

Dreidimensionale gebirgsmechanische
Modellrechnungen
zur Standsicherheitsanalyse des
Bergwerkes Asse



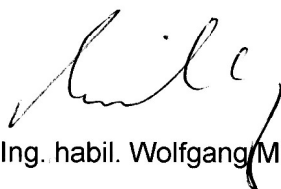
**Institut
für
Gebirgsmechanik
GmbH**

**Dreidimensionale gebirgsmechanische Modellrechnungen zur
Standsicherheitsanalyse des Bergwerkes Asse**

**Bericht im Rahmen der LVB VIII des Rahmenvertrages
„Gebirgsmechanische Modellierung“**

Auftrag Nr. B IfG 36 / 2004

Leipzig, den 03.11.2006



Dr. - Ing. habil. Wolfgang Minkley
Geschäftsführer



Dr. - Ing. Peter Kamlot
Projektleiter

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ANLASS UND ZIELSTELLUNG | 1 |
| 2 | BEARBEITUNGSABLAUF | 4 |
| 3 | BESCHREIBUNG DER STANDORTBEDINGUNGEN UND DES NUMERISCHEN MODELLS..... | 5 |
| 3.1 | ALLGEMEINES ZUR BERGBAULICHEN ENTWICKLUNG | 5 |
| 3.2 | MODELLGRÖÖE UND RANDBEDINGUNGEN | 8 |
| 3.3 | GEOLOGISCH-STRATIGRAPHISCHER AUFBAU DES DECKGEBIRGES..... | 10 |
| 3.4 | UMSETZUNG DER GEOLOGIE UND FESTLEGUNG DER STOFFANSÄTZE | 10 |
| 3.5 | UMSETZUNG DER HOHLRAUMAUFFAHRUNGEN IM NUMERISCHEN MODELL | 12 |
| 3.5.1 | VERWENDUNG DES LASTFAKTORS | 12 |
| 3.5.2 | STEINSALZABBAUE AN DER SÜDFLANKE..... | 13 |
| 3.5.3 | STEINSALZABBAUE IM ÄLTEREN STEINSALZ | 17 |
| 3.5.4 | CARNALLITITBAUFELD | 19 |
| 3.5.5 | TIEFENAUF SCHLUSS | 19 |
| 4 | VORUNTERSUCHUNGEN | 21 |
| 4.1 | ALLGEMEINES..... | 21 |
| 4.2 | MODELLIERUNG DES DECKGEBIRGES | 21 |
| 4.3 | KALIBRIERUNG DES MODELLS | 28 |
| 4.4 | DARLEGUNG DER BERECHNUNGSERGEBNISSE DER VORUNTERSUCHUNGEN | 30 |
| 4.4.1 | MODELLIERUNG DER DIFFERENZIIERTEN LITHOGRAPHIE MIT DISKRETEN FLUIDDRÜCKEN IM DECKGEBIRGE | 30 |
| 4.4.2 | MODELLIERUNG DER HOMOGENEN LITHOGRAPHIE OHNE DISKRETE FLUIDDRÜCKE IM DECKGEBIRGE..... | 31 |
| 5 | BERECHNUNG DES GRUNDSPANNUNGSZUSTANDES | 34 |
| 5.1 | ALLGEMEINES ZUR BERECHNUNG DES GRUNDSPANNUNGSZUSTANDES | 34 |
| 5.2 | BERECHNUNGSERGEBNISSE DES 3D-MODELLS | 34 |
| 5.3 | VERGLEICH MIT BERECHNUNGSERGEBNISSEN DER TRAGFÄHIGKEITSANALYSE..... | 36 |
| 5.4 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 36 |
| 6 | RÜCKRECHNUNG DER BETRIEBSPHASE BIS 2006 | 37 |
| 6.1 | ZIELSTELLUNG | 37 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 6.2 | ERLÄUTERUNGEN ZUM ZEITLICHEN ABLAUF | 37 |
| 6.3 | GEMESSENE VERSCHIEBUNGEN | 39 |
| 6.4 | VERWENDETER MODELLIERUNGSANSATZ | 40 |
| 6.5 | ERGEBNISDISKUSSION | 41 |
| 6.6 | SCHLUSSFOLGERUNGEN | 45 |
| 7 | PROGNOSERECHNUNGEN ZUR BETRIEBSPHASE BIS 2016 | 48 |
| 7.1 | ALLGEMEINES ZUM SCHLIEßUNGSKONZEPT..... | 48 |
| 7.2 | UMSETZUNG DER SCHUTZFLUIDEINLEITUNG IM MODELL | 48 |
| 7.3 | DARLEGUNG DER BERECHNUNGSERGEBNISSE..... | 50 |
| 8 | FAZIT | 53 |
| | LITERATURVERZEICHNIS..... | 55 |
| | ANLAGENVERZEICHNIS..... | 57 |

