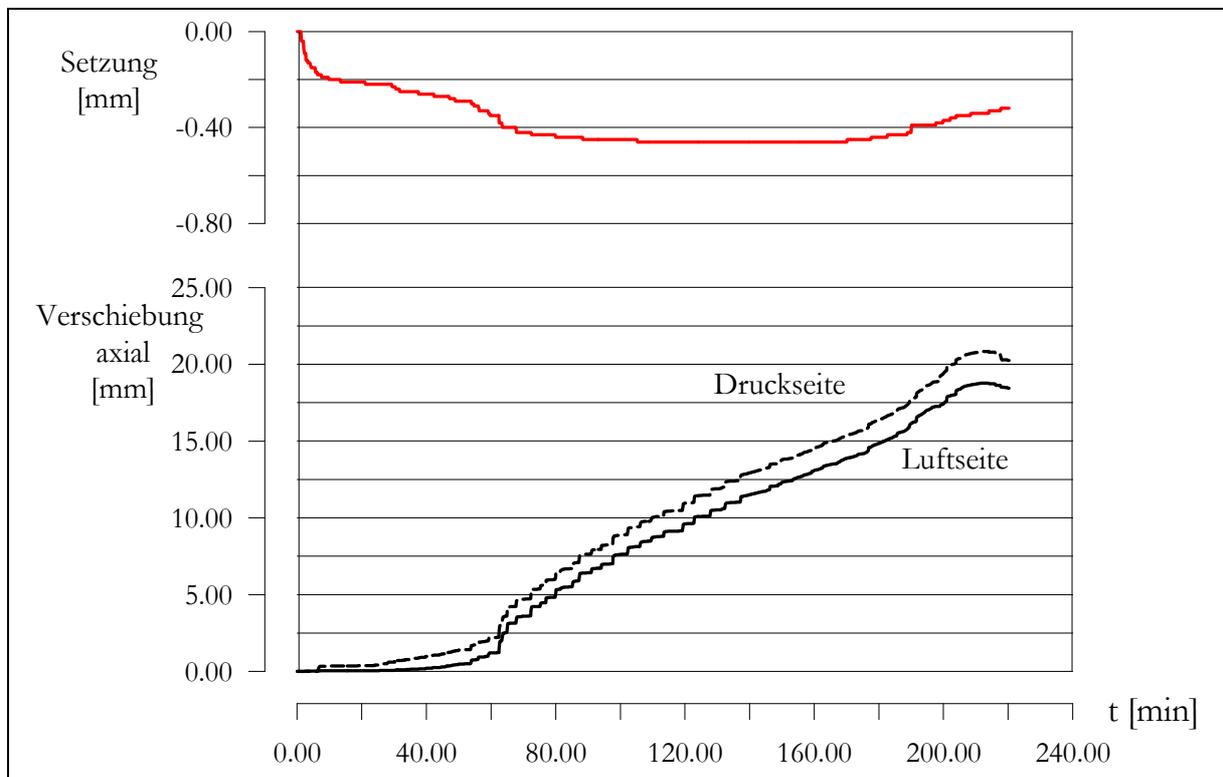


Abbildung B20: Axiale Verschiebungen und Setzungen von Modellwiderlager RZ 006 über die Versuchsdauer

### Anlage B.15 Versuch RZ 006 Versch. $u_z$ / Spannung $\sigma_{x,erf}$ .

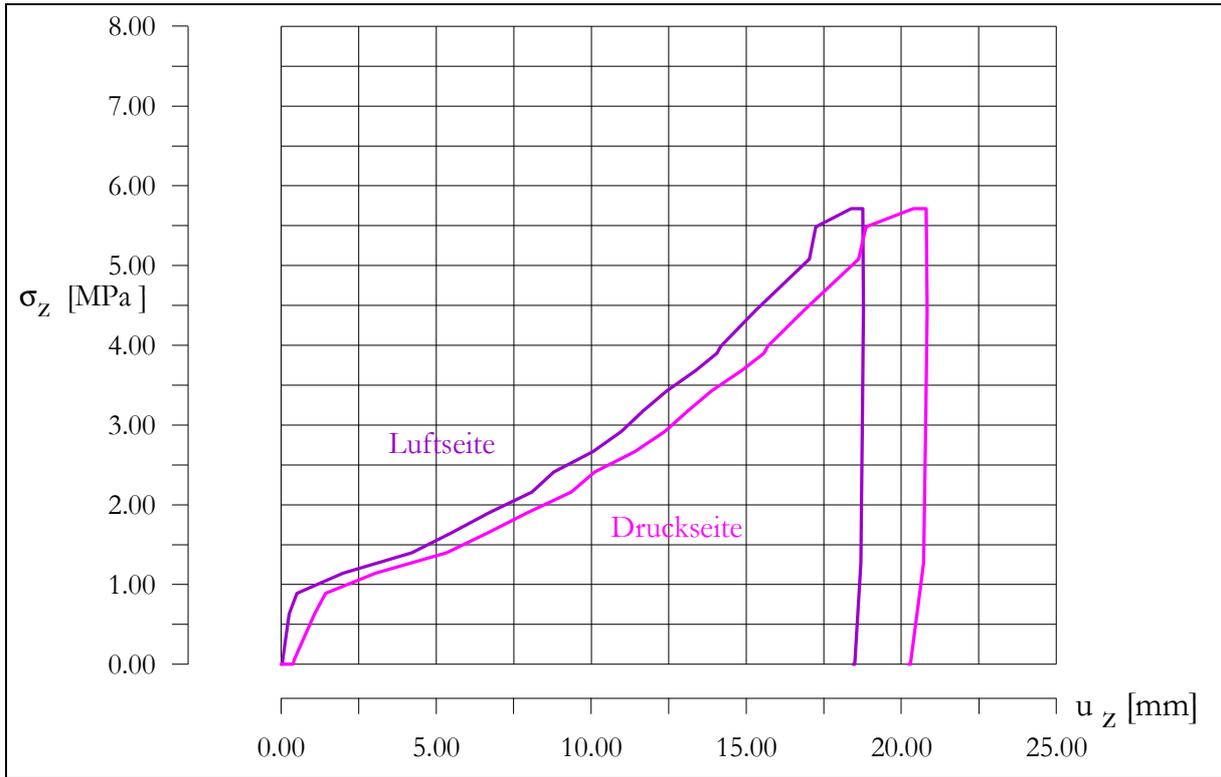


Abbildung B21: Axiale Verschiebung  $u_z$  von Modellwiderlager RZ 006 in Abhängigkeit von der Belastung  $\sigma_z$

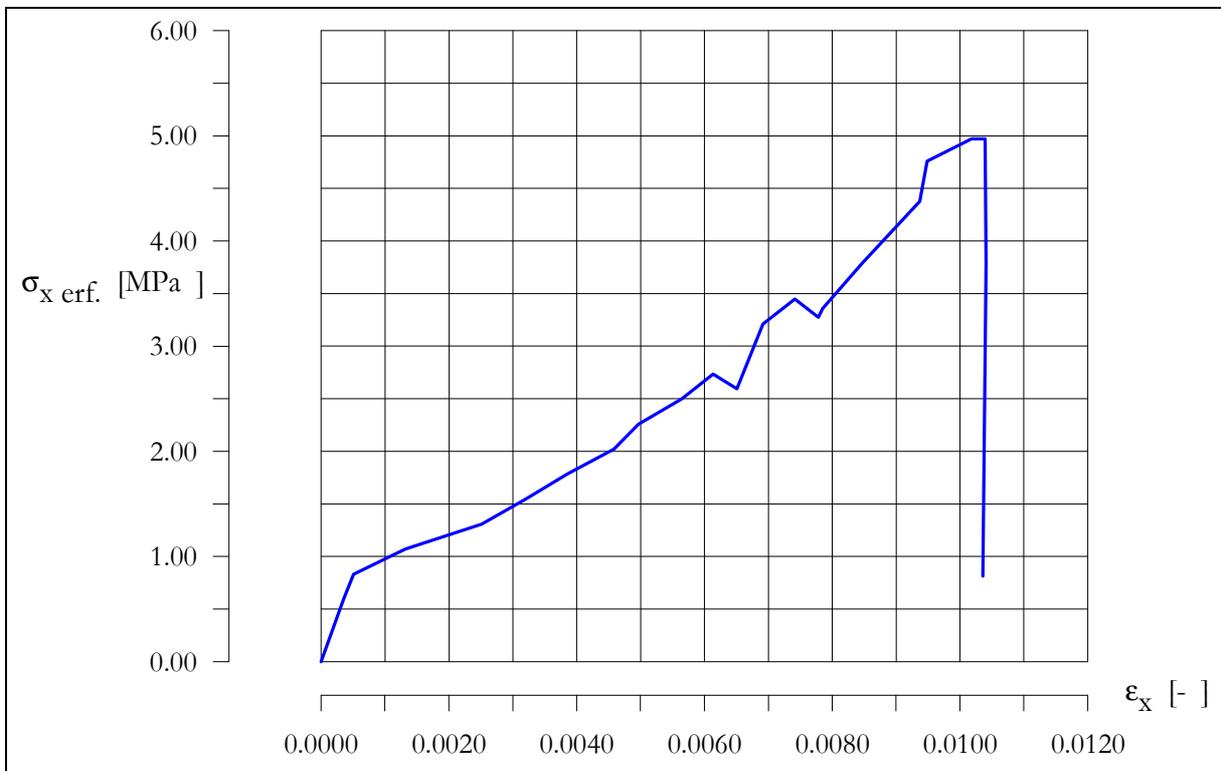


Abbildung B22: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf}$  (Gleichung 5.13/ 5.14) im Modell RZ 006 über indirekt gemessene Deformation  $\epsilon_x$

### Anlage B.16 Versuch RZ 010 Versuchsverlauf

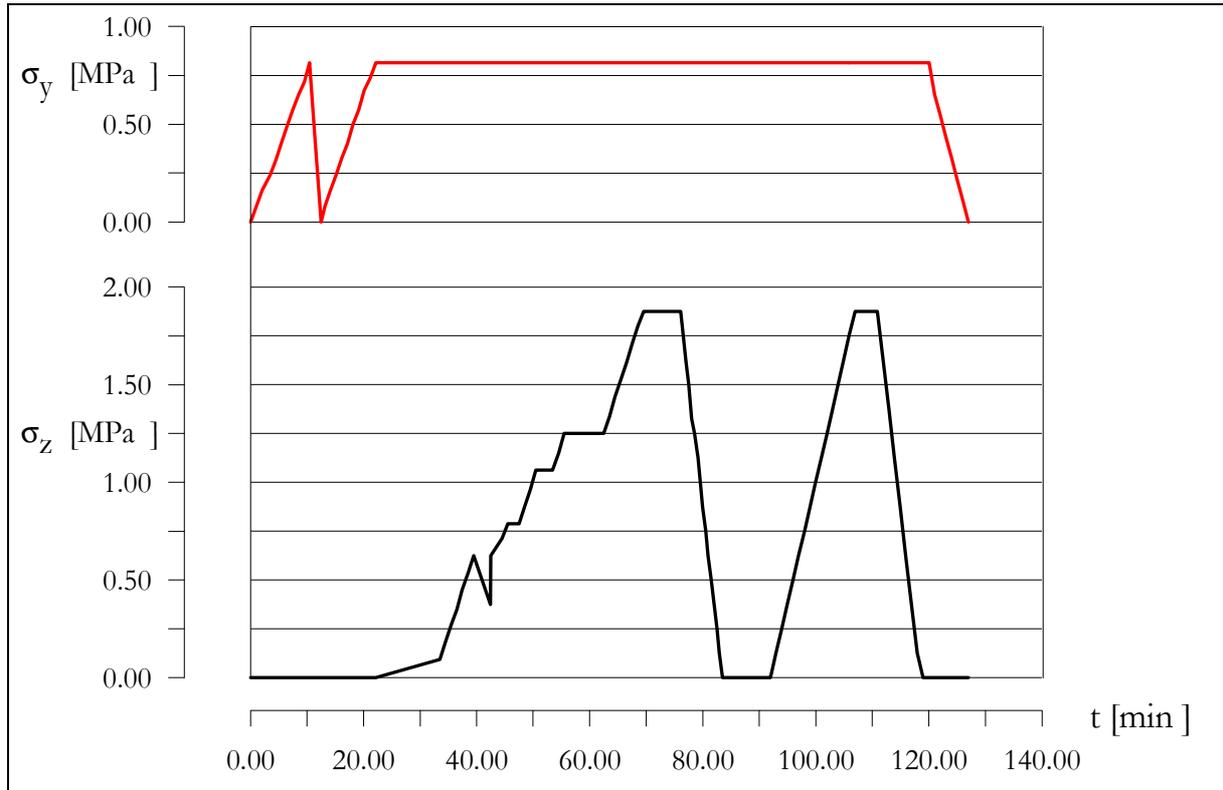


Abbildung B23: Belastung axial und vertikal von Modellwiderlager RZ 010 über die Versuchsdauer

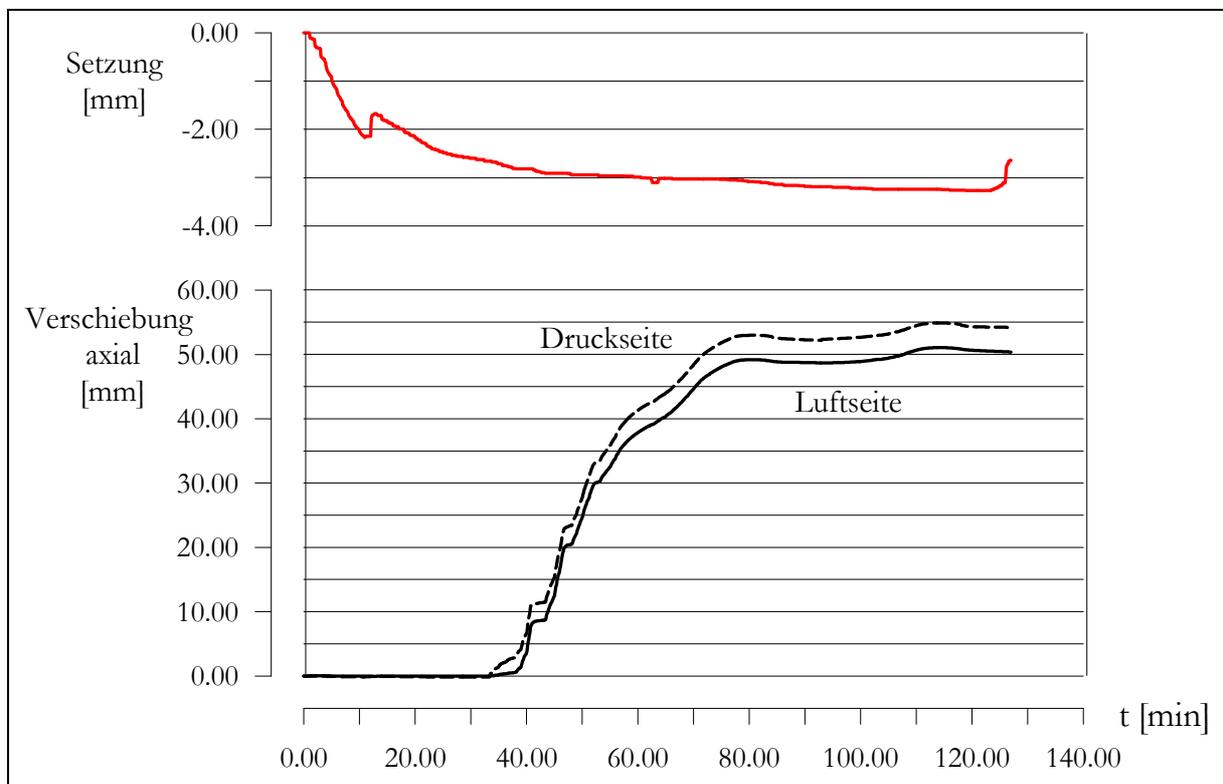


Abbildung B24: Axiale Verschiebungen und Setzungen von Modellwiderlager RZ 010 über die Versuchsdauer

### Anlage B.17 Versuch RZ 010 Versch. $u_z$ / Spannung $\sigma_{x,erf.}$

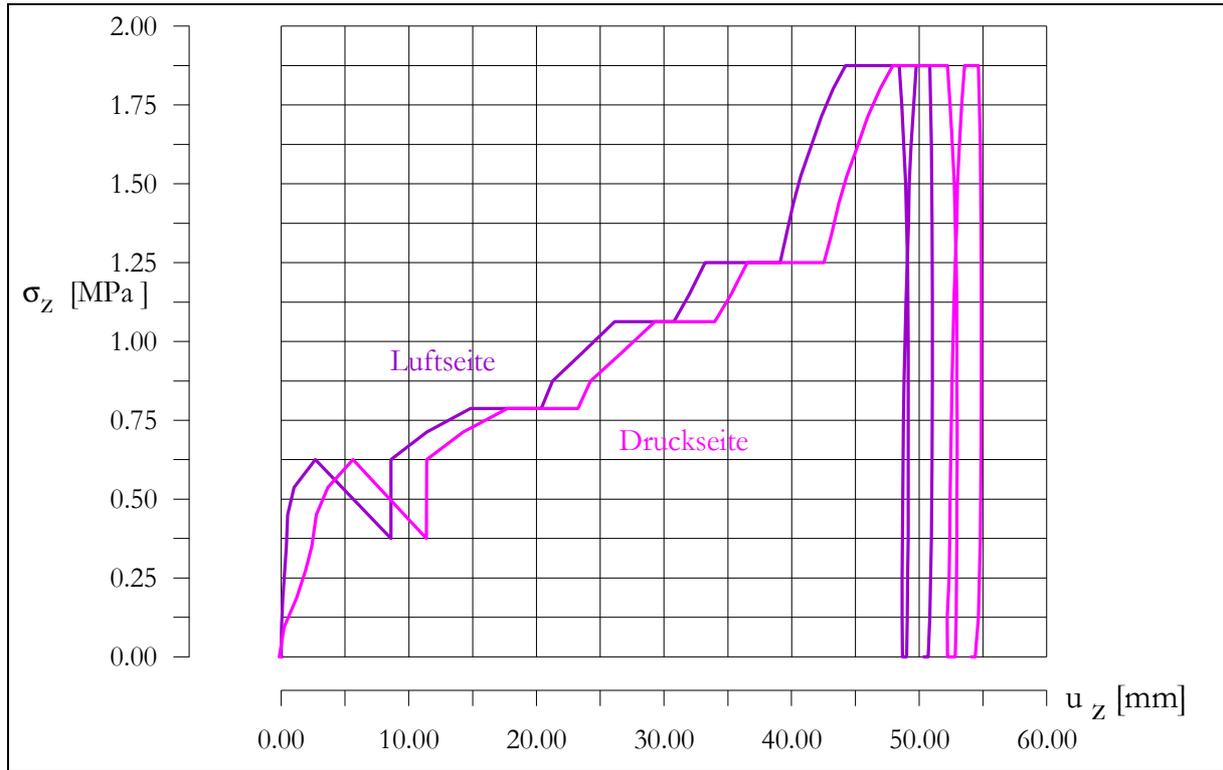


Abbildung B25: Axiale Verschiebung  $u_z$  von Modellwiderlager RZ 010 in Abhängigkeit von der Belastung  $\sigma_z$

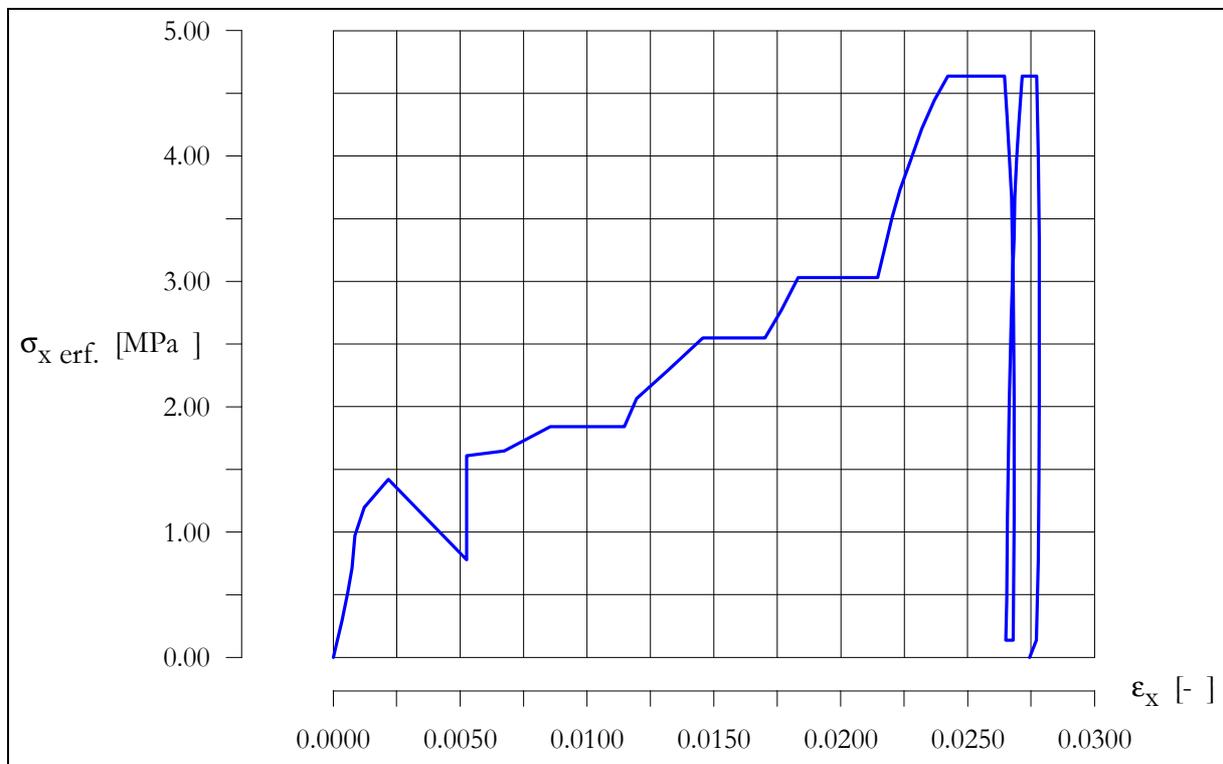


Abbildung B26: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf.}$  (Gleichung 5.13/ 5.14) im Modell RZ 010 über indirekt gemessene Deformation  $\epsilon_x$

### Anlage B.18 Versuch RZ 011 Versuchsverlauf

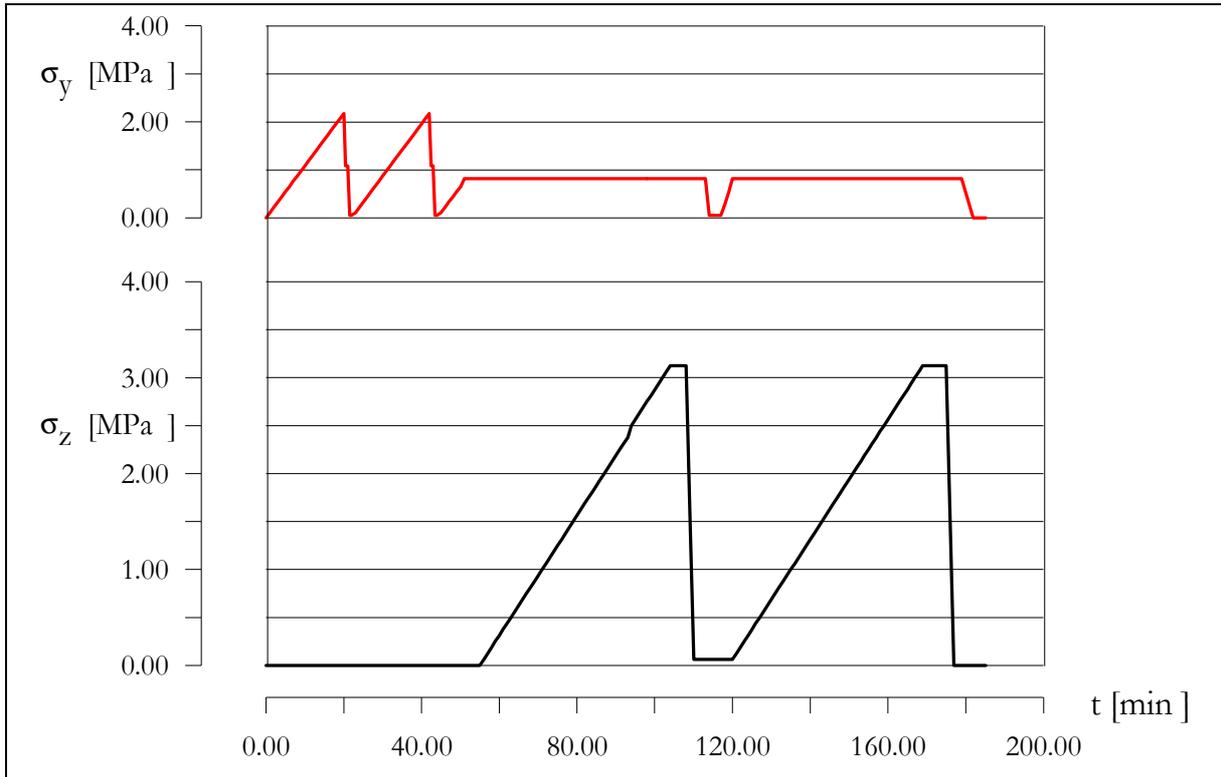


Abbildung B27: Belastung axial und vertikal von Modellwiderlager RZ 011 über die Versuchsdauer

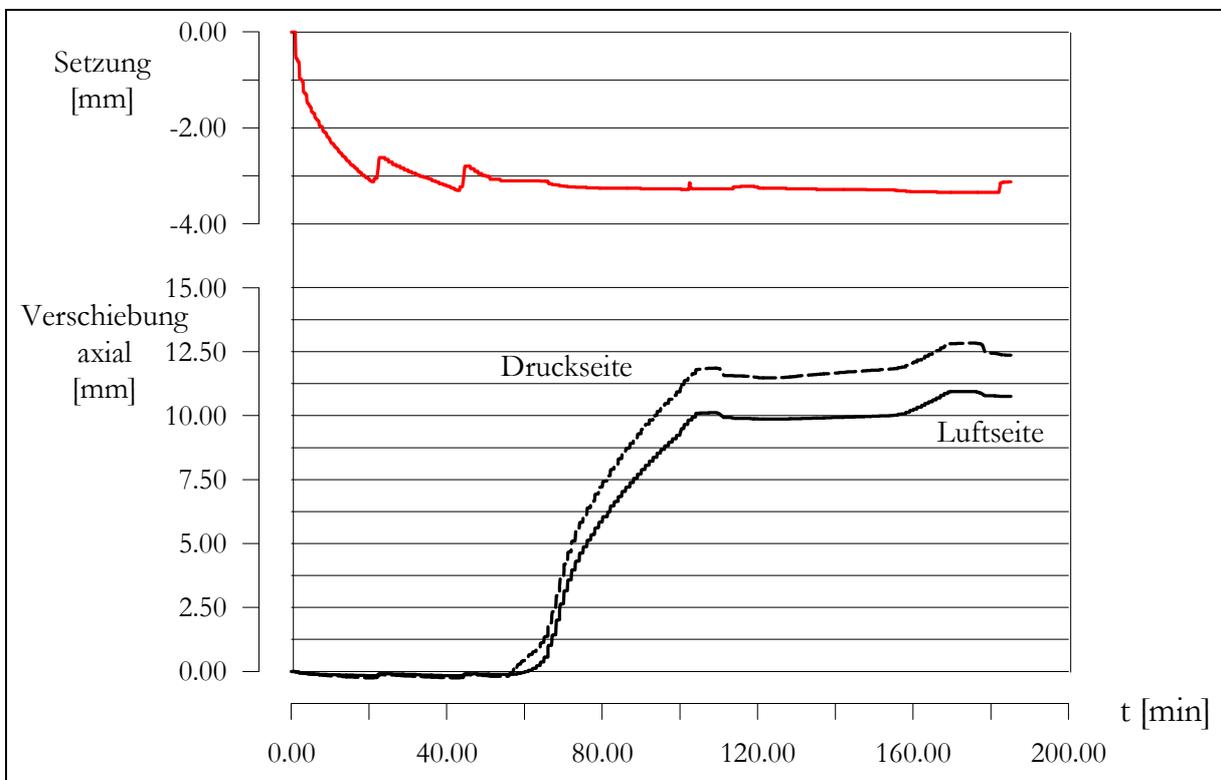


Abbildung B28: Axiale Verschiebungen und Setzungen von Modellwiderlager RZ 011 über die Versuchsdauer

### Anlage B.19 Versuch RZ 011 Versch. $u_z$ / Spannung $\sigma_{x,erf}$ .

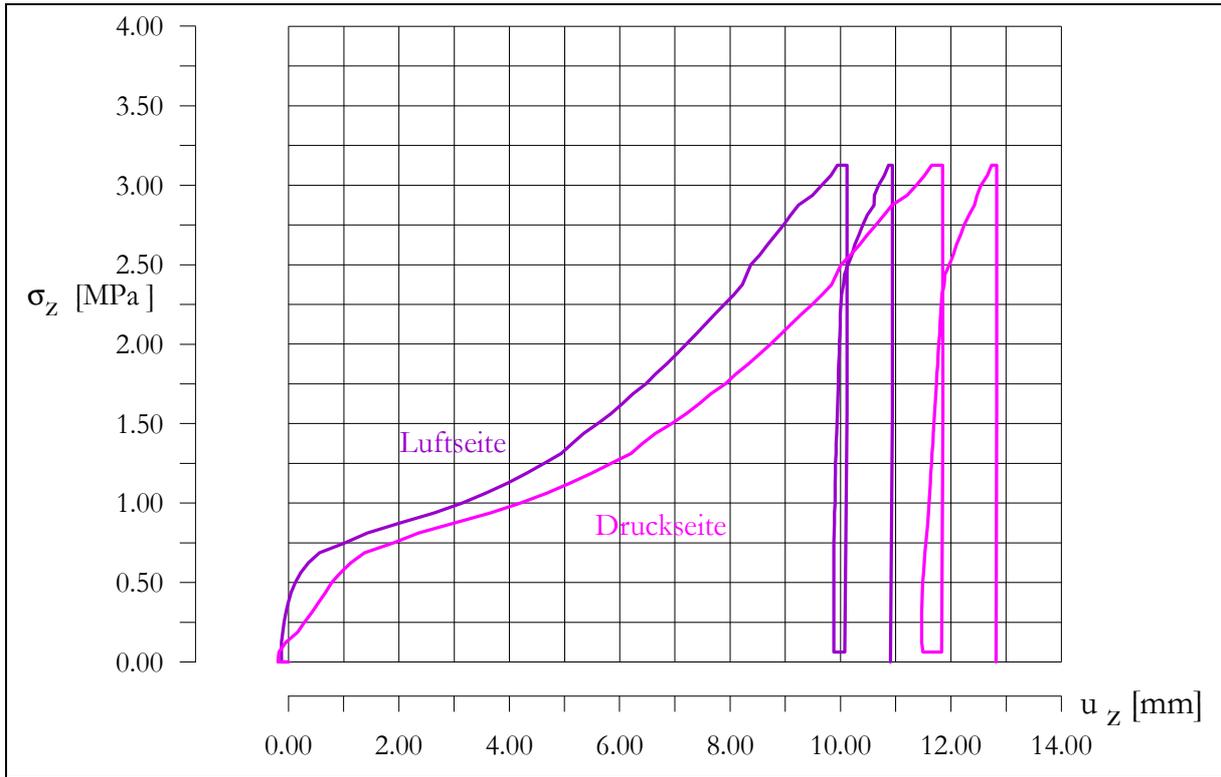


Abbildung B29: Axiale Verschiebung  $u_z$  von Modellwiderlager RZ 011 in Abhängigkeit von der Belastung  $\sigma_z$

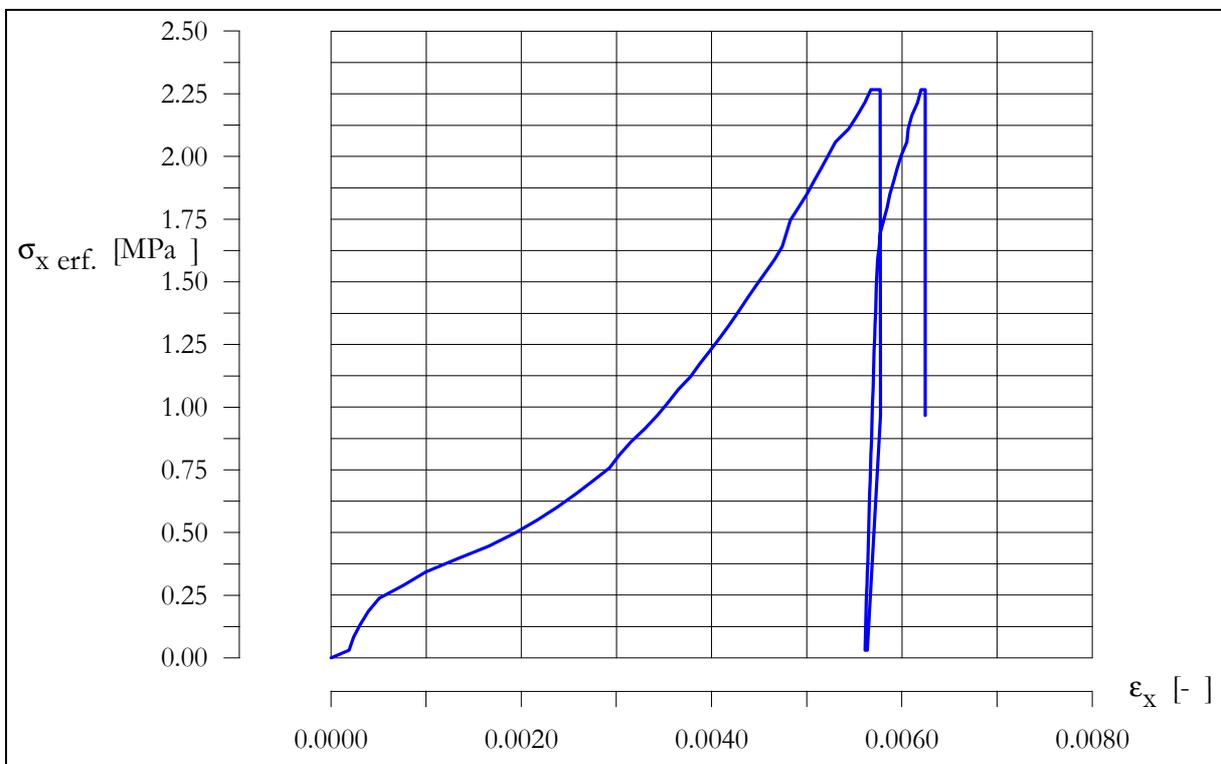


Abbildung B30: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf}$  (Gleichung 5.13/ 5.14) im Modell RZ 011 über indirekt gemessene Deformation  $\epsilon_x$

## Anlage B.20 Versuch RZ 012 Versuchsverlauf

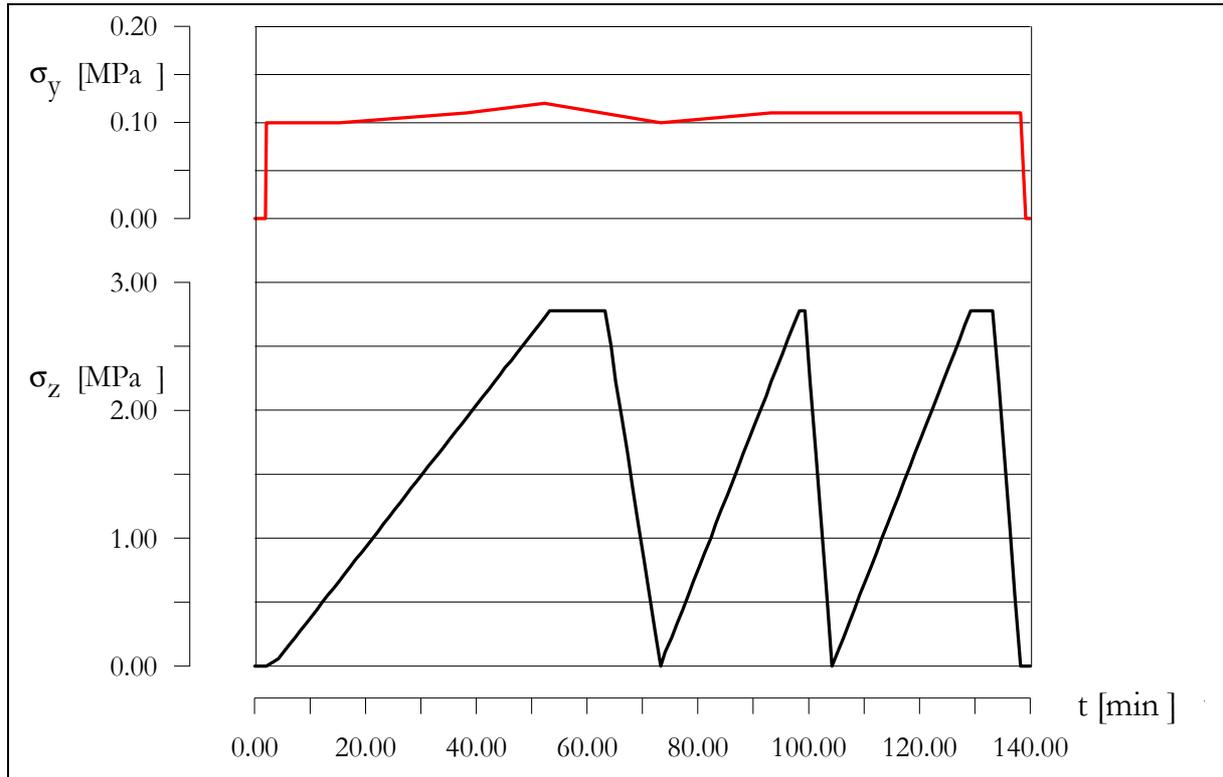


Abbildung B31: Belastung axial und vertikal von Modellwiderlager RZ 012 über die Versuchsdauer

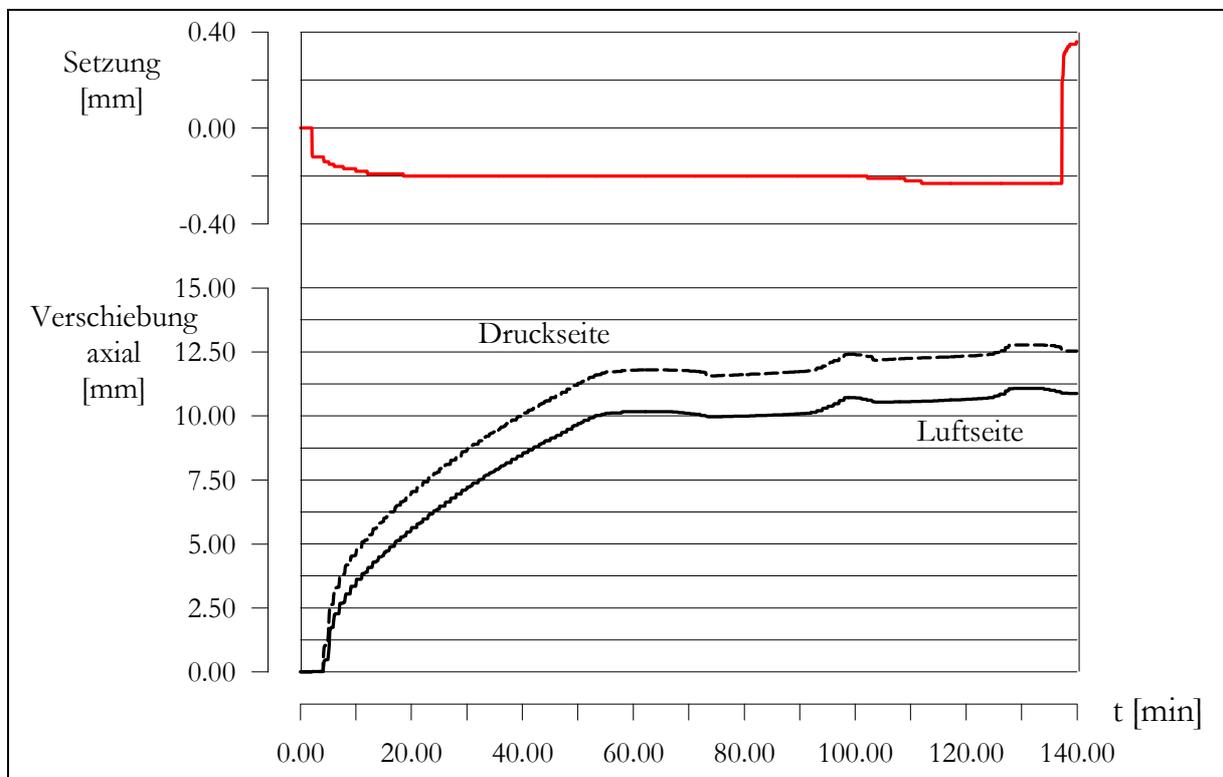


Abbildung B32: Axiale Verschiebungen und Setzungen von Modellwiderlager RZ 012 über die Versuchsdauer

### Anlage B.21 Versuch RZ 012 Versch. $u_z$ / Spannung $\sigma_{x,erf}$ .

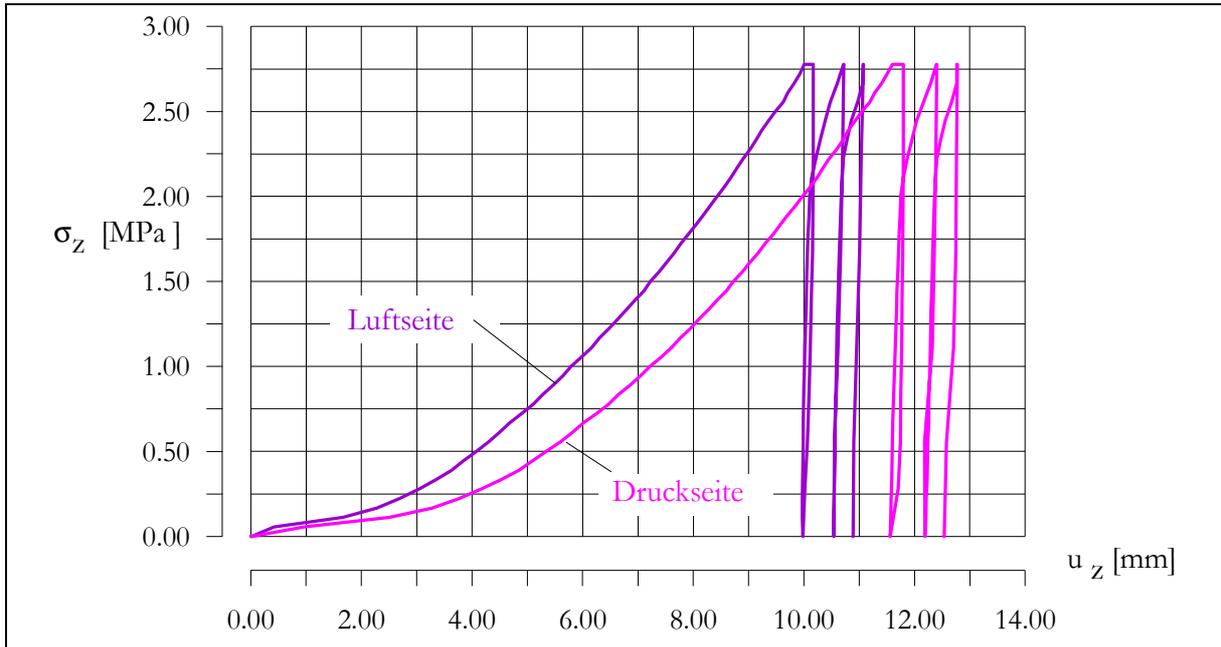


Abbildung B33: Axiale Verschiebung  $u_z$  von Modellwiderlager RZ 012 in Abhängigkeit von der Belastung  $\sigma_z$

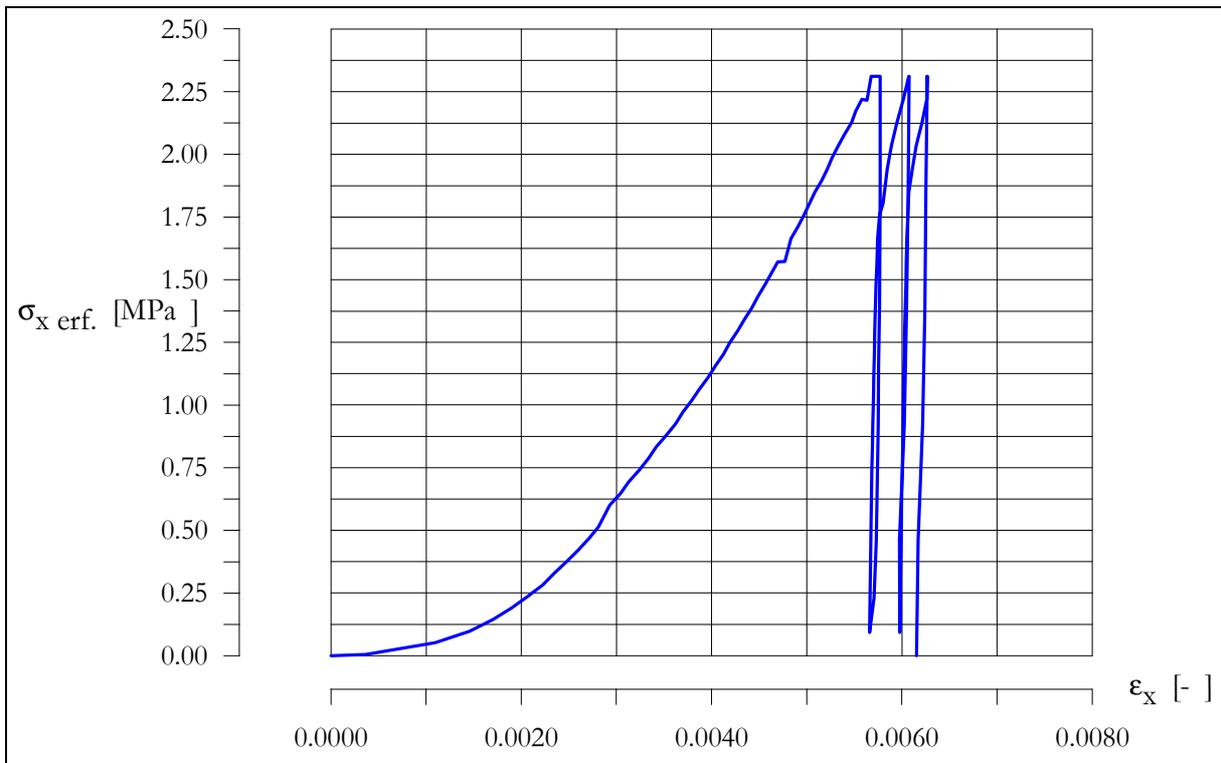


Abbildung B34: Erforderliche Spannung  $\sigma_{x,erf}$  (Gleichung 5.13/ 5.14) im Modell RZ 012 über indirekt gemessene Deformation  $\epsilon_x$

## Anlage B.22 In situ - Versuch EU 1 in Sondershausen

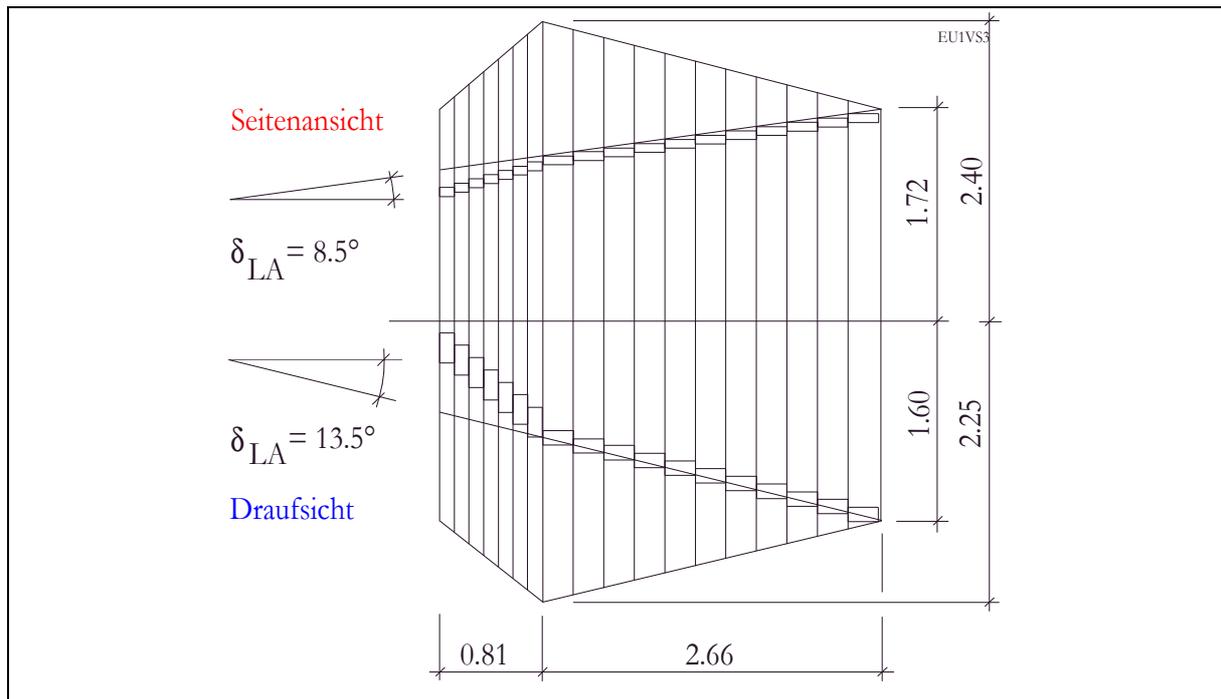


Abbildung B35: Prinzipielles Verlegeschema der Steine im statischen Widerlager EU 1 mit Lastverteilungswinkeln vertikal und horizontal

Steinformat/ Verlegeschema der Salzbriketts im Lastabtragsbereich des Widerlagers:

$h_{St}$  71 mm

$b_{St}$  115 mm

$l_{St}$  240 mm

Kontaktflächen Widerlager zum Gebirge:

Material Sand

Dicke ca. 5 - 10 mm

Scherfestigkeit  $\varphi = 25^\circ, c = 0$

Messgeber

DK 1, DK 2 Laugendruckgeber Fa. Keller

Widerlager Druckkissen in Stößen, Firste und Sohle (normal) Fa. Glötzl

Druckkissen (axial) Fa. Glötzl

Extensiomter (axial) Fa. Glötzl

### Anlage B.23 EU 1 Messebenen statisches Widerlager

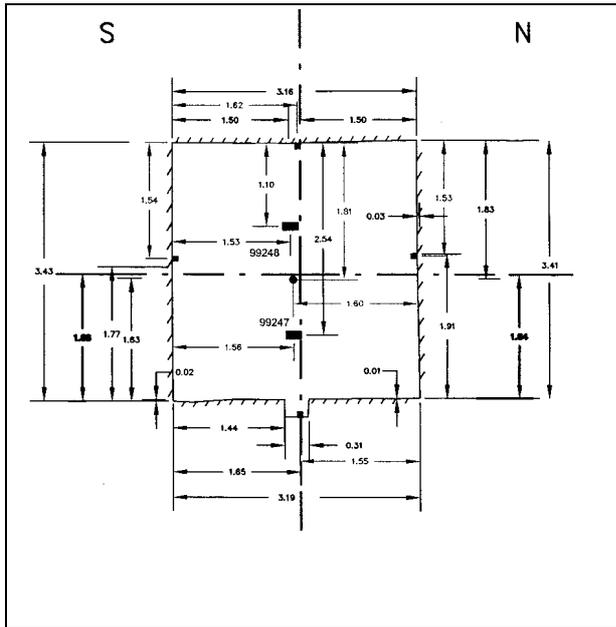


Abb. B36: Geber in Messebene 6 des statischen Widerlagers EU 1<sup>1)</sup>

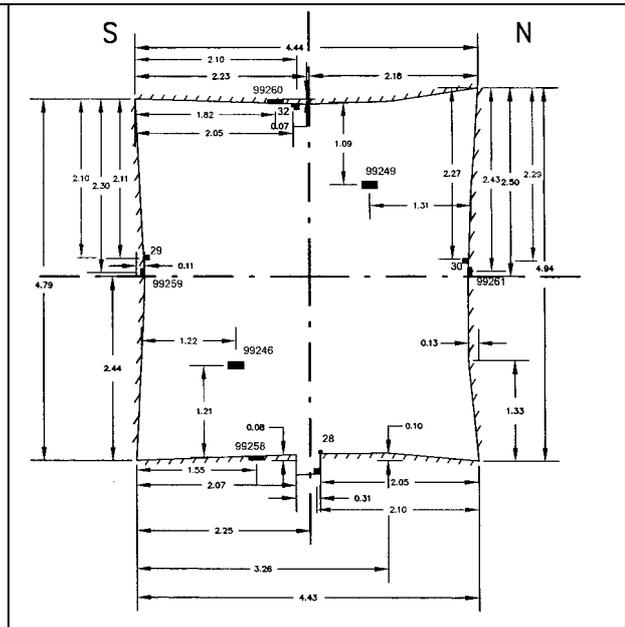


Abb. B37: Geber in Messebene 7 des statischen Widerlagers EU 1<sup>1)</sup>

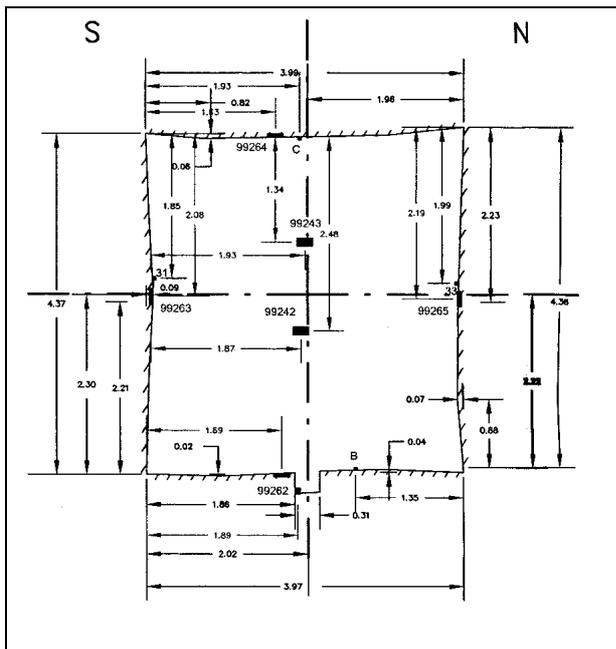


Abb. B38: Geber in Messebene 8 des statischen Widerlagers EU 1<sup>1)</sup>

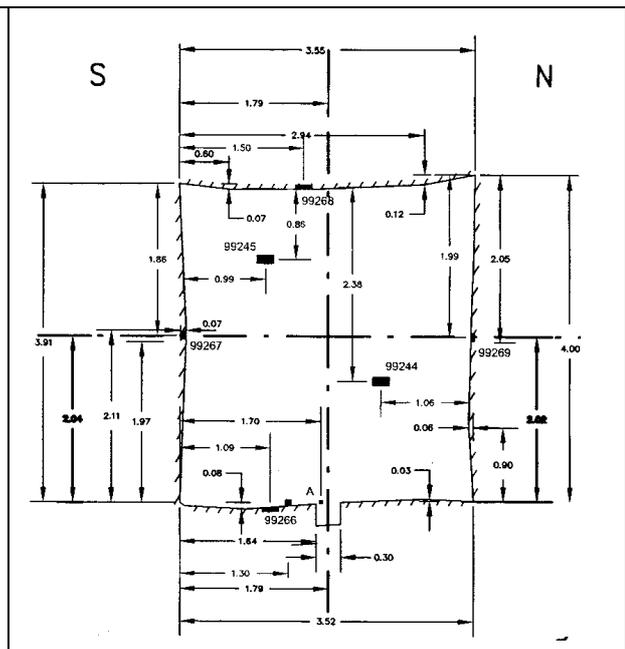


Abb. B39: Geber in Messebene 9 des statischen Widerlagers EU 1<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> (ERCOSPLAN 1999)

### Anlage B.24 EU 1 Axialverschiebungen statisches Widerlager

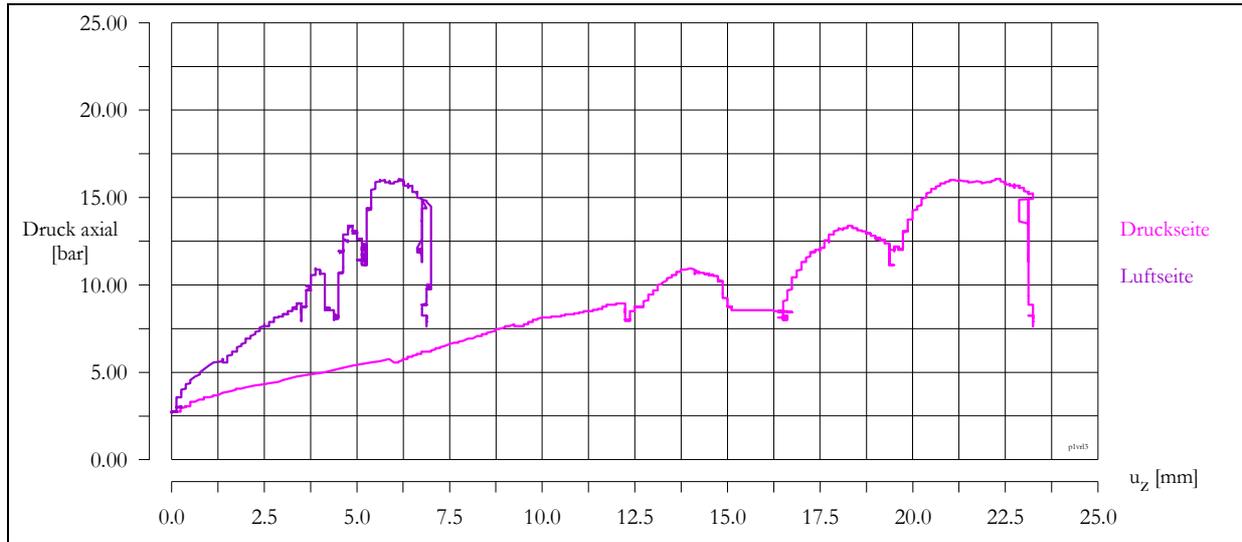


Abbildung B40: Axialverschiebungen statisches Widerlager EU 1 in Phase 1

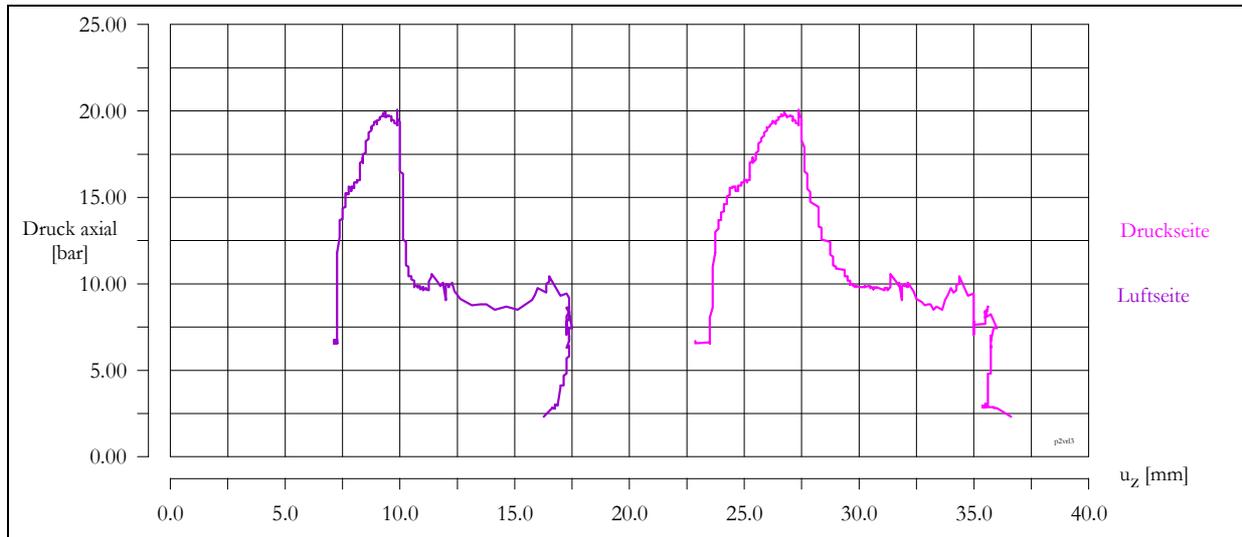


Abbildung B41: Axialverschiebungen statisches Widerlager EU 1 in Phase 2

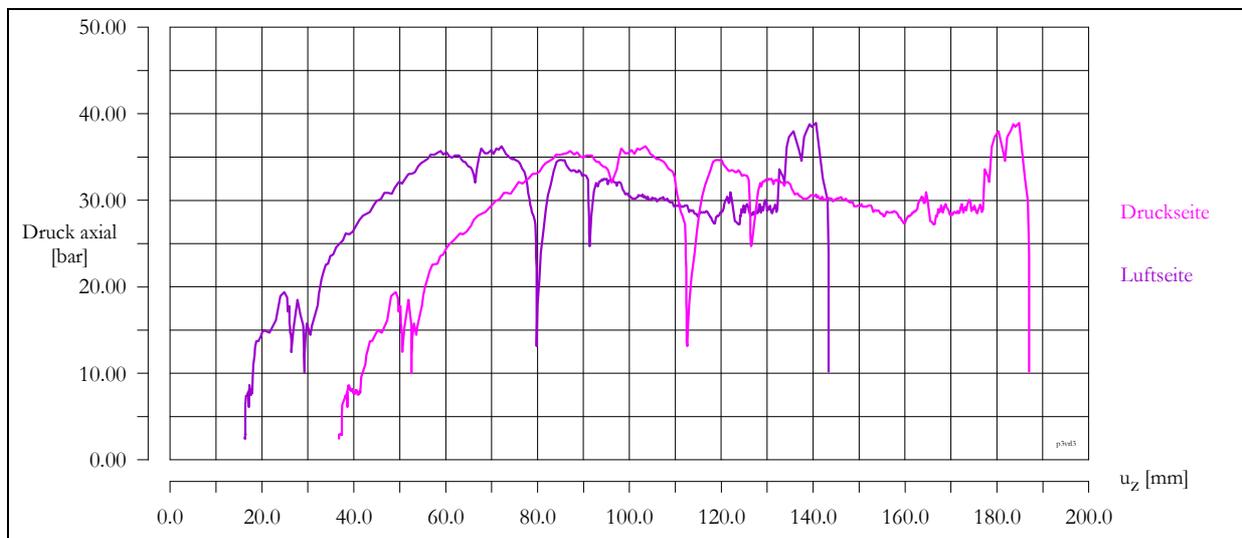


Abbildung B42: Axialverschiebungen statisches Widerlager EU 1 in Phase 3

## Anlage B.25 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 1

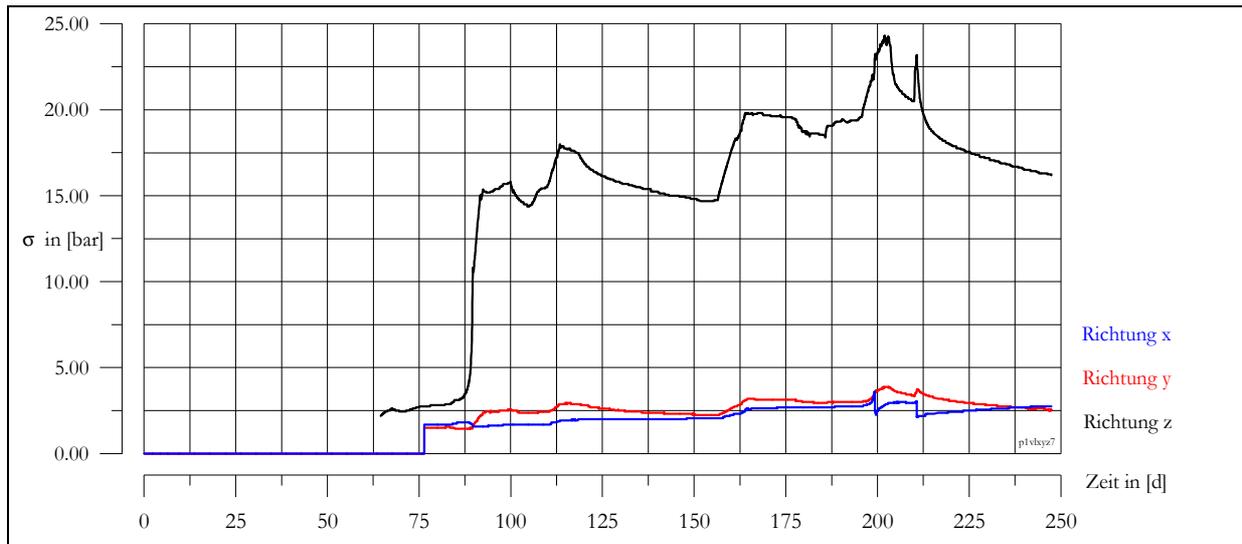


Abbildung B43: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME7 Phase 1

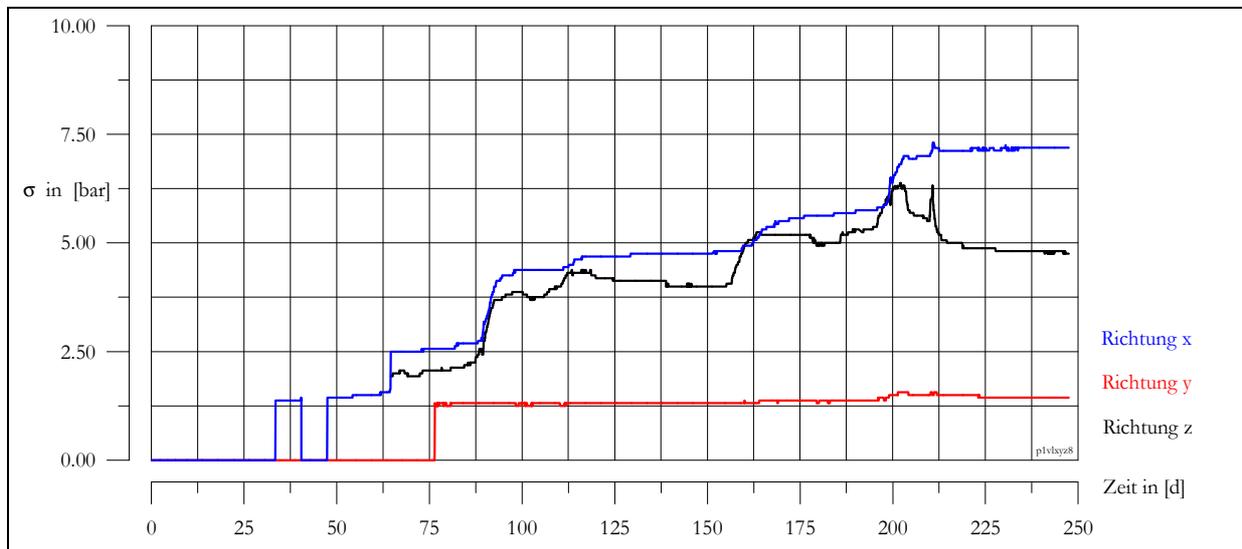


Abbildung B44: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME8 Phase 1

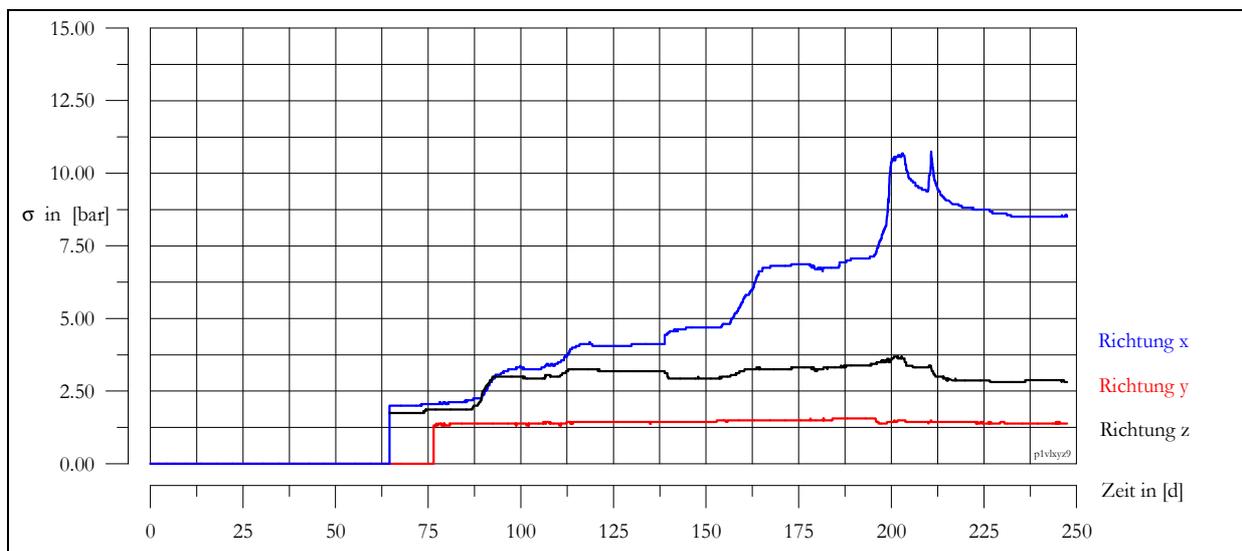


Abbildung B45: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME9 Phase 1

## Anlage B.26 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 2

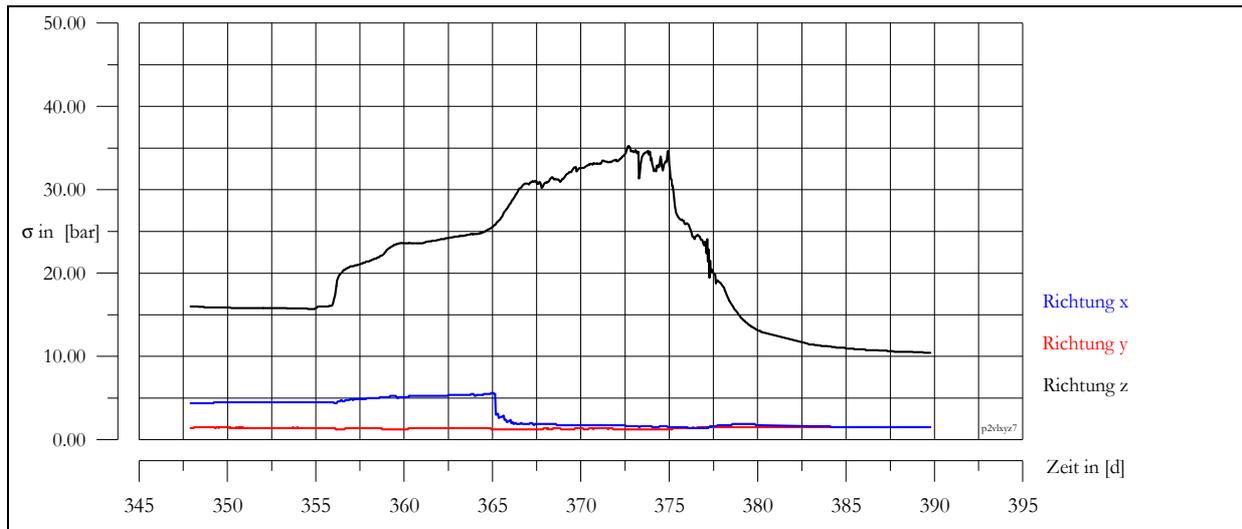


Abbildung B46: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME7 Phase 2

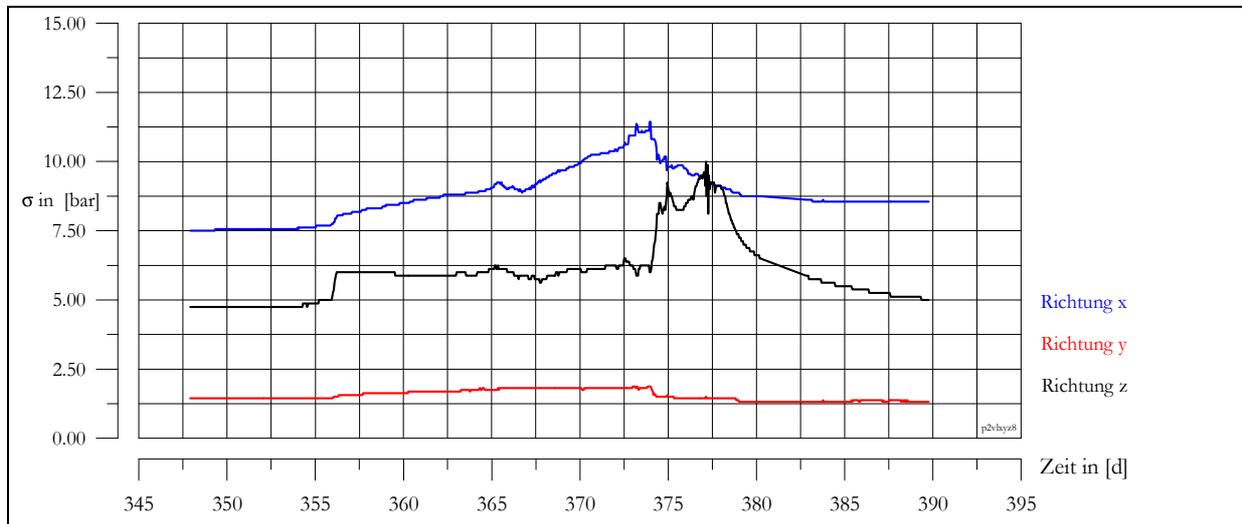


Abbildung B47: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME8 Phase 2

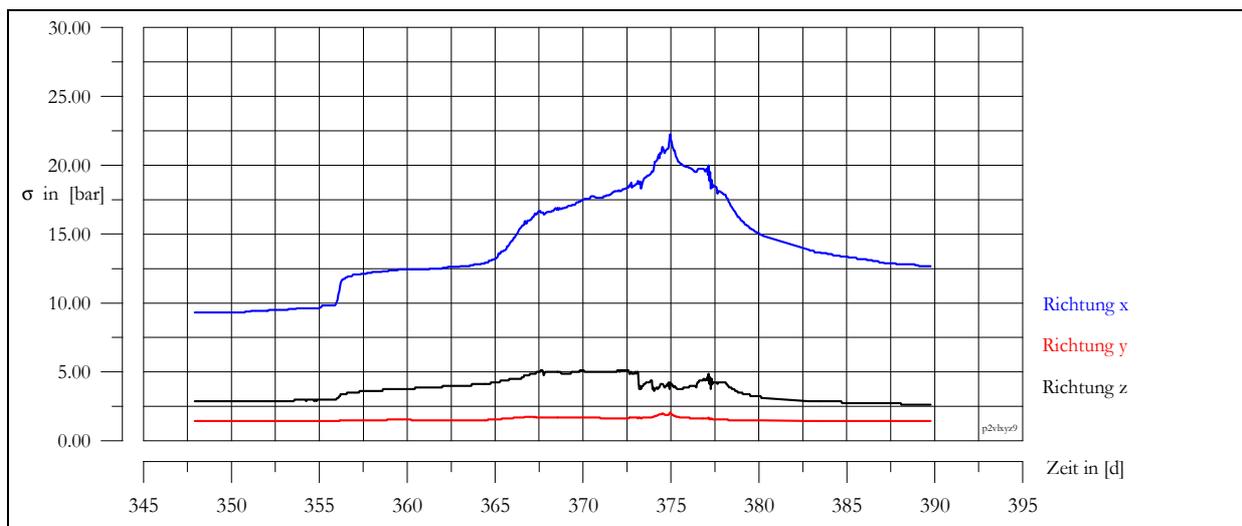


Abbildung B48: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME9 Phase 2

### Anlage B.27 EU 1 Spannungen im stat. Widerlager Phase 3

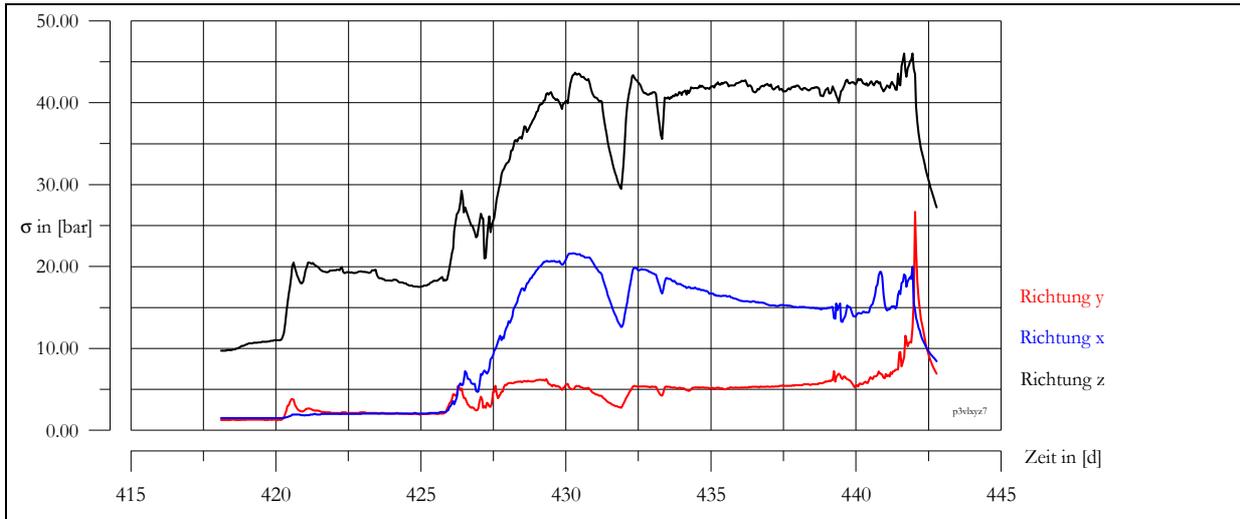


Abbildung B49: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME7 Phase 3

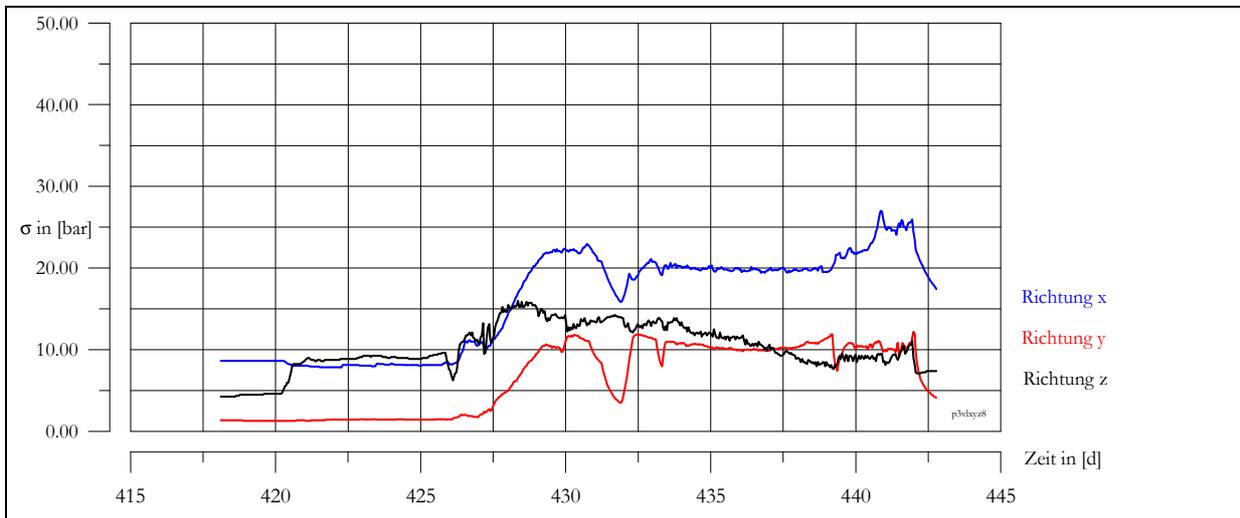


Abbildung B50: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME8 Phase 3

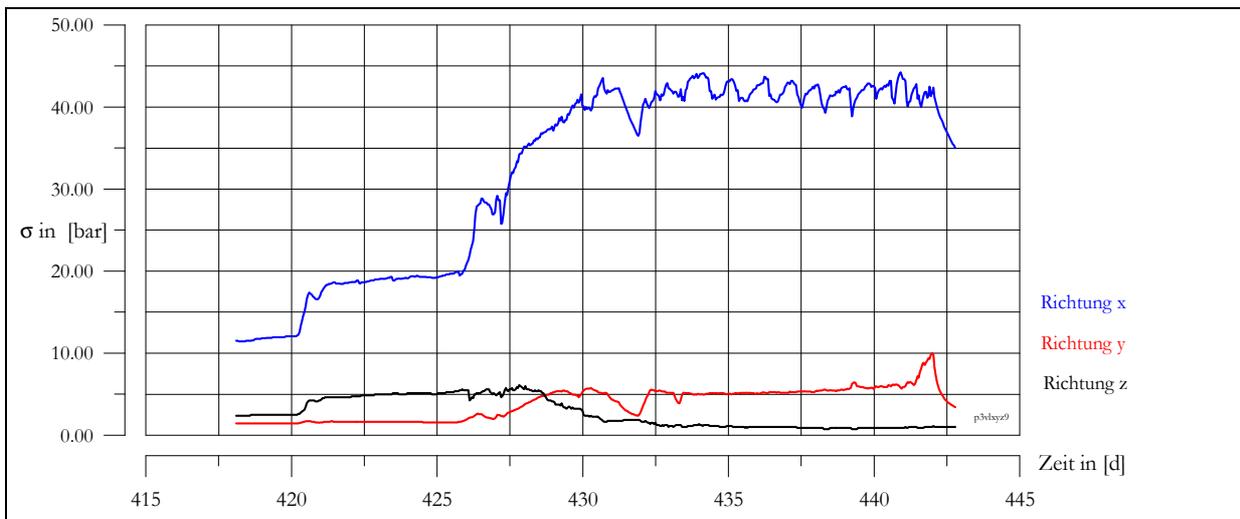


Abbildung B51: Spannungen im statischen Widerlager EU 1 in ME9 Phase 3

## Anlage B.28 EU 1 Isotropes numerisches Modell stat. WL

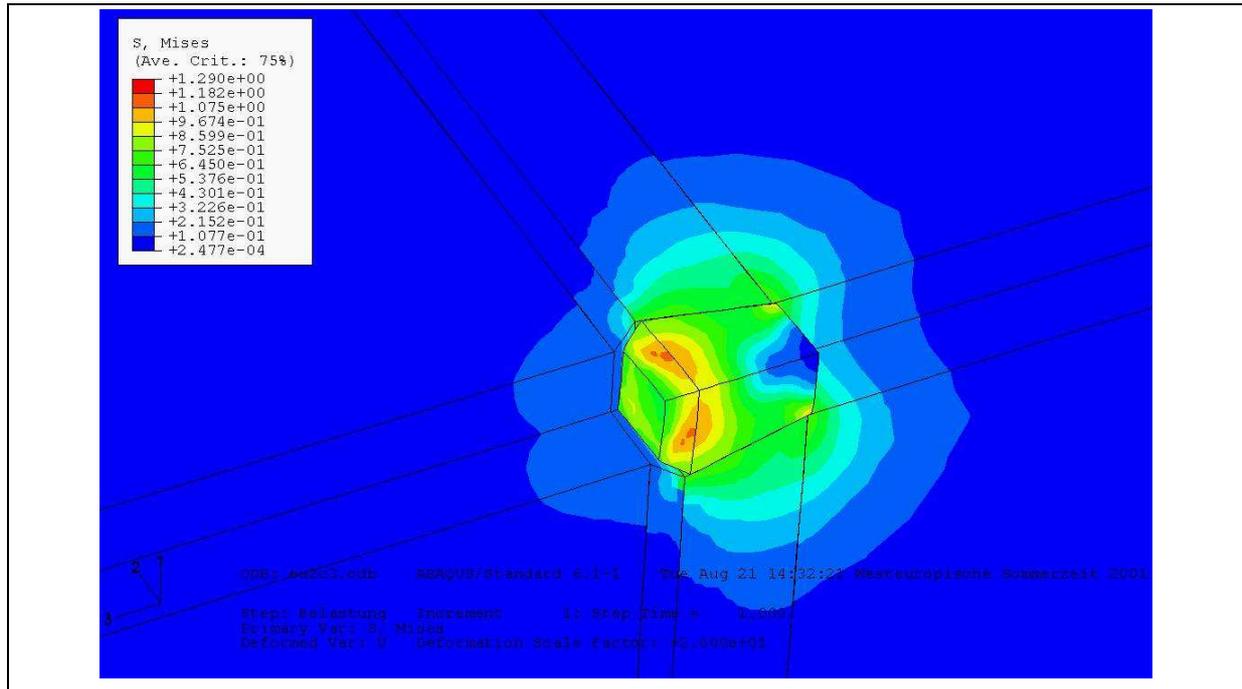


Abbildung B52: Vergleichsspannungen bei einem Druck von 17 bar auf die Druckseite des Widerlagers EU 1 (Modell EU2c3, isotropes Modell)

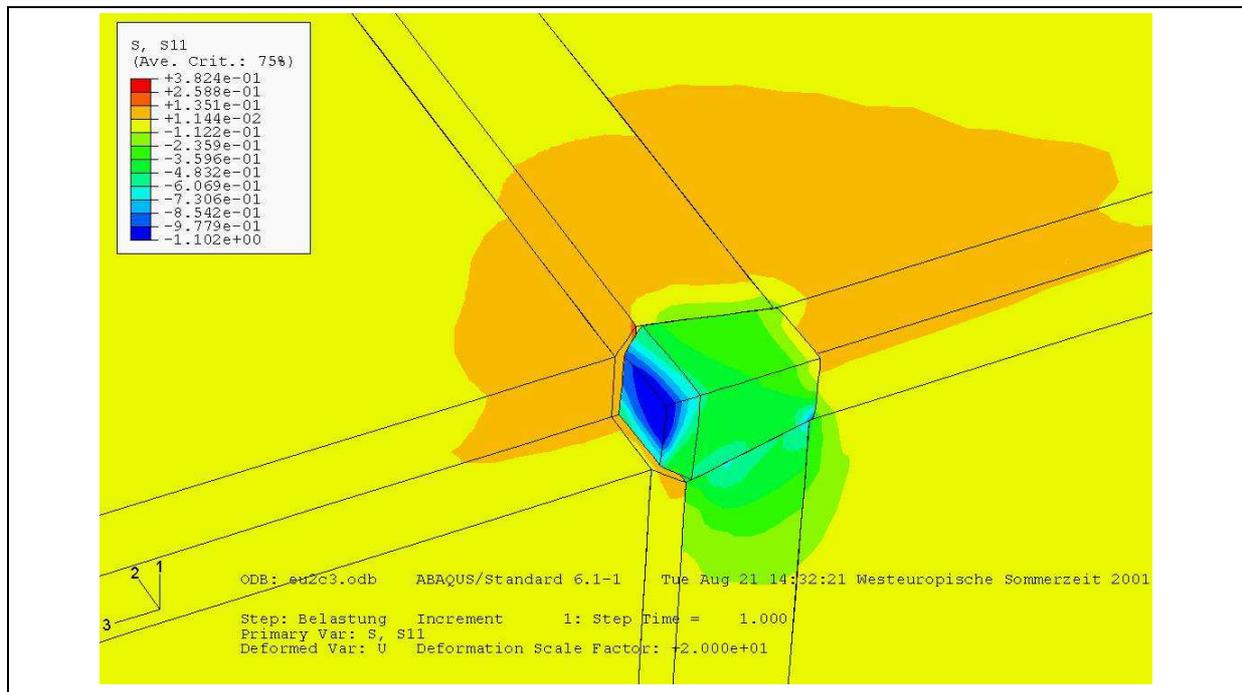


Abbildung B53: Normalspannungsverteilung  $\sigma_x$  bei einem Druck von 17 bar auf die Druckseite des Widerlagers EU 1 (Modell EU2c3, isotropes Modell)

## Anlage B.29 EU 1 Anisotropes numerisches Modell stat. WL

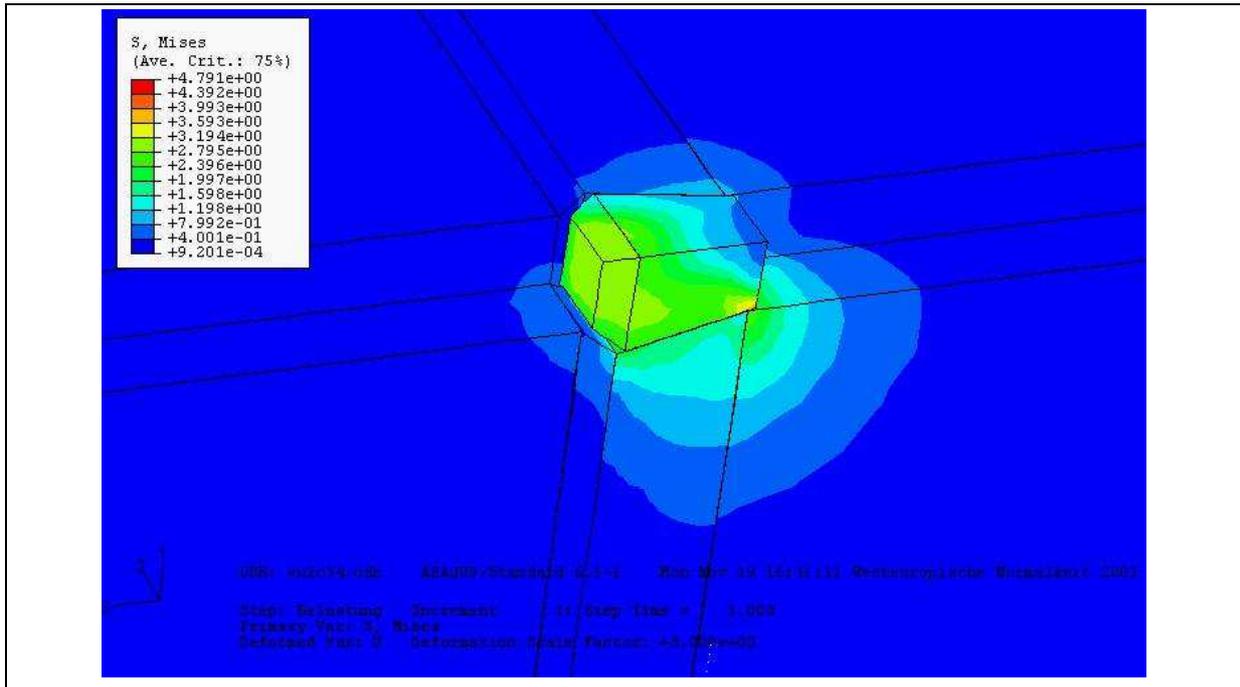


Abbildung B54: Vergleichsspannungen bei einem Druck von 40 bar auf die Druckseite des Widerlagers EU 1 (Modell EU2c34, anisotr. Modell)

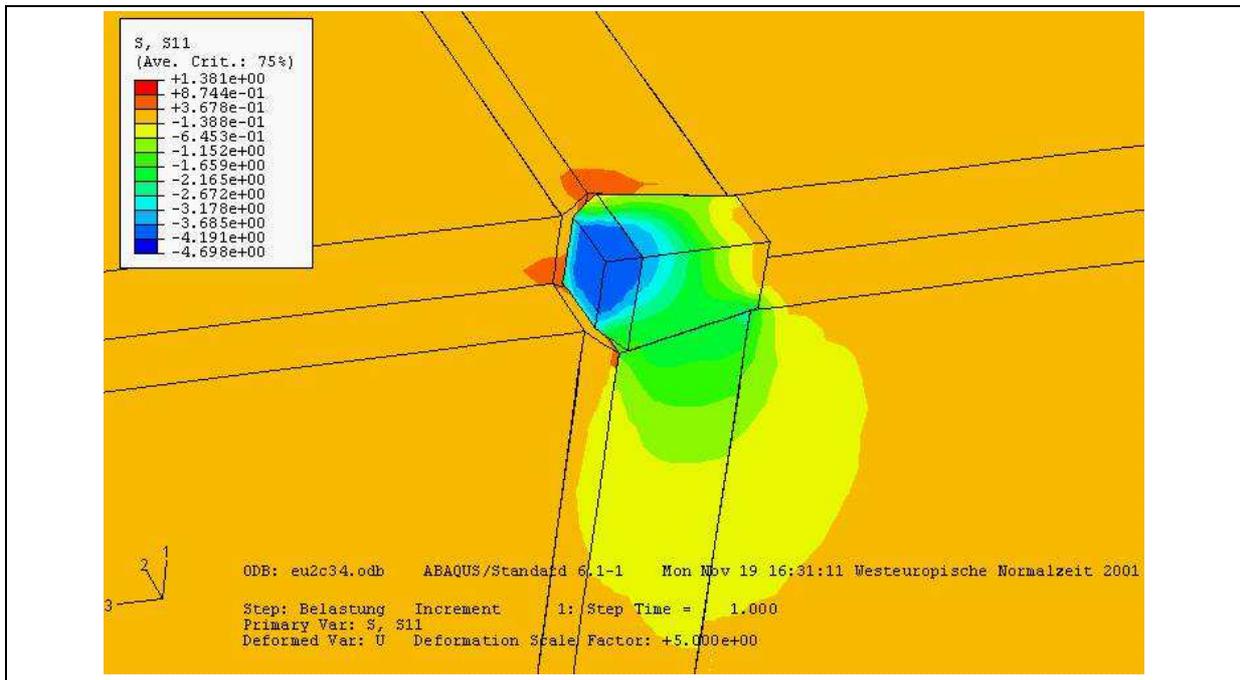


Abbildung B55: Normalspannungsverteilung  $\sigma_x$  bei einem Druck von 40 bar auf die Druckseite des Widerlagers EU 1 (Modell EU2c34, anisotr. Modell)

## Anlage B.30 EU 1 Einbau des statischen Widerlagers



Abbildung B56: Einbau des statischen Widerlagers: unterer Bereich, Ansicht von der Luftseite



Abbildung B57: Einbau des statischen Widerlagers: Detail, Kontaktfuge zum Gebirge

## Anlage B.31 EU 1 Rückbau des statischen Widerlagers



Abbildung B58: Rückbau des statischen Widerlagers: Vertikalschnitt der ersten 4 Schalen (luftseitig)

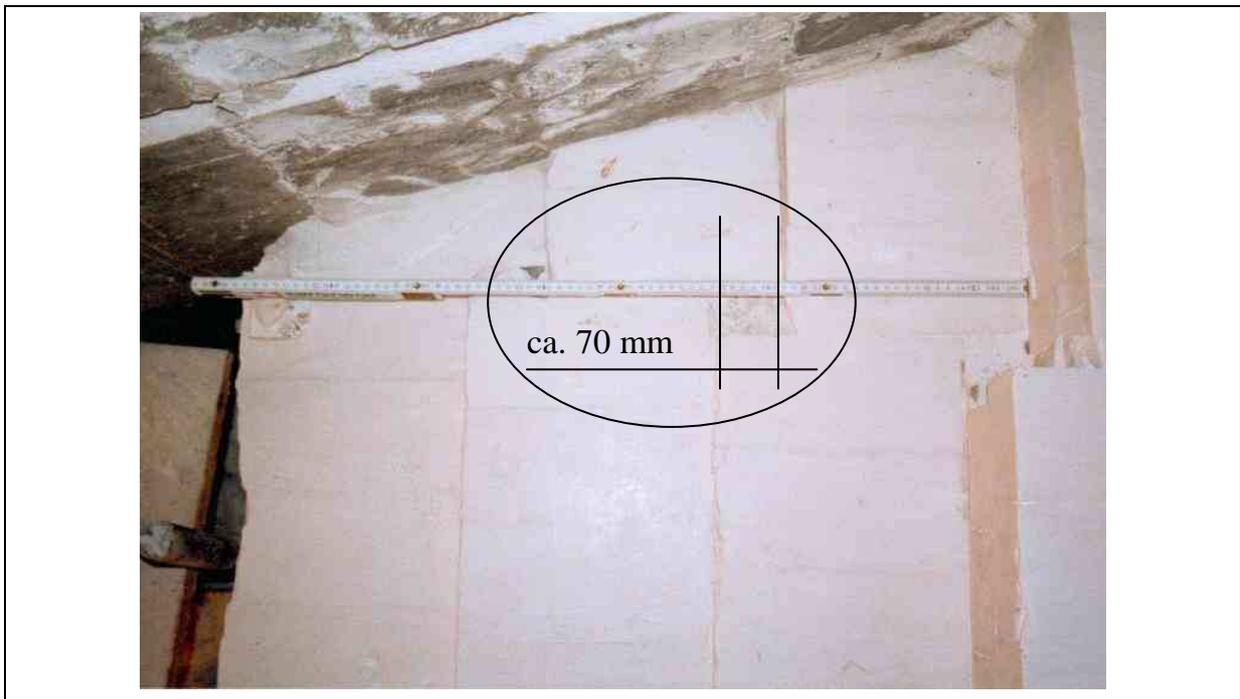


Abbildung B59: Rückbau des statischen Widerlagers: Horizontalschnitt der ersten 3 Schalen (luftseitig)

### Anlage B.32 EU 1 Luftseite stat. Widerlager nach dem Versuch

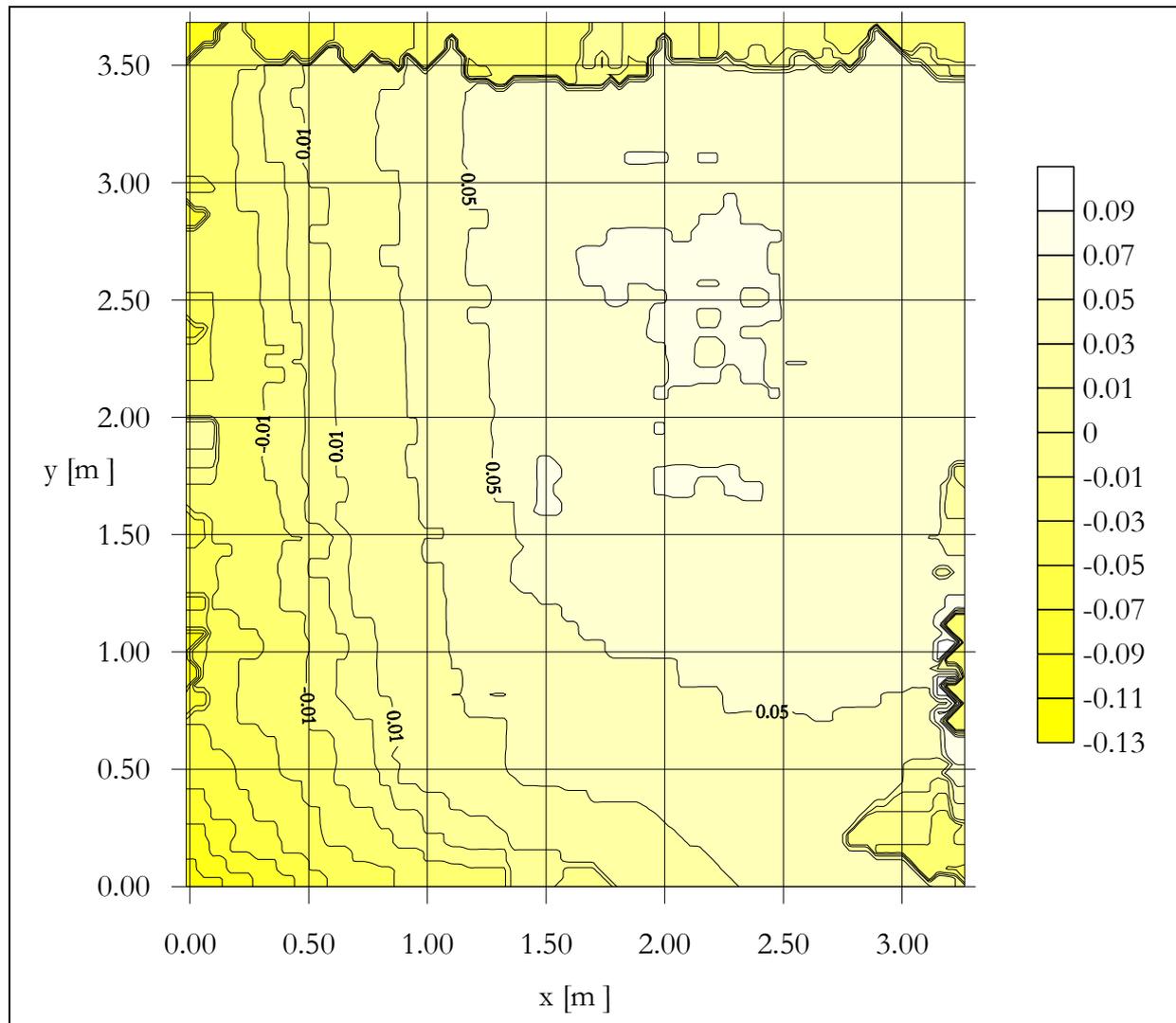


Abbildung B60: Isoliniendarstellung der verformten Luftseite des statischen Widerlagers EU 1 nach maximaler Belastung am Versuchsende (FLIß & HILTSCHER 2002)

## Anlage C. Entwurf und Bemessung einer Querschnittsabdichtung

### Anlage C.01 Horizontaler Längsschnitt

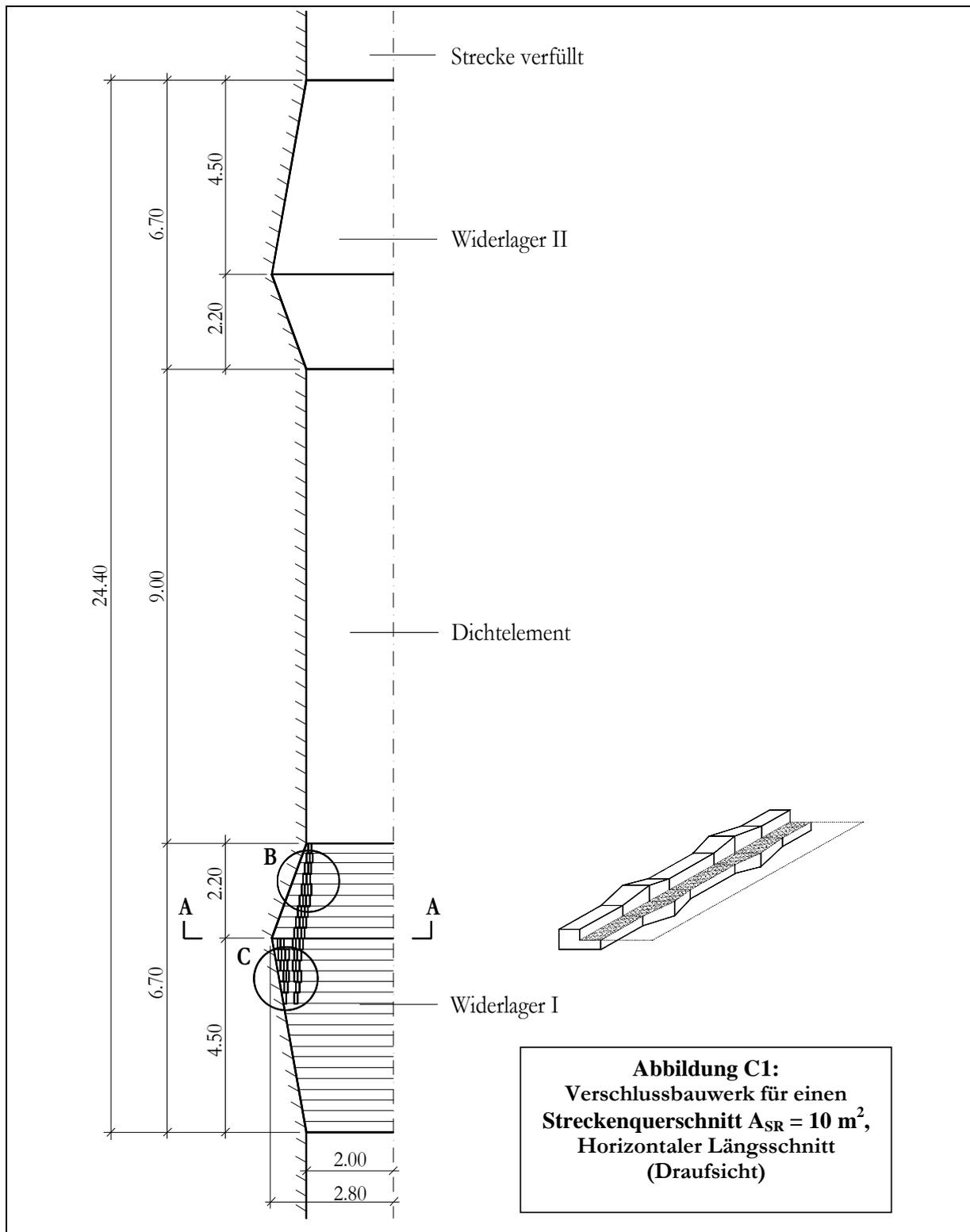


Abbildung C1: Verschlussbauwerk für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ ,  
Horizontaler Längsschnitt (Draufsicht)

## Anlage C.02 Horizontaler Längsschnitt Detail A bis C

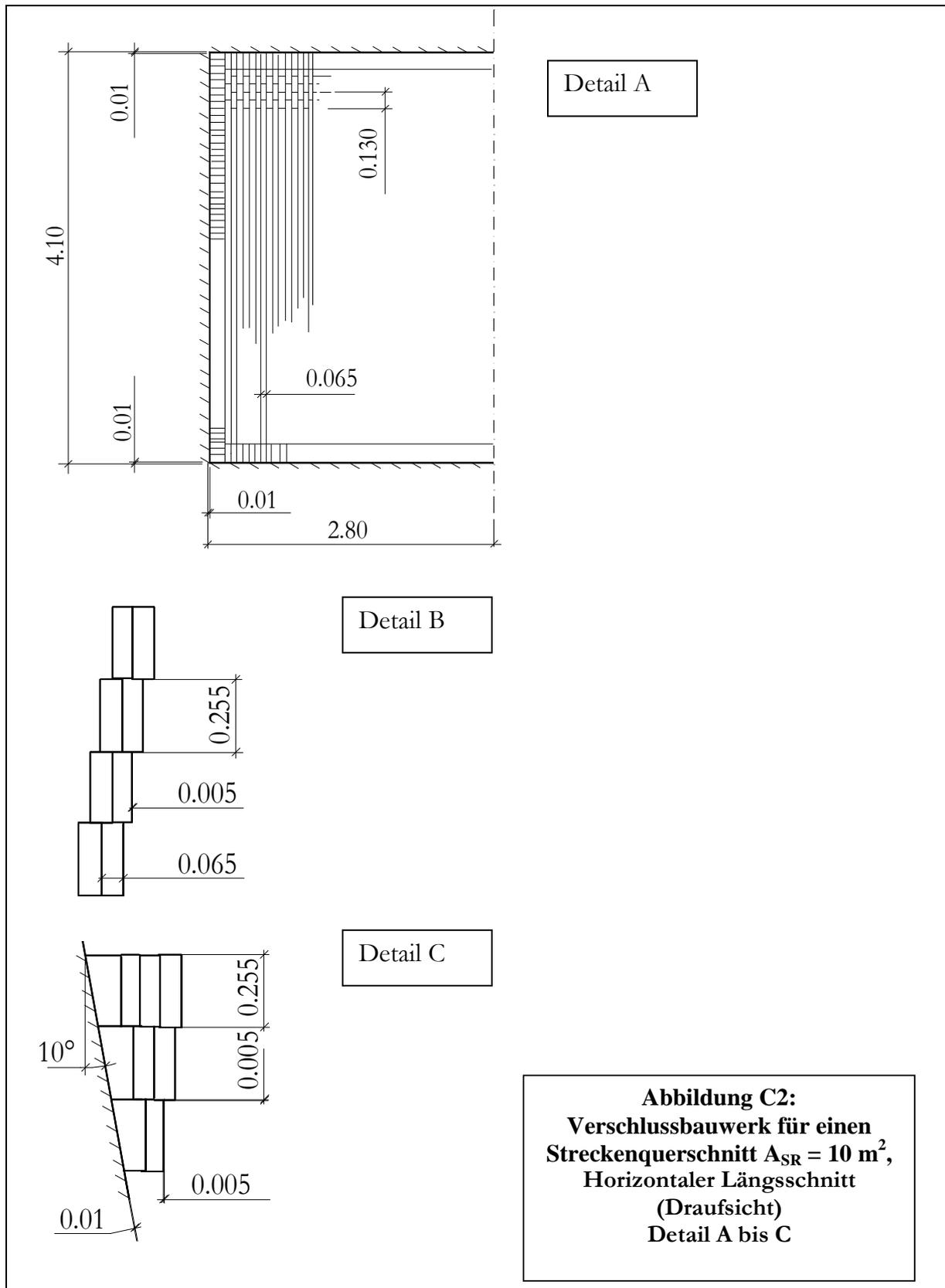


Abbildung C2: Verschlussbauwerk für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ ,  
Horizontaler Längsschnitt (Draufsicht) Detail A bis C

### Anlage C.03 Vertikaler Längsschnitt

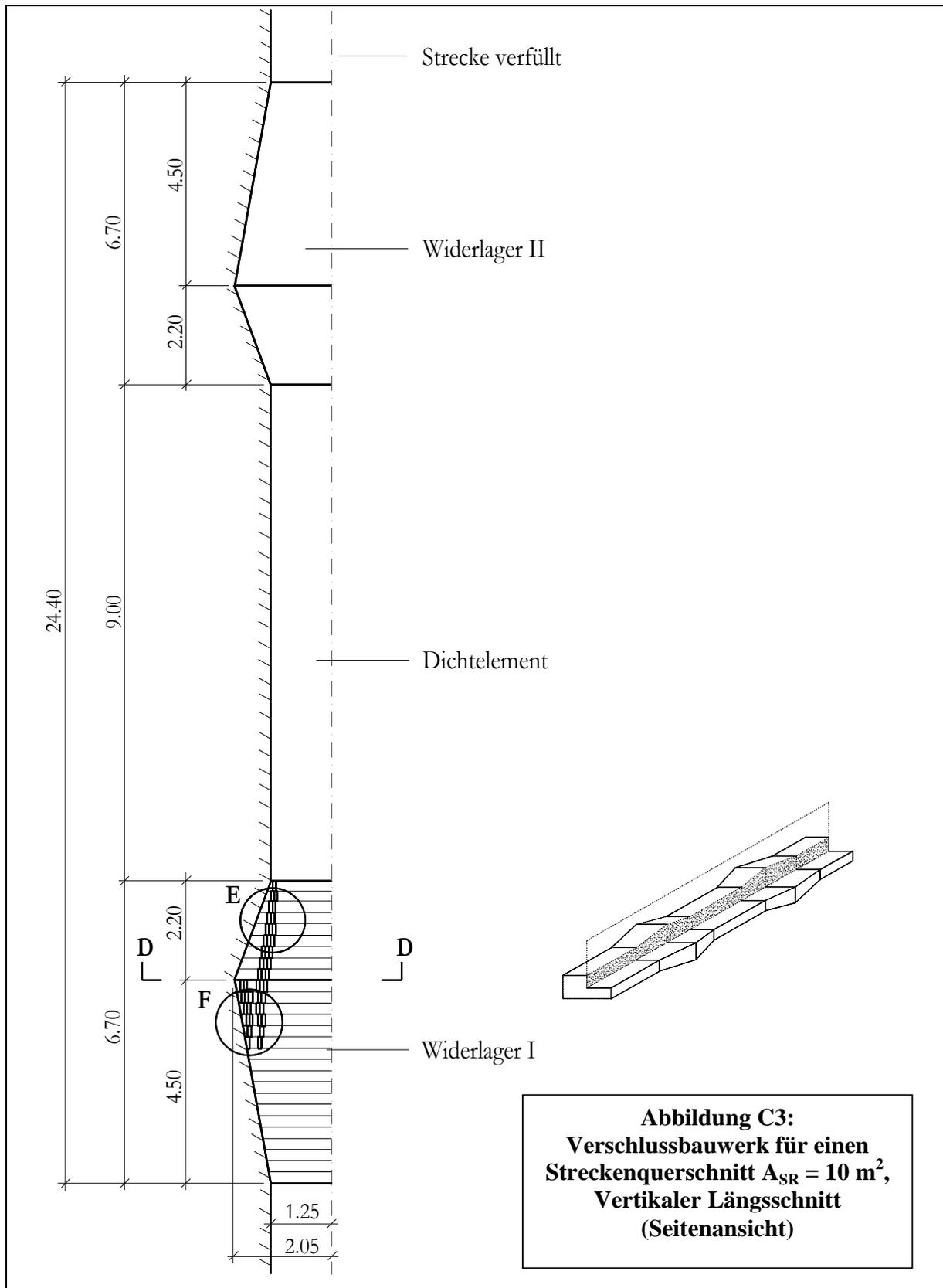


Abbildung C3: Verschlussbauwerk für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ ,  
Vertikaler Längsschnitt (Seitenansicht)

### Anlage C.04 Vertikaler Längsschnitt Detail D bis F

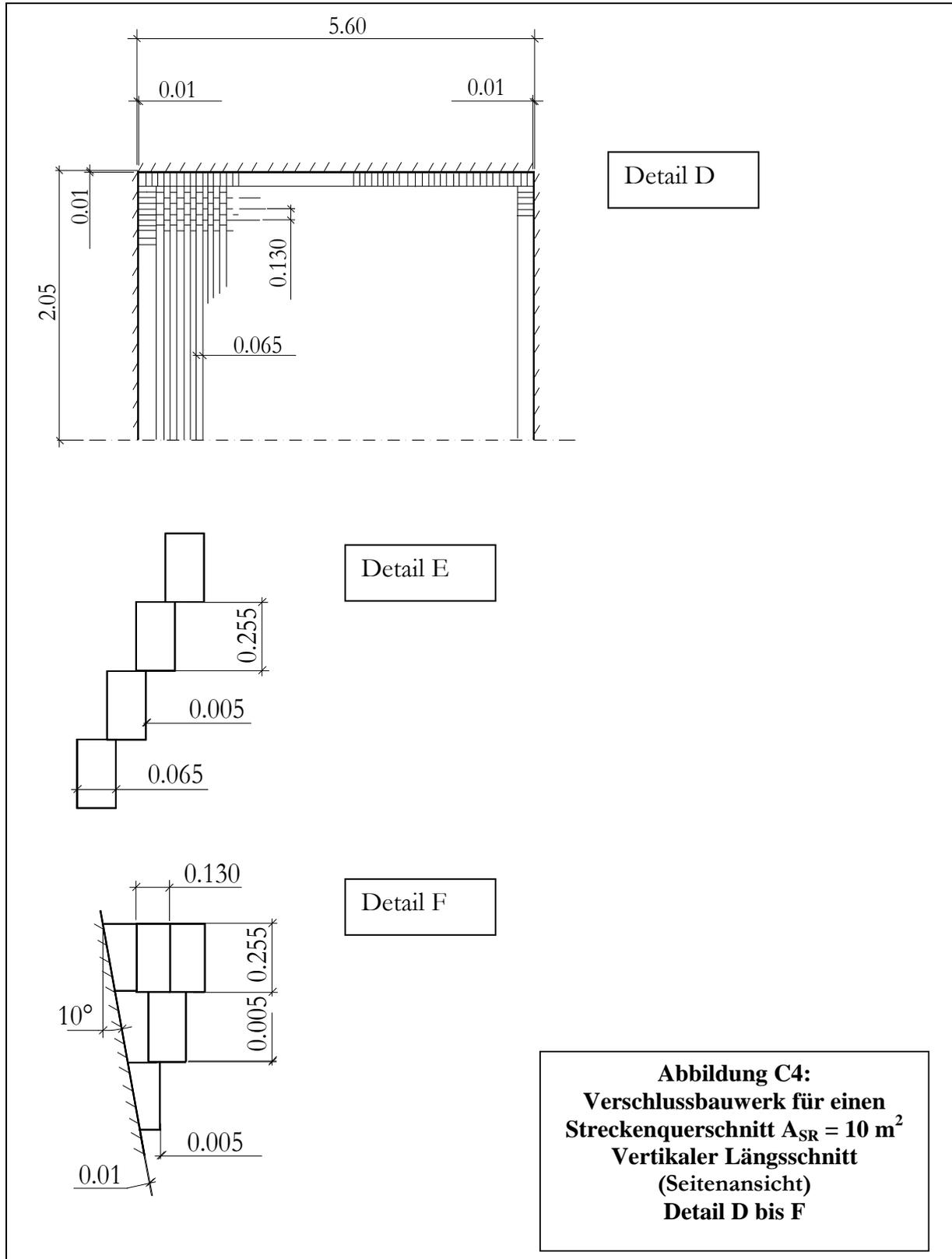


Abbildung C4: Verschlussbauwerk für einen Streckenquerschnitt  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ ,  
Vertikaler Längsschnitt (Seitenansicht) Detail D bis F

## Anlage C.05 Baukosten des Verschlussbauwerkes Streckenquerschnitt $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$

<b>Gesamtkosten Querschnittsabdichtung</b>			
<b>Geometrie:</b>			
$b_{SR}$	4,00	[m]	
$h_{SR}$	2,50	[m]	
$L_{\text{Dichtelement}}$	9,00	[m]	
$L_{\text{Widerlager}}$	5,00	[m]	
$L_{\text{Gesamt}}$	19,00	[m]	
<hr/>			
<b>Baustelleneinrichtung</b>		psch.	
	<b>1</b>	300000 <sup>1)</sup>	<b>300000</b>
<hr/>			
<b>V Dichtelement</b>	$\text{m}^3$	DM/ $\text{m}^3$	
	<b>90</b>	4300 <sup>1)</sup>	<b>387000</b>
<hr/>			
<b>V Widerlager</b>	$\text{m}^3$	DM/ $\text{m}^3$	
Verlegung	105	7000 <sup>2)</sup>	735000
Materialkosten	105	2900 <sup>3)</sup>	304500
Gesamtkosten	105	9900	1039500
Widerlager beidseitig	<b>210</b>	9900	<b>2079000</b>
<hr/>			
<b>A Kontur</b>	$\text{m}^2$	DM/ $\text{m}^2$	
WL 1	120	2200 <sup>1)</sup>	264000
WL 2	120	2200	264000
DE	120	2200	264000
	<b>360</b>	2200	<b>792000</b>
<hr/>			
<b>Gesamt</b>			<b>3558000</b>
<hr/>			
<sup>1)</sup> aus Leistungsverzeichnis Verschlussbauwerke EU1 in Sondershausen			
<sup>2)</sup> Kosten für Verlegung der Steine nach Angaben PROTERRA GmbH			
<sup>3)</sup> Materialkosten Schmelzbasaltsteine			

## Anlage C.06 FEM - Modellrechnungen des Verschlussbauwerkes Programm ABAQUS Standard 6.1 - 1

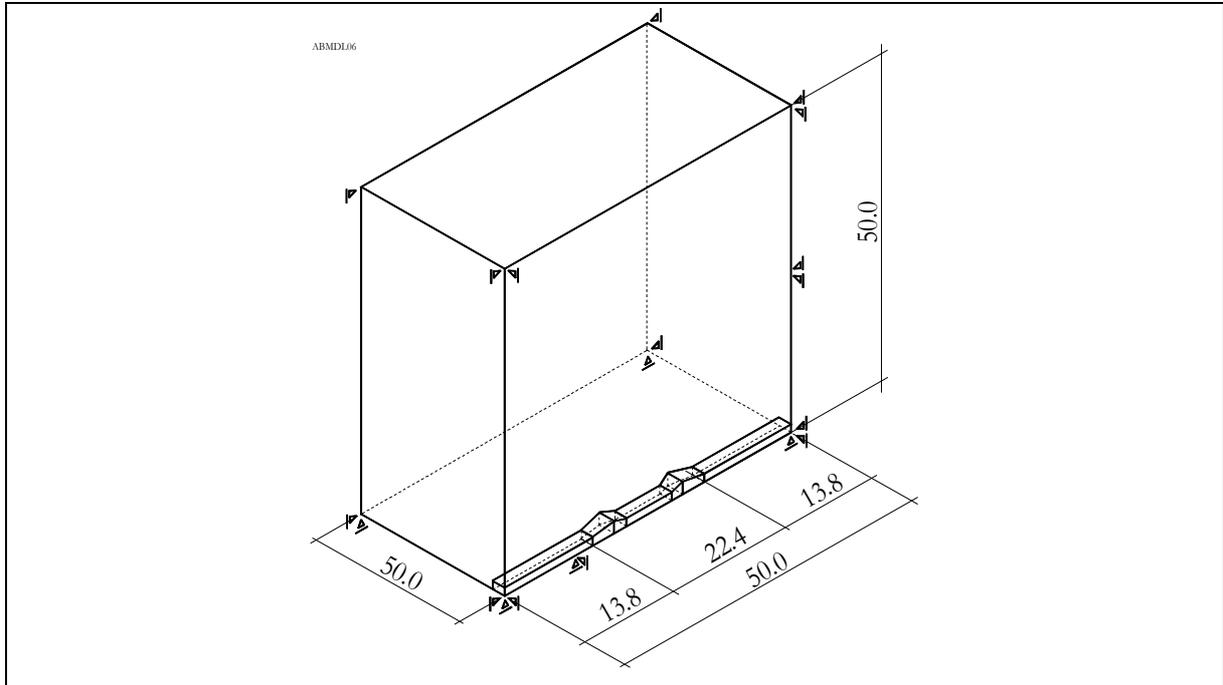


Abbildung C5: Geometrie des FEM - Modells des Verschlussbauwerkes mit Lagerungsbedingungen

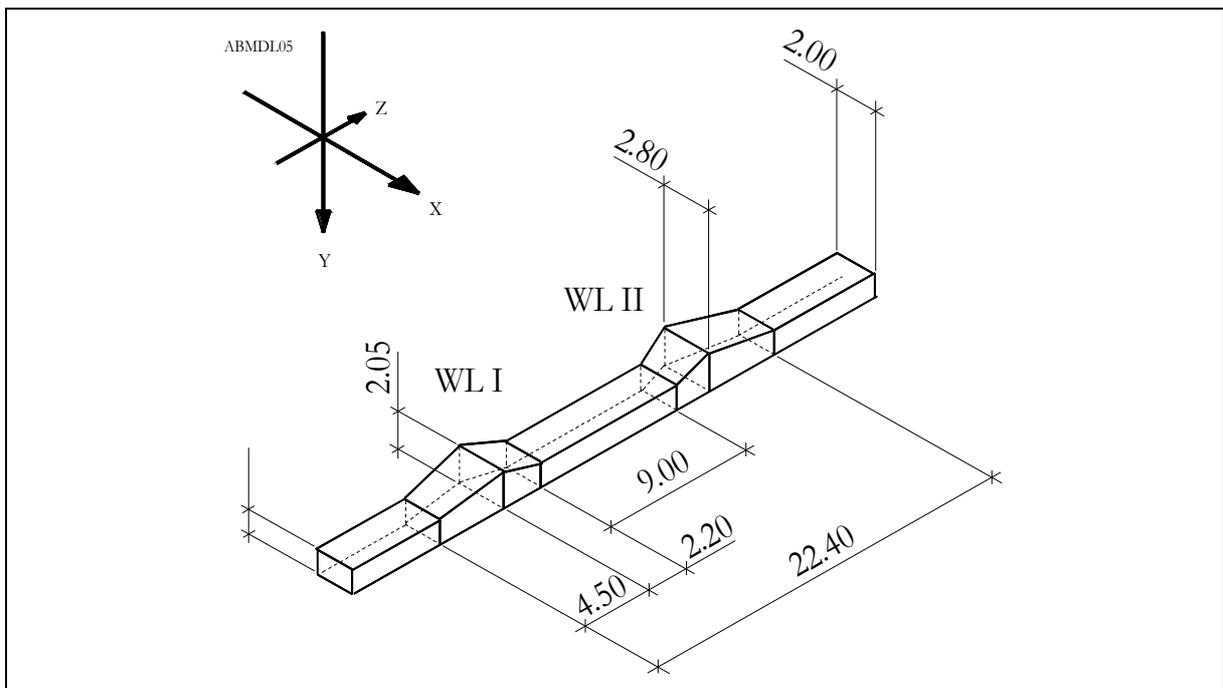


Abbildung C6: FEM - Modell des für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$   
(Detail aus Abbildung C5 Gesamtmodell)

## Anlage C.07 FEM - Modelle

Tabelle C1: FEM - Modellrechnungen des Verschlussystems ( $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ )

Modell	Einwirkungsk.	Axialdruck	Gebirgsdruck	Widerlager
VB 03b5	B	20 MPa	20 MPa	$E_{\max}$ anisotrop
VB 03b12	B	20 MPa	20 MPa	$0.50 E_{\max}$ anisotrop
VB 03b9	A	20 MPa		$E_{\max}$ anisotrop
VB 03c2f	C		20 MPa	$E_{\max}$ isotrop
VB 03c2e	C		20 MPa	$0.50 E_{\max}$ isotrop
VB 03c2b	C		20 MPa	$0.25 E_{\max}$ isotrop
VB 03c2d	C		20 MPa	$E_{\min}$ isotrop
VB 03d2e	C		30 MPa	$0.50 E_{\max}$ isotrop
VB 03d2b	C		30 MPa	$0.25 E_{\max}$ isotrop
VB 02e	A	20 MPa		$E_{\min}$ anisotrop
VB 02h	A	3 MPa		$E_{\min}$ anisotrop

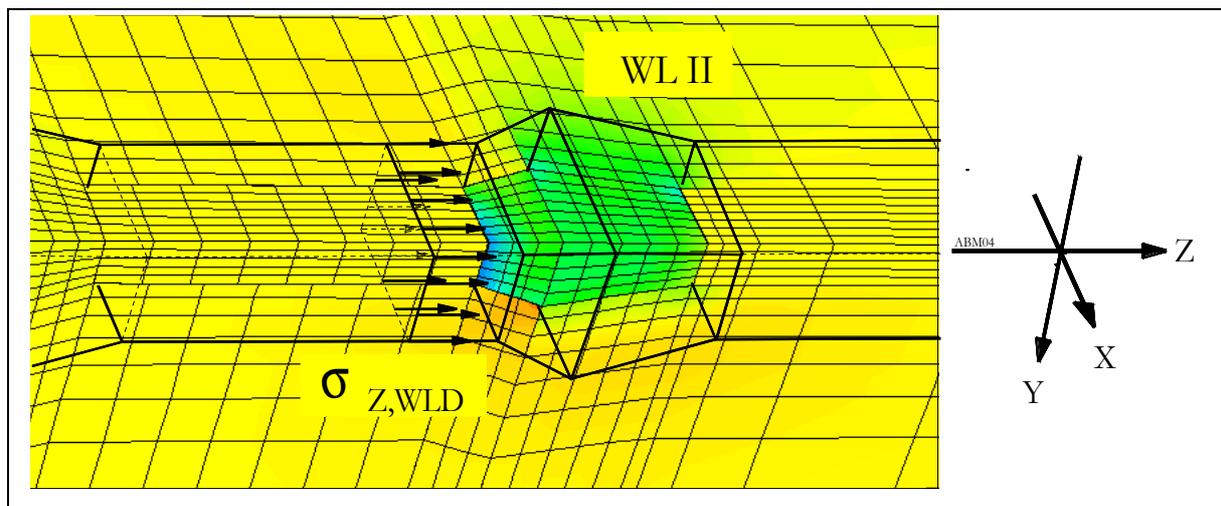


Abbildung C7: Darstellung von Widerlager WL 2 mit Belastung durch einen axialen Druck  $\sigma_{z,WLD}$  entsprechend den Abbildungen auf den folgenden Seiten

## Anlage C.08 Ergebnisse FEM - Berechnungen $\sigma_x$ , $\sigma_y$ , $u_z$

Tabelle C2: Ergebnisse FEM - Berechnungen des Verschlussbauwerkes

Modell		$\sigma_x$	$\sigma_y$	$u_{z,D}$	$u_{z,L}$	Seite in Anlage
		[MPa]		[mm]		
VB03b5	WL	24.1 – 31.3 (34.9)	25.2 – 34.6 (39.3)	1.5	0.5	C 11
	DE	2.5 – 6.1	1.6 – 6.3	-	-	
	SR	0 – 2.5	0 – 1.6	-	-	
VB03b12	WL	20.7 – 23.8 (26.9)	20.9 – 24.9 (28.9)	1.9	1.3	-
	DE	2.6 – 5.6	1.2 – 9.1	-	-	
	SR	0 – 2.6	0 – 1.2	-	-	
VB03b9	WL	2.1 – 4.2 ( 5.2)	2.8 – 4.4	4.2	3.5	C 12
VB03c2f	WL	25.8 – 32.5 (39.2)	23.6 – 32.4 (41.3)	-	-	C 13
	DE	2.4 – 5.7	1.4 – 10.3	-	-	
	SR	0 – 2.4	0 – 1.4	-	-	
VB03c2e	WL	20.8 – 23.8 (32.9)	20.9 – 28.8 (32.9)	-	-	-
	DE	2.5 – 5.6	1.0 – 5.0	-	-	
	SR	0 – 2.5	0 – 1.0	-	-	
VB03c2b	WL	12.0 – 18.0	13.2 – 21.1	-	-	-
	DE	3.0 – 6.0	1.3 – 9.2	-	-	
	SR	0 – 3.0	0 – 1.3	-	-	
VB03c2d	WL	0 – 3.5	0 – 6.2	-	-	C 14
	DE	3.5 – 6.7	2.1 – 10.3	-	-	
	SR	0 – 3.5	0 – 2.1	-	-	
VB03d2e	WL	31.2 – 35.7	31.3 – 37.3	-	-	-
	DE	3.9 – 8.4	1.7 – 13.5	-	-	
	SR	0 – 4.6	0 – 1.7	-	-	
VB03d2b	WL	18.0 – 27.0	19.8 – 31.6	-	-	-
	DE	4.6 – 9.1	2.0 – 13.8	-	-	
	SR	0 – 4.6		-	-	
VB02e	WL	0.18 – 2.8		56	42	C 15
VB02h	WL	0.11 – 0.27		8.4	6.3	-

## Anlage C.09 Ergebnisse FEM - Berechnungen $\sigma_{\text{eff}}$ , $\eta$

Tabelle C3: Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2

Modell	$\sigma_{\text{eff}}$		$\sigma_{\text{eff}}$	
	Firste / Sohle		Stöße rechts / links	
	Druckseite	Luftseite	Druckseite	Luftseite
	[MPa]			
VB03b5	16.59	24.7	15.65	21.62
VB03b12	12.99	19.50	12.86	17.83
VB03b9	2.85	4.21	3.23	3.44
VB03c2f	15.16	17.03	22.62	22.71
VB03c2e	13.23	23.10	13.16	23.10
VB03c2b	10.19	13.14	10.29	11.35
VB03c2d	17.85	15.02	17.85	16.21
VB03d2e	20.38	23.97	20.31	22.75
VB03d2b	15.29	19.68	15.43	17.02
VB02e	3.29	11.48	1.97	9.35
VB02h	2.85	2.93	2.75	2.80

Tabelle C4: Auf die Druckfestigkeit des Salzgebirges normierte Effektivspannungen in der Gebirgskontur der Widerlager (Ausnutzungsgrad der Kurzzeitfestigkeit von Salzgesteinen)

Modell	$\eta$		$\eta$	
	Firste / Sohle		Stöße rechts / links	
	Druckseite	Luftseite	Druckseite	Luftseite
	[-] <sup>1)</sup>			
VB03b5	0.49	0.73	0.46	0.64
VB03b12	0.38	0.57	0.38	0.52
VB03b9	0.08	0.12	0.08	0.10
VB03c2f	0.45	0.50	0.67	0.67
VB03c2e	0.39	0.68	0.39	0.68
VB03c2b	0.30	0.49	0.30	0.33
VB03c2d	0.52	0.44	0.52	0.48
VB03d2e	0.60	0.70	0.60	0.67
VB03d2b	0.45	0.58	0.45	0.50
VB02e	0.10	0.34	0.06	0.27
VB02h	0.08	0.09	0.08	0.08

1) Kurzzeitfestigkeit der Gebirgskontur:  $\sigma_{\text{d,sz}} = 34 \text{ MPa}$  (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999)

## Anlage C.10 Ergebnisse FEM – Berechnungen $\sigma_z$

Tabelle C5: Zugspannungsbereiche im FEM - Modell

Mod. Nr.	E - Modul Widerlager	$\sigma_z$	$\sigma_y$	$\sigma_x$
VB03b5	$E_{max}$	-	Strecke: bis 3.1 MPa, $t_y = 0.5$ m	Strecke: bis 1.1 MPa, $t_x = 0.3$ m
VB03b12	0.50 $E_{max}$	-	-	Strecke: bis 4.5 MPa, $t_x = 0.3$ m
VB03b9	$E_{max}$	WL <sub>Zahn</sub> : -5.4 MPa, $t_x = 0.5$ m WL <sub>L,V</sub> : -1.3 bis -3.4 MPa, $t_x = 1.0$ m $t_y = 1.25$ m	WL <sub>L,V/LA</sub> : -0.3 bis -1.9 MPa, $t_x = 2.0$ m	WL <sub>L,V/LA</sub> : -0.13 bis -1.1 MPa, $t_y = 13$ m WL <sub>Zahn</sub> : bis -2.1 MPa, $t_y = 0.15$ m
VB03c2f	1.00 $E_{max}$	-	-	Strecke: bis -0.9 MPa, $t_x = 0.15$ m
VB03c2e	0.50 $E_{max}$	-	-	Strecke: bis -0.5 MPa, $t_x = 0.15$ m
VB03c2b	0.25 $E_{max}$	-	-	-
VB03c2d	$E_{min}$	-	Strecke: bis -1.9 MPa, $t_y = 0.5$ m	-
VB03d2e	0.50 $E_{max}$	-	-	Strecke: bis -0.6 MPa, $t_x = 0.7$ m
VB03d2b	0.25 $E_{max}$	-	-	-
VB02a	$E_{min}$	WL <sub>Zahn</sub> : -3.3 bis -5.4 MPa, $t_y = 0.40$ m $t_x = 0.40$ m WL <sub>L,V</sub> : -1.3 bis -3.4 MPa, $t_y = 1.25$ m $t_x = 1.00$ m	WL <sub>L,V/LA</sub> : -0.4 bis -1.3 MPa, $t_x = 2.0$ m Strecke: -0.4 bis -1.3 MPa, $t_x = 2.0$ m WL <sub>Zahn</sub> : -1.3 bis -2.3 MPa, $t_x = 0.2$ m	WL <sub>Zahn</sub> : -0.5 bis -1.4 MPa, $t_y = 0.6$ m
VB02e	$E_{min}$	WL <sub>Zahn</sub> : -4.8 bis -7.2 MPa, $t_y = 0.25$ m WL <sub>L,V</sub> : -0.3 bis -2.6 MPa, $t_y = 2.50$ m $t_x = 4.00$ m	WL <sub>L,V/LA</sub> : -0.8 bis -2.1 MPa, $t_x = 2.0$ m Strecke: -0.8 bis -2.1 MPa, $t_x = 2.0$ m	WL <sub>L,V</sub> : -0.3 bis -0.9 MPa, $t_y = 0.6$ m WL <sub>Zahn</sub> : -1.5 bis -2.0 MPa, $t_y = 0.15$ m
<p><i>WL<sub>Zahn</sub> - Bereich des maximalen Querschnittes vom Widerlager</i>  <i>WL<sub>L,V</sub> - Widerlager Lastverteilungsbereich</i>  <i>WL<sub>L,A</sub> - Widerlager Lastabtragsbereich</i>  <i>t<sub>x</sub> - Tiefe des Spannungsbereiches in Richtung x (Stöße)</i>  <i>t<sub>y</sub> - Tiefe des Spannungsbereiches in Richtung y (Firste / Sohle)</i></p>				

**Anlage C.11 Modell VB03b5  $p_L = 20 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{GE} = 20 \text{ MPa}$ , anisotr.**

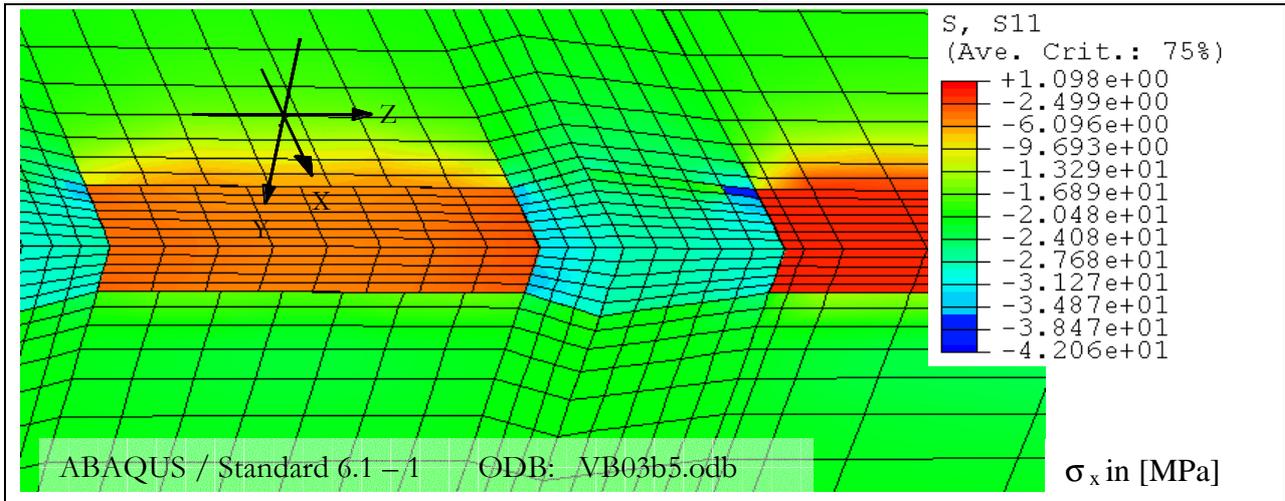


Abbildung C8: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in Modellmitte von Modell VB03b5

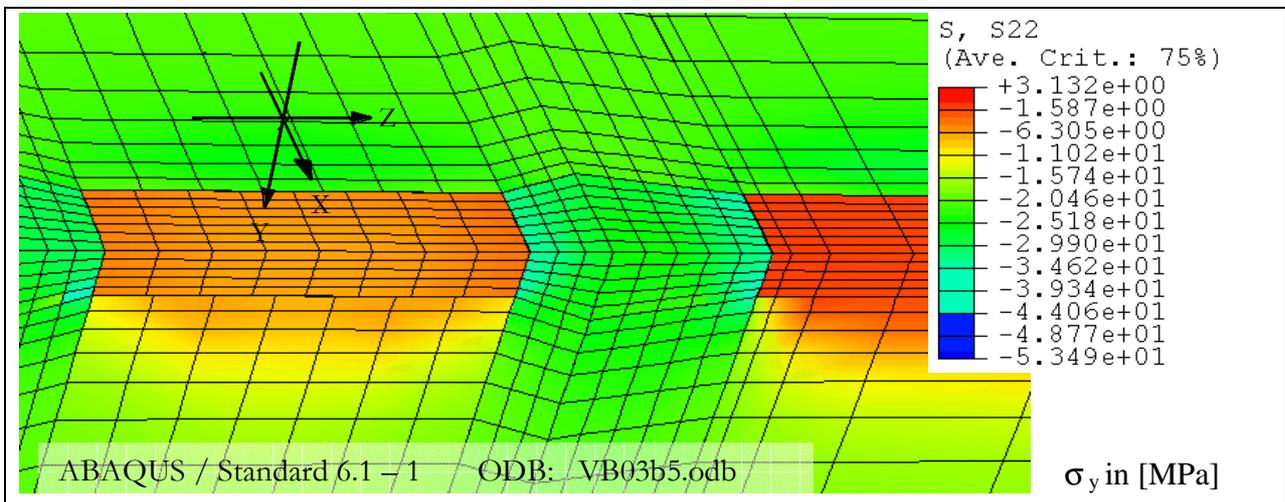


Abbildung C9: Spannungsverteilung  $\sigma_y$  in Modellmitte von Modell VB03b5

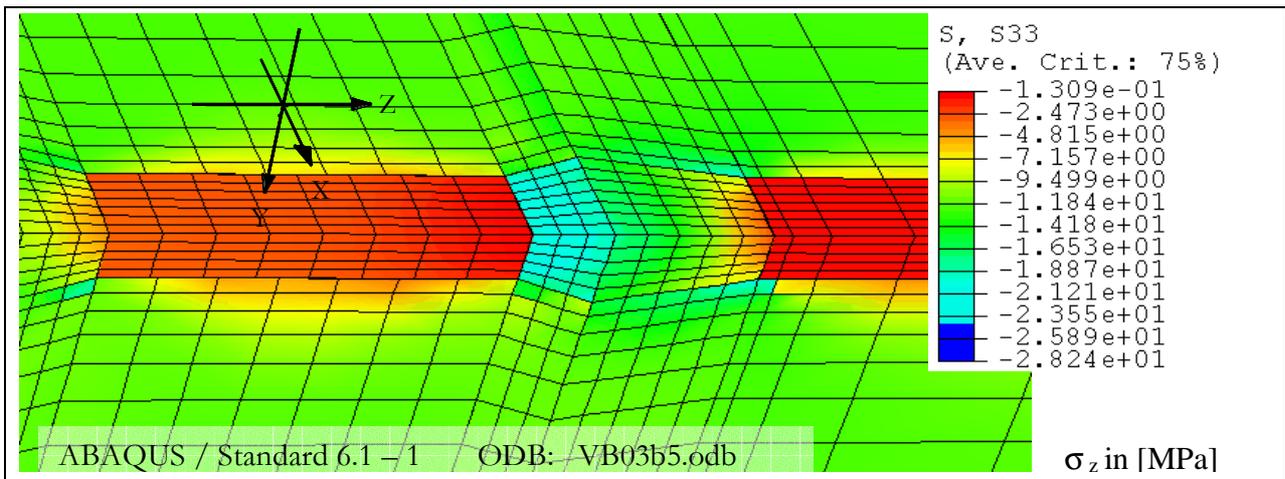


Abbildung C10: Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Modellmitte von Modell VB03b5

### Anlage C.12 Modell VB03b9 $p_L = 20 \text{ MPa}$ , $\sigma_{GE} = 0$ , anisotr.

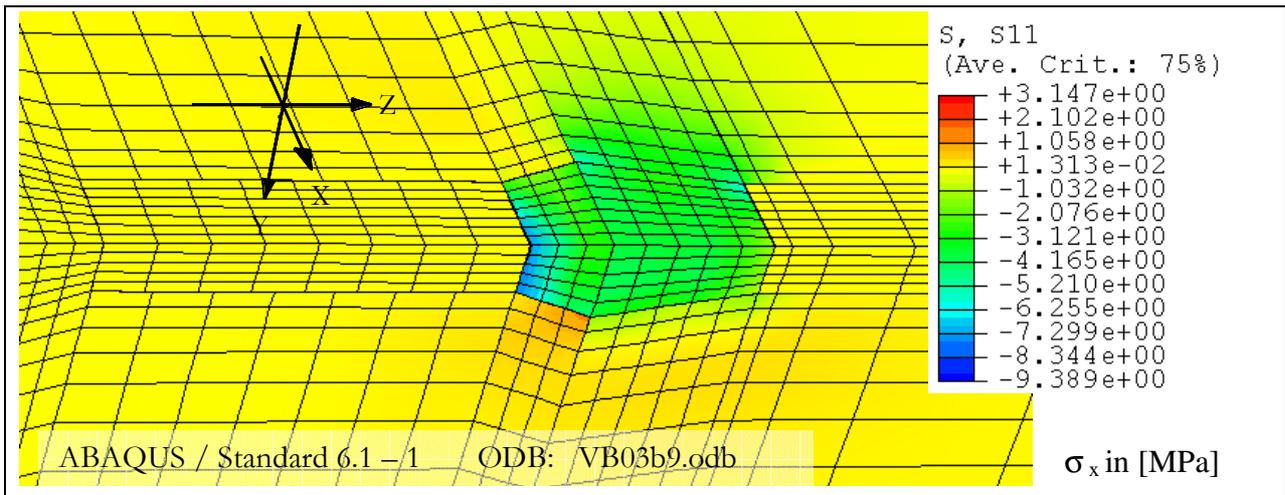


Abbildung C11: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in Modellmitte von Modell VB03b9

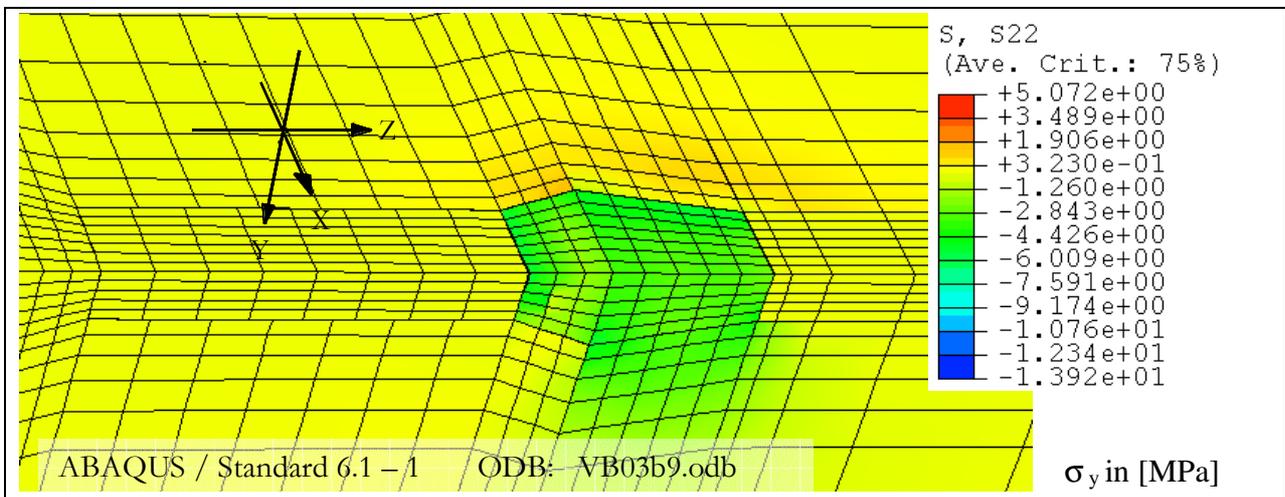


Abbildung C12: Spannungsverteilung  $\sigma_y$  in Modellmitte von Modell VB03b9

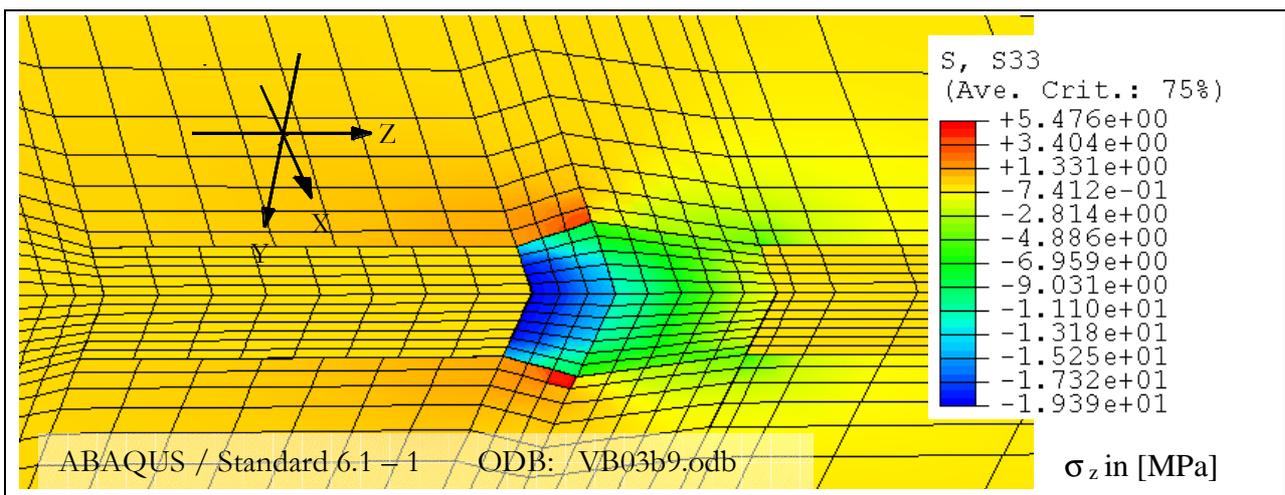


Abbildung C13: Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Modellmitte von Modell VB03b9

Anlage C.13 Modell VB03c2f  $p_L = 0$ ,  $\sigma_{GE} = 20$  MPa, isotr.,  $E_{max}$

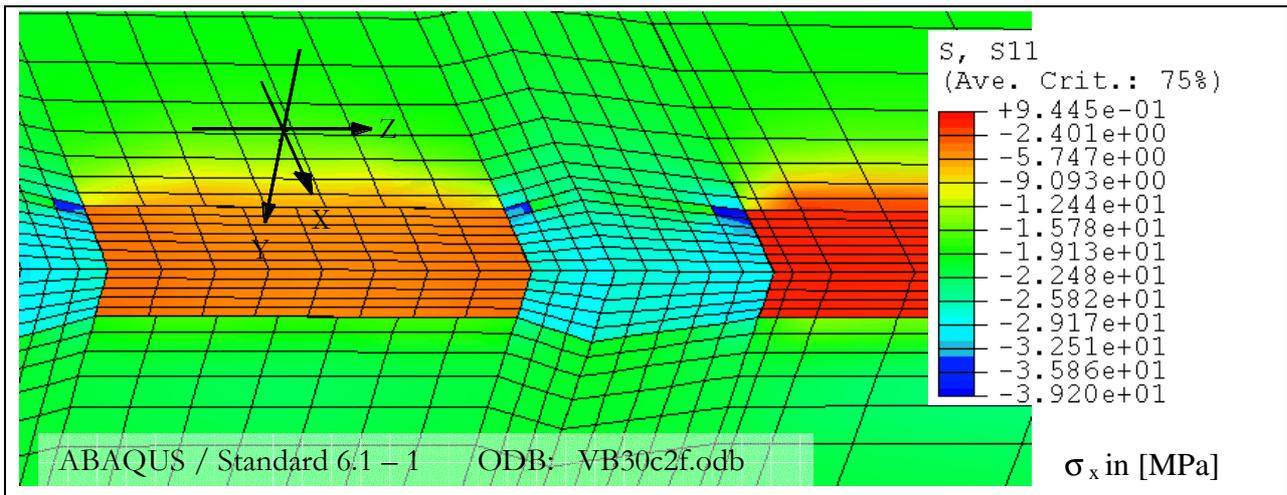


Abbildung C14: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in Modellmitte von Modell VB03c2f

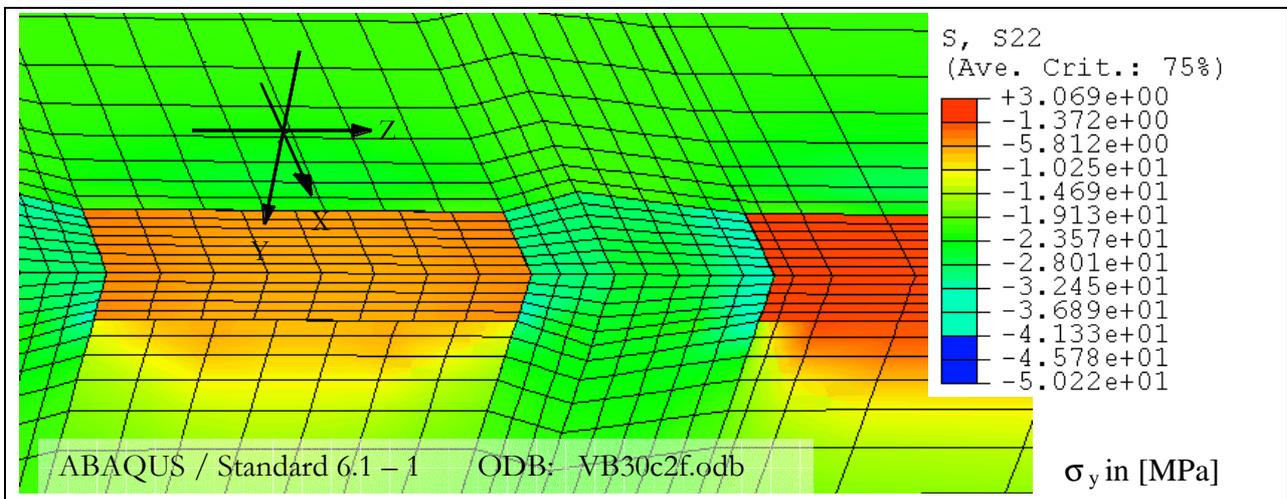


Abbildung C15: Spannungsverteilung  $\sigma_y$  in Modellmitte von Modell VB03c2f

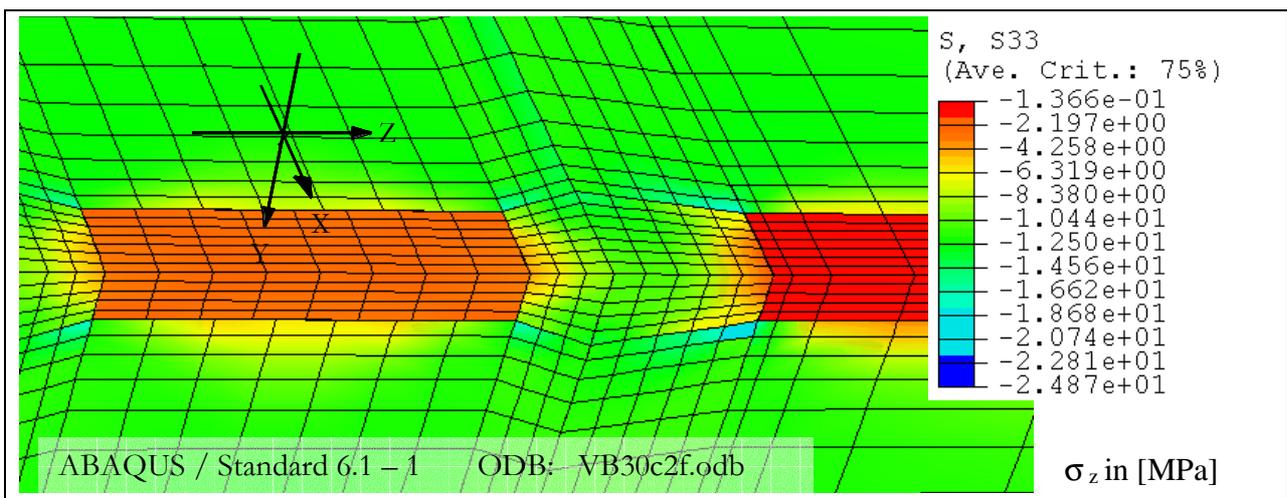


Abbildung C16: Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Modellmitte von Modell VB03c2f

Anlage C.14 Modell VB03c2d  $p_L = 0$ ,  $\sigma_{GE} = 20$  MPa, isotr.,  $E_{min}$

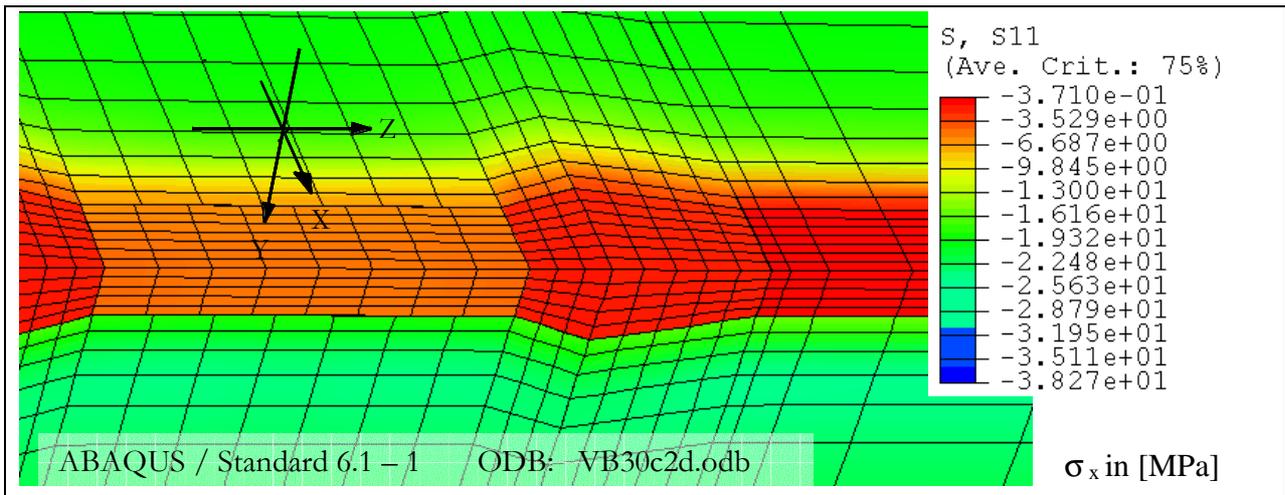


Abbildung C17: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in Modellmitte von Modell VB03c3d

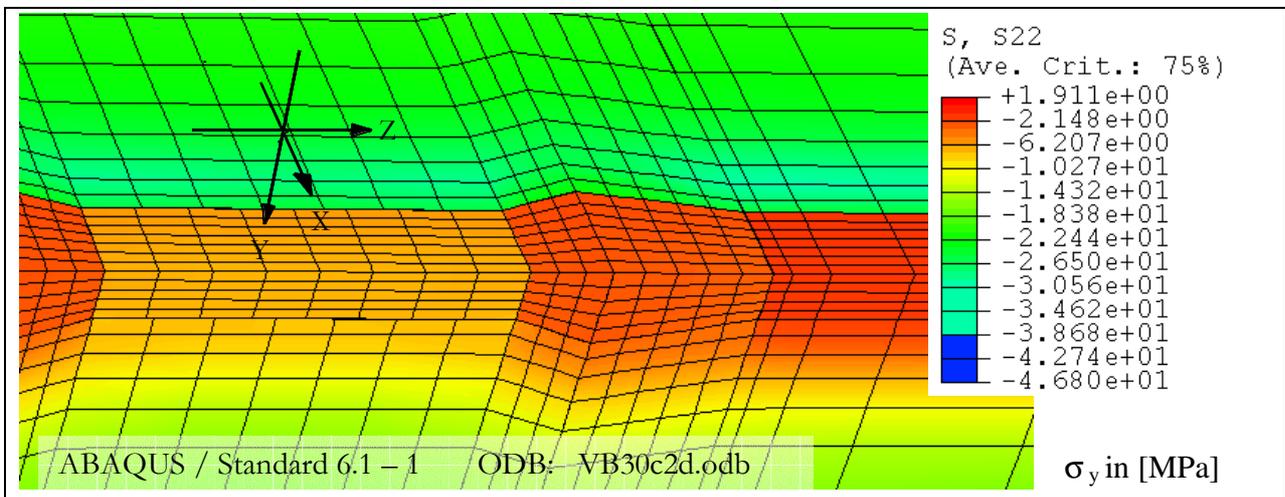


Abbildung C18: Spannungsverteilung  $\sigma_y$  in Modellmitte von Modell VB03c2d

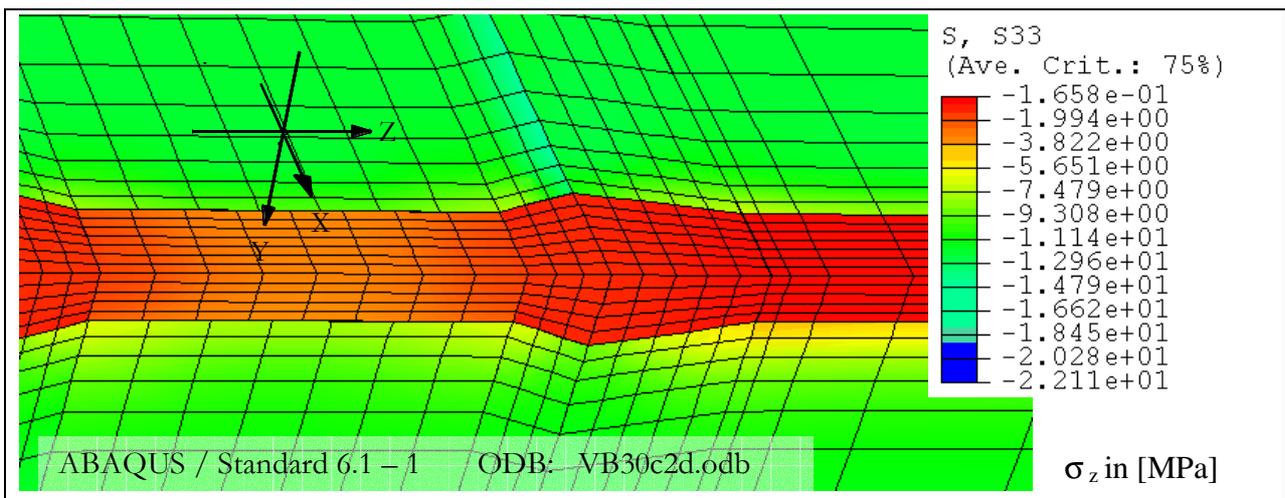


Abbildung C19: Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Modellmitte von Modell VB03c2d

**Anlage C.15 Modell VB02e:  $p_L = 20 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{GE} = 0$ , anisotr.,  $E_{\min}$**

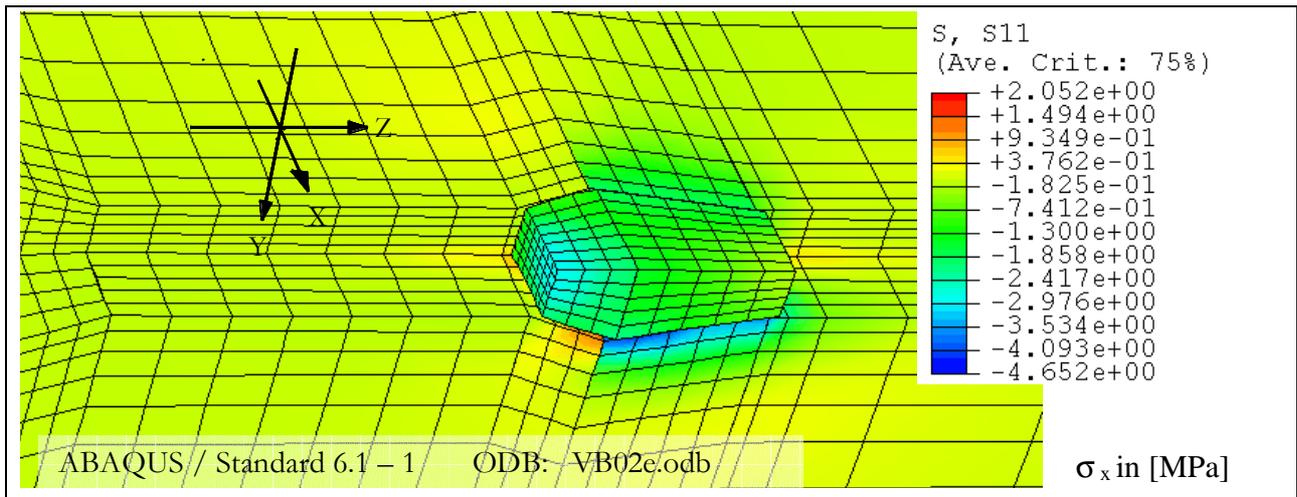


Abbildung C20: Spannungsverteilung  $\sigma_x$  in Modellmitte von Modell VB02e

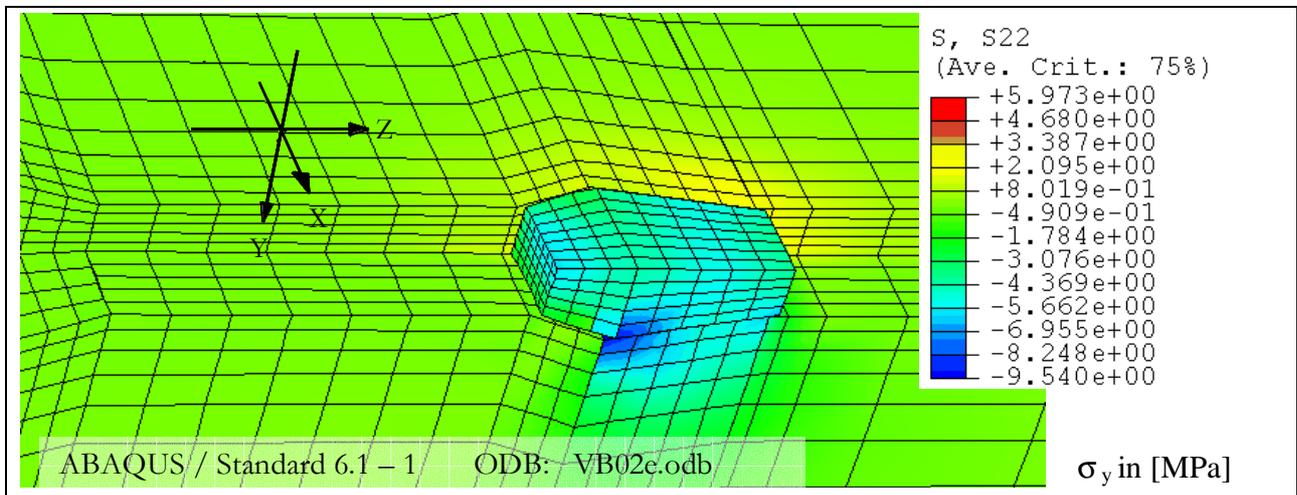


Abbildung C21: Spannungsverteilung  $\sigma_y$  in Modellmitte von Modell VB02e

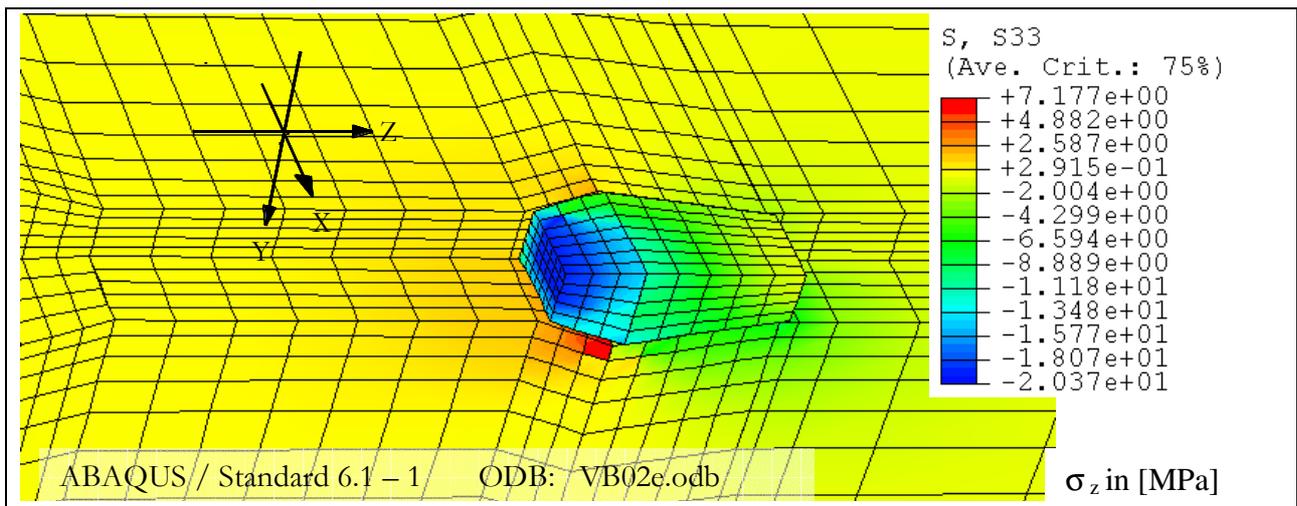


Abbildung C22: Spannungsverteilung  $\sigma_z$  in Modellmitte von Modell VB02e

## Anlage C.16 FDM - Modellrechnungen des Verschlussbauwerkes Programm FLAC 3.4

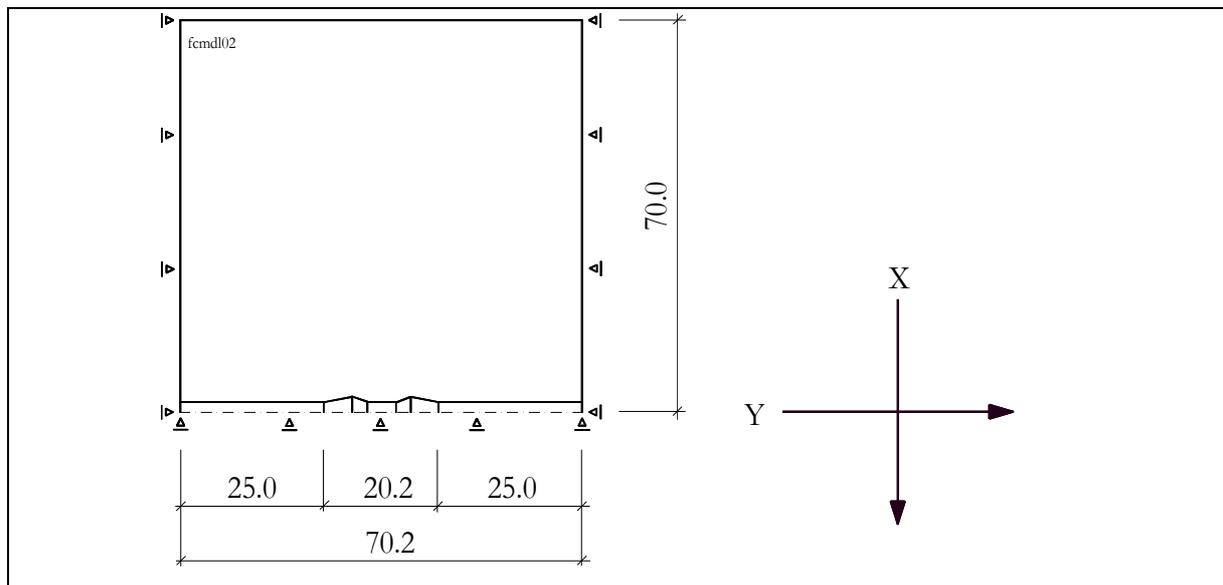


Abbildung C23: Geometrie des FDM - Modells des Verschlussbauwerkes mit Lagerungsbedingungen

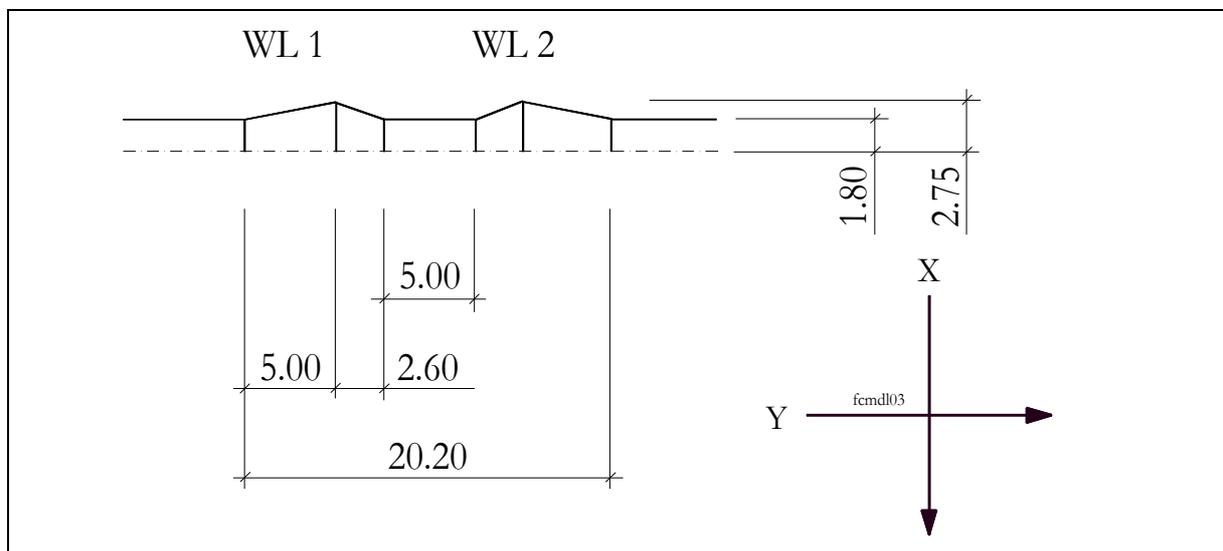


Abbildung C24: FDM - Modell des für einen Streckenquerschnitt von  $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$  (Detail aus Abbildung C23 Gesamtmodell)

## Anlage C.17 Ergebnisse FDM - Modellrechnungen

Tabelle C5: FDM – Modellrechnungen (FLAC) des Verschlusssystems ( $A_{SR} = 10 \text{ m}^2$ )

Modell	Einwirkungsk.	Axialdruck	Gebirgsdruck	Strecke
VB 04A	C	0	20 MPa	verfüllt
VB 04B	C	0	20 MPa	offen
VB 04C	B	20 MPa	20 MPa	verfüllt

Tabelle C6: Maximale Effektivspannungen in der Gebirgskontur von Widerlager 2

Modell	$\sigma_{\text{eff}}$		$\sigma_{\text{eff}}$	
	Widerlager 2		Streckenbereich	
	Druckseite	Luftseite	a = 4.0 m	a = 8.0 m
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
VB 04A	9.66 – 9.68	9.68 – 10.40	11.43	11.43
VB 04B	38.85 – 39.76	39.76 – 37.86	40.38	40.38
VB 04C	2.47 – 2.50	2.50 – 2.41	2.14	1.94

Tabelle C7: Normierte Effektivspannungen (Druckfestigkeit) in der Gebirgskontur der Widerlager (Ausnutzungsgrad der Kurzzeitfestigkeit von Salzgest.)<sup>1)</sup>

Modell	$\eta$		$\eta$	
	Widerlager 2		Streckenbereich	
	Druckseite	Luftseite	Druckseite	Luftseite
	[-]	[-]	[-]	[-]
VB 04A	0.284 – 0.285	0.285 – 0.306	0.336	0.336
VB 04B	1.143 – 1.170	1.170 – 1.113	1.186	1.186
VB 04C	0.077 – 0.078	0.078 – 0.075	0.063	0.057

<sup>1)</sup> Kurzzeitfestigkeit der Gebirgskontur:  $\sigma_{d,sz} = 34 \text{ MPa}$  (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b)

Tabelle C8: Normierte Effektivspannungen (Dilatanzgrenze) in der Gebirgskontur der Widerlager (Ausnutzungsgrad des Dilatanzkriteriums von Salzgest.)<sup>2)</sup>

Modell	$\eta$		$\eta$	
	Widerlager 2		Streckenbereich	
	Druckseite	Luftseite	Druckseite	Luftseite
	[-]	[-]	[-]	[-]
VB 04A	0.72	0.78	0.85	0.85
VB 04B	2.90 – 2.97	2.97 – 2.83	3.01	3.01
VB 04C	0.18 – 0.19	0.19 – 0.18	0.16	0.14

<sup>2)</sup> Dilatanzkriterium nach (BÖHNEL & BRÜCKNER 1999b)

## Anlage C.18 Modell VB04A Strecke verfüllt (Luftseite), kein Fluidruck

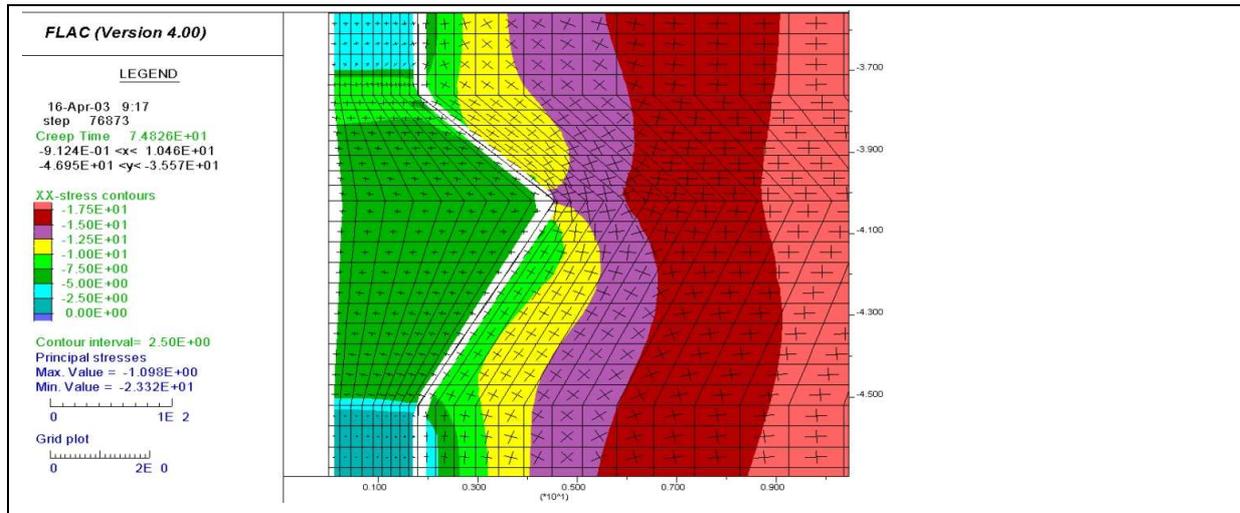


Abbildung C25: Spannungsverteilung (Radial)  $\sigma_{xx}$  im Modell VB04A

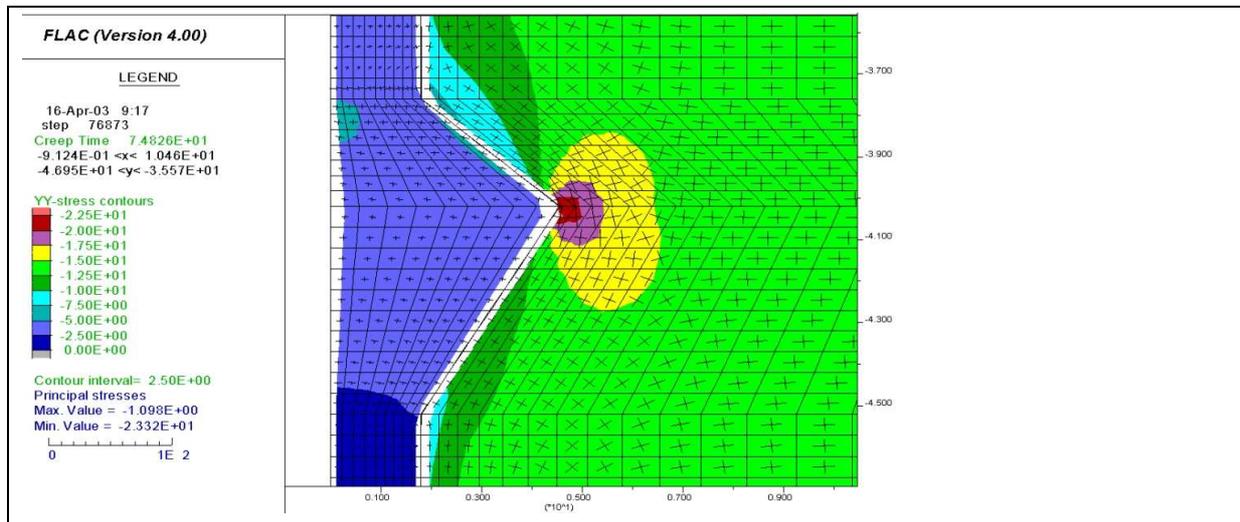


Abbildung C26: Spannungsverteilung (Axial)  $\sigma_{yy}$  im Modell VB04A

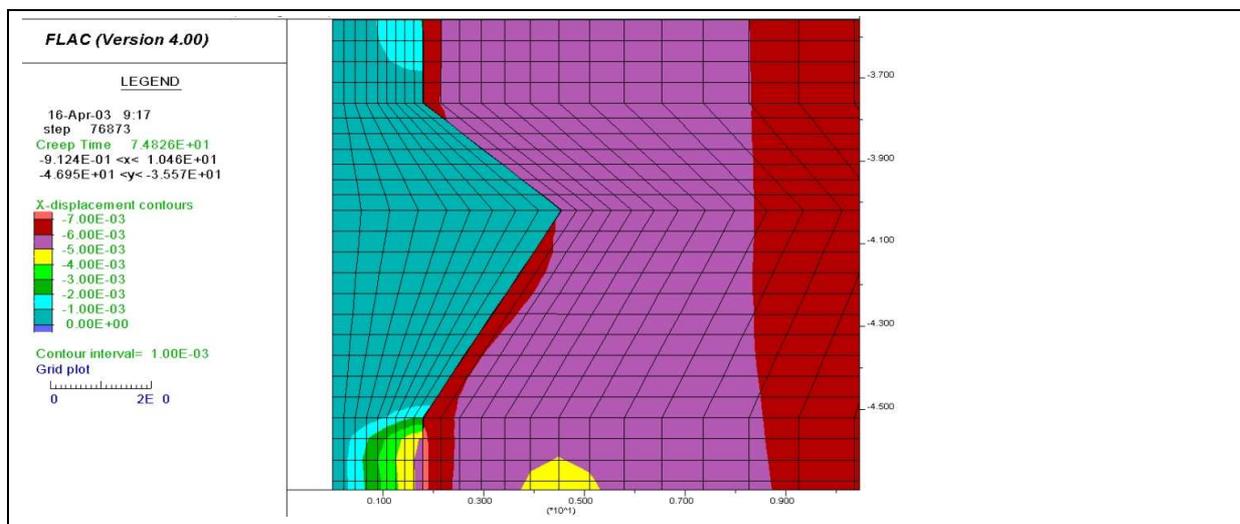


Abbildung C27: Radialverschiebung  $u_x$  im Modell VB04A

## Anlage C.19 Modell VB04B Strecke offen (Luftseite), kein Fluid- druck

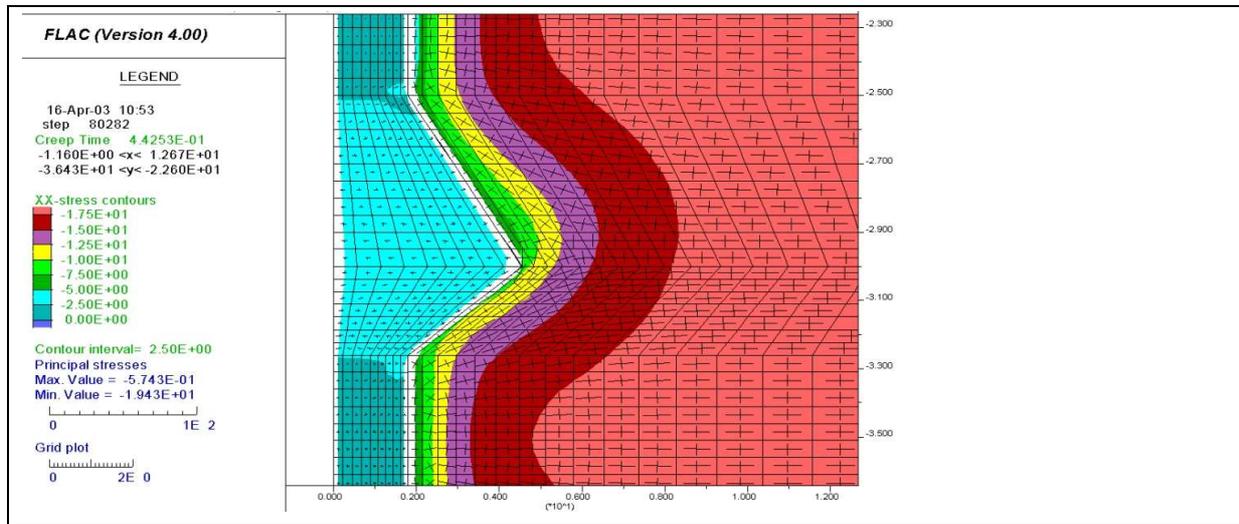


Abbildung C28: Spannungsverteilung (Radial)  $\sigma_{xx}$  im Modell VB04B

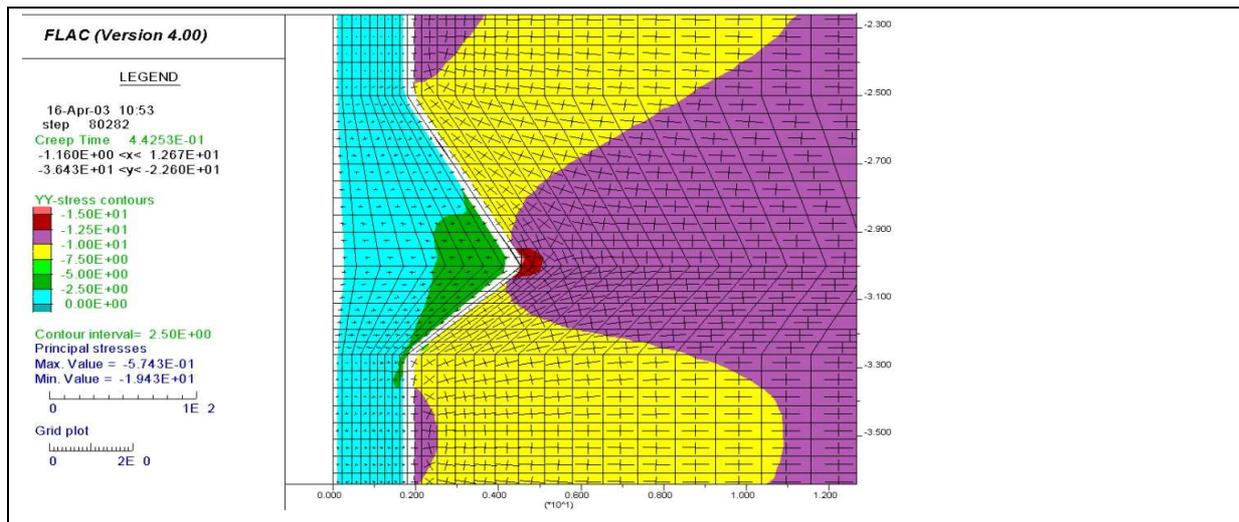


Abbildung C29: Spannungsverteilung (Axial)  $\sigma_{yy}$  im Modell VB04B

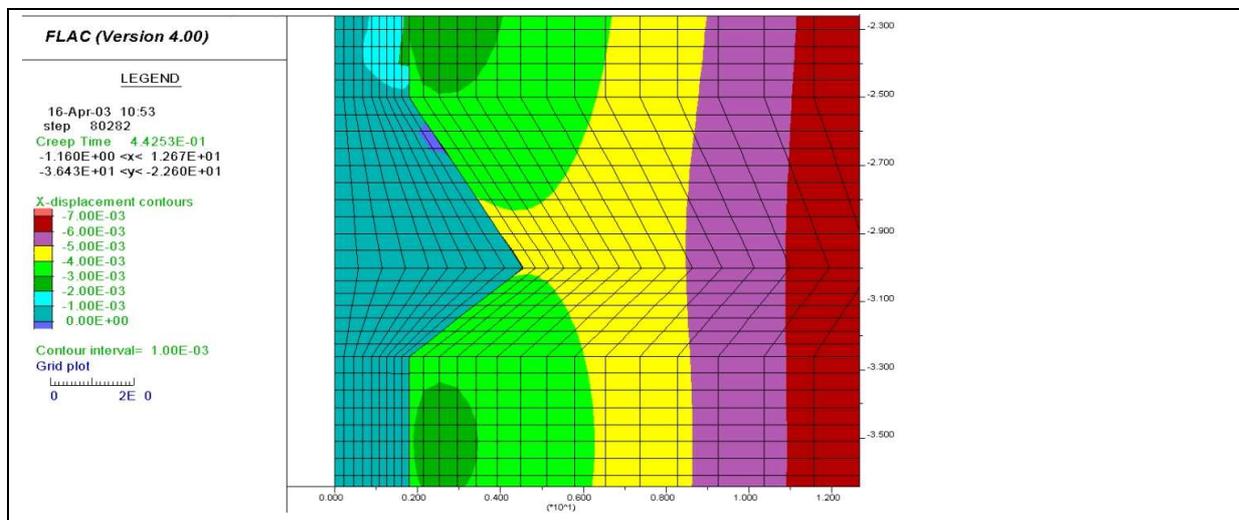


Abbildung C30: Radialverschiebung  $u_x$  im Modell VB04B

## Anlage C.20 Modell VB04C Strecke verfüllt (Luftseite), Fluid- druck liegt an

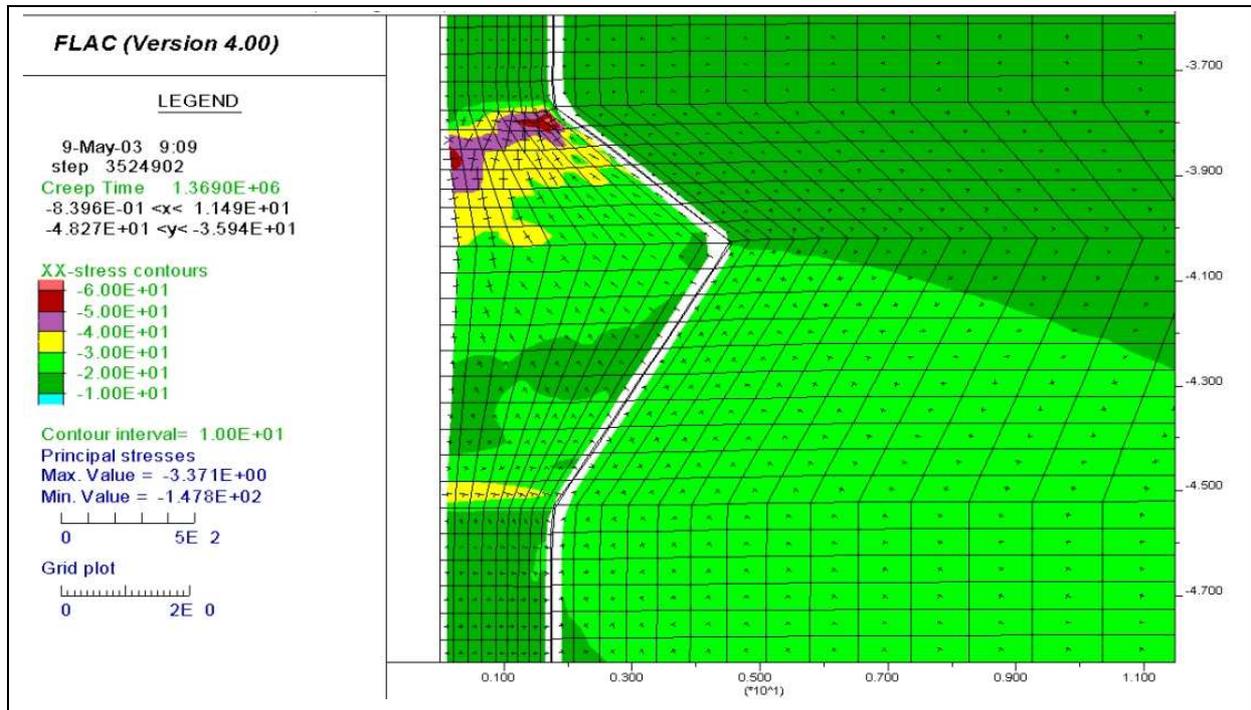


Abbildung C31: Spannungsverteilung (Radial)  $\sigma_{xx}$  im Modell VB04C

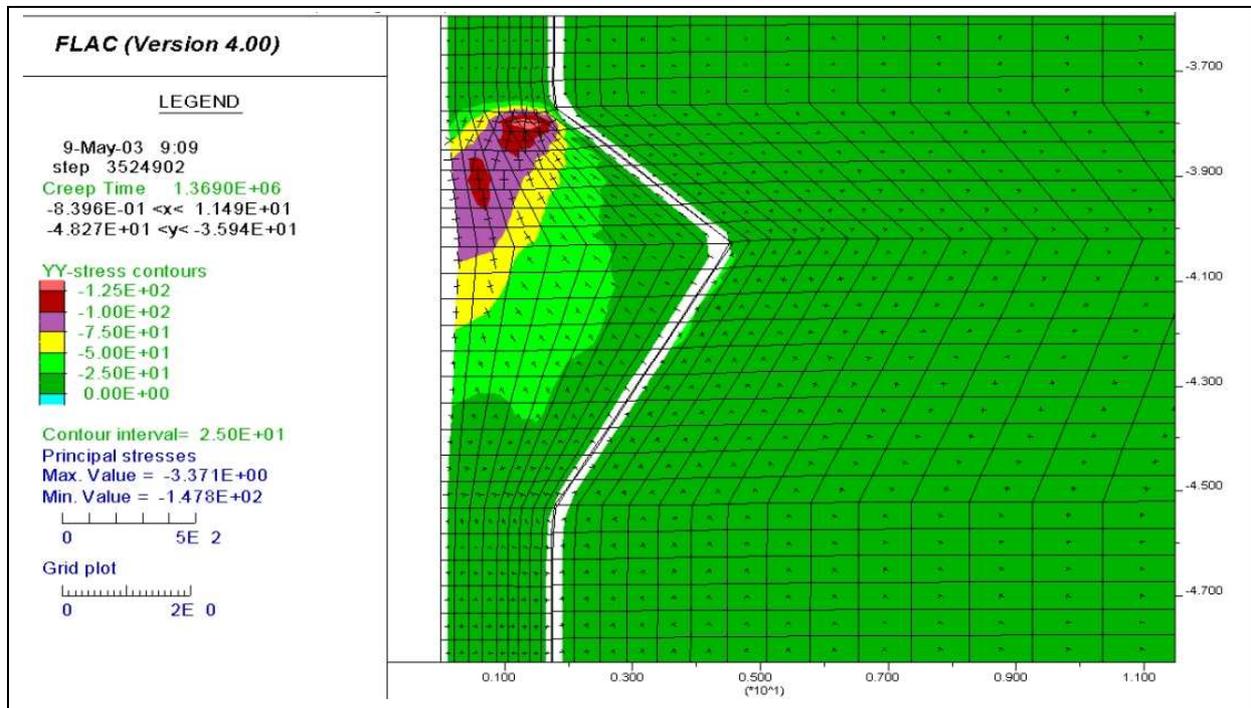


Abbildung C32: Spannungsverteilung (Axial)  $\sigma_{yy}$  im Modell VB04C

## Anlage C.21 Modell VB04C Strecke verfüllt (Luftseite), Fluid- druck liegt an

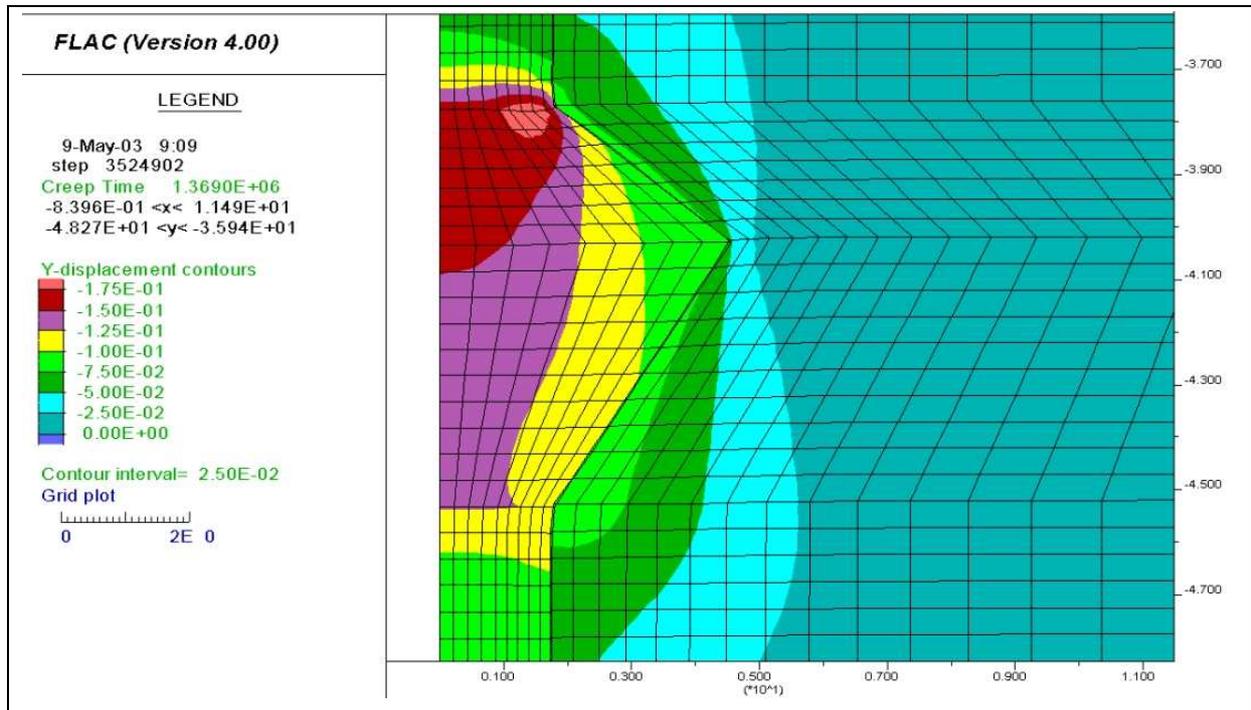


Abbildung C33: Axialverschiebung  $u_y$  im Modell VB04C

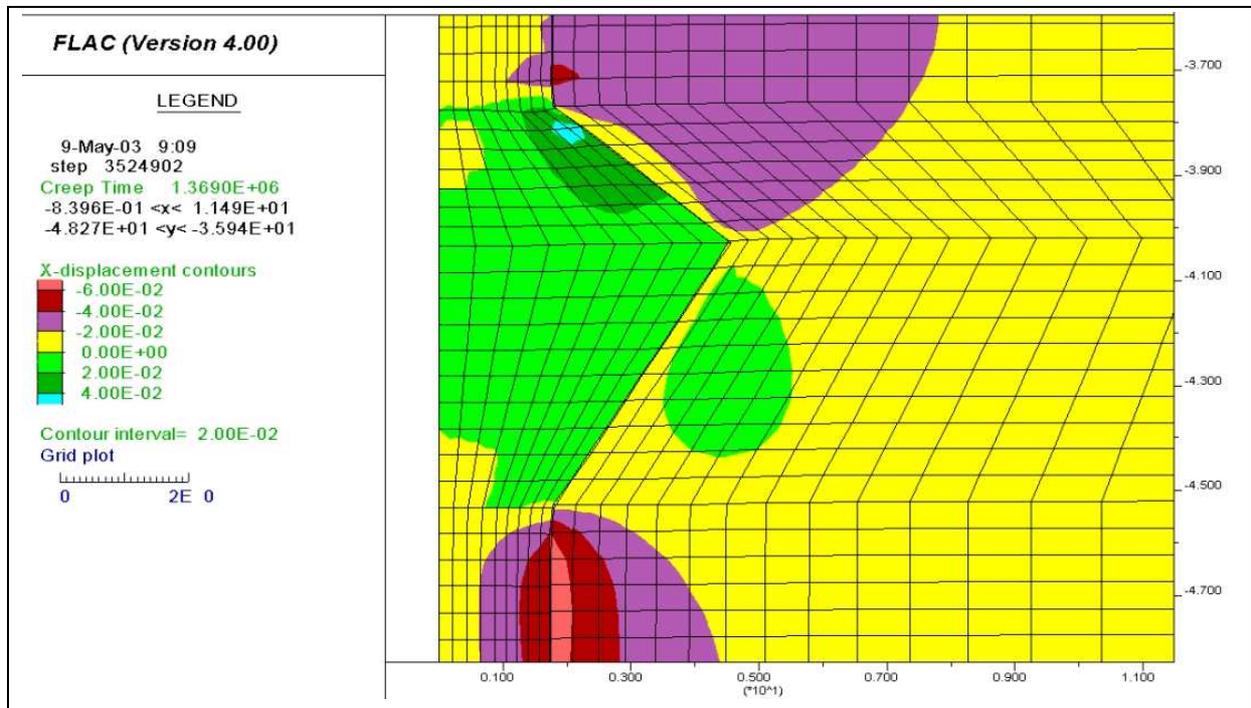


Abbildung C34: Radialverschiebung  $u_x$  im Modell VB04C

## Anlage C.22 Regression der Verschiebungsraten auf der Druckseite von Widerlager 2

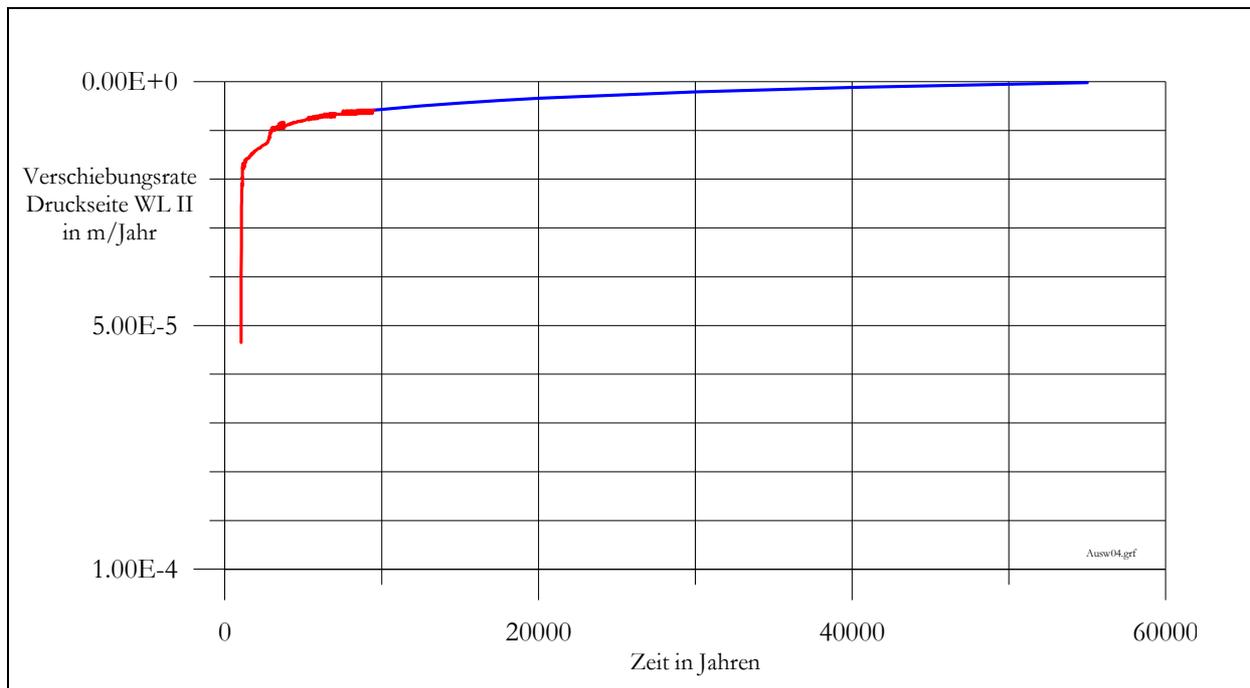


Abbildung C35: Berechnete Verschiebungsraten zwischen 4000 und 9500 Jahren

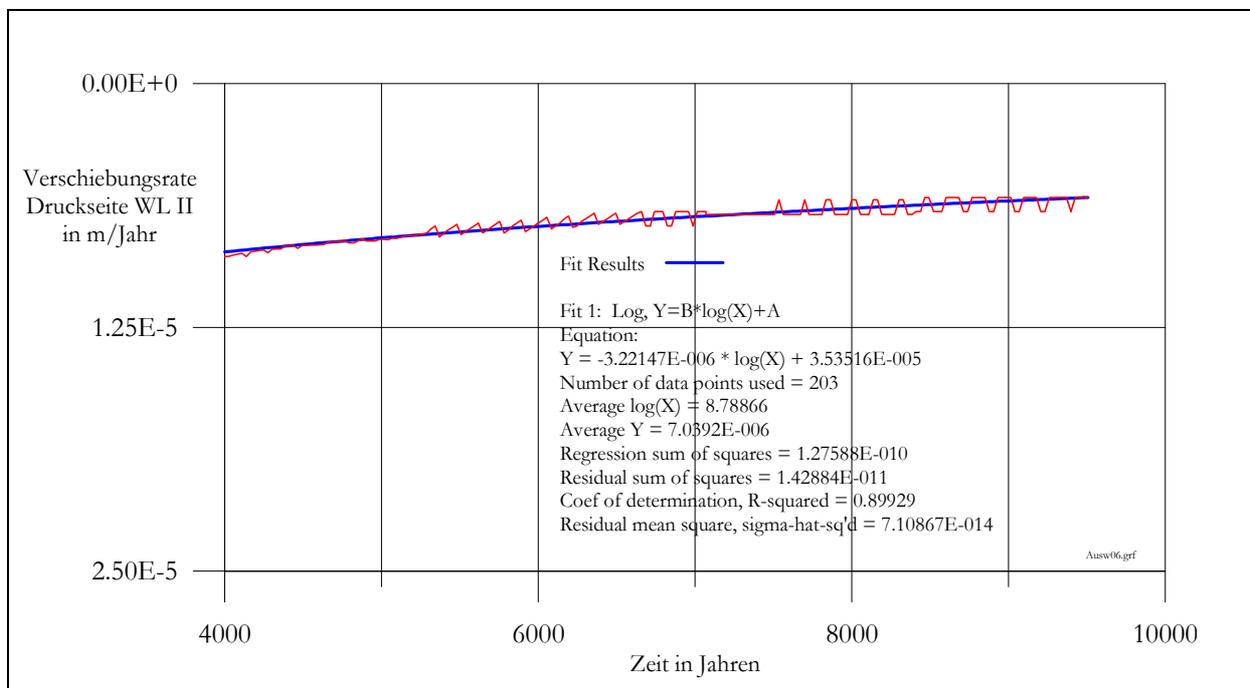


Abbildung C36: Berechnete Verschiebungsraten (rote Linie) und regressiv ermittelte Raten bis 55 000 Jahre