1 Anlass und Zielstellung

Das Bergwerk Asse wird nach Bundesberggesetz (BBergG) geschlossen, wobei durch den Unternehmer Vorsorge gegen Gefahren, die sich aus der bergbaulichen Tätigkeit für Leben, Gesundheit und Sachgüter Dritter ergeben könnten, zu treffen ist. Darin muss eingeschlossen sein, dass die geplanten Schließungsmaßnahmen bis zum Ende der Betriebsphase ohne bergbausicherheitliche Risiken für die unter- und übertägige Belegschaft durchgeführt werden können.

Unter diesen Prämissen erfolgte von der GSF, FB Asse die Entwicklung eines Schließungskonzeptes, welches in der „Tragfähigkeitsanalyse des Gesamtsystems der Schachanlage Asse in der Betriebsphase“ [4] bewertet wurde. In den zugrunde liegenden Laborversuchen wurde dazu das Stoffverhalten bestimmt und mittels der Stoffgesetze in die Rechenmodelle überführt. Die berechneten Modellreaktionen stimmten gut mit den In-situ-Messungen und Beobachtungen überein und gestatteten somit im Vergleich mit den maximal zulässigen Beanspruchungen eine Bewertung und Prognose der in der Betriebsphase noch zu erwartenden Reaktionen.

Für die gebirgsmechanischen Modellrechnungen kam ein ebenes Vertikalmodell zur Anwendung. Entsprechend der Ausrichtung des Asse-Sattels und Abbausystems bietet sich für das ebene Modell ein Vertikalschnitt in querschlägiger Richtung, analog dem vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten geologischen Schnitt 2, an. In dem Modell wird vorausgesetzt, dass alle Modellelemente quer zur Modellebene eine wesentlich größere Erstreckung (theoretisch unendlich) als in der Modellebene besitzen. Neben den geologischen Schichten und Abbaukammern sind diese Voraussetzungen auch für die streichenden Trennflächen gegeben. Querstörungen liegen parallel zur Modellebene und lassen sich in dem zweidimensionalen Modell nicht berücksichtigen.

Aufgrund der Modellabmessungen (6,3 km in querschlägiger Richtung) konnten die komplexen und weitreichenden Wechselwirkungen der Kriech- und Entfestigungsprozesse im Abbauhorizont mit den Gebirgsspannungsumlagerungen auf das südliche Deckgebirge untersucht werden. Die Tragwirkung der Abbaupfeiler wurde im ebenen Modell, da keine Pfeiler abgebildet werden können, indirekt mit Spannungsrandbedingungen berücksichtigt.

Zur detaillierten Untersuchung des Tragverhaltens der Pfeiler und Schweben kam weiterhin ein dreidimensionales Submodell der 511 mS bis zur 574 mS der Südflanke zur Anwendung. Die Deckgebirgswirkungen wurden in diesem Streifenmodell mit Spannungs- oder Verschie-

bungsrandbedingungen simuliert und das resultierende Tragverhalten des Abbausystems bis zum Ende der Betriebsphase in unterschiedlichen Fallstudien analysiert.

In dem Submodell der Pfeiler und Schweben an der Südflanke war es möglich, feuchteinduzierte Vorgänge im Abbauhorizont während der Schutzfluideinleitung (Versatzdruckverringering, Feuchtekiechen) mit den Auswirkungen auf den integralen Tragwiderstand zu bewerten. Die Verschiebungsrates am Modellrand musste dabei aber konstant gelassen werden, da eine Rückkopplung des Tragwiderstandes auf das gebirgsmechanische Verhalten im Deckgebirge, welches die Verschiebungsrates begründet, nicht untersucht werden konnte. Um solche komplexen Interaktionen bei gleichzeitiger Modellierung der Pfeiler und Schweben sowie des Deckgebirges effektiv und detailliert analysieren zu können, wurde ein großräumiges 3D-Scheibenmodell entwickelt.

Im Folgenden wird dieses Modell, bestehend aus einem halben Pfeiler und einer halben Kammer in streichender Richtung sowie dem vernetzten Deckgebirge in querschlägiger Richtung, beschrieben. Das 3D-Streifenmodell soll das bisher in [4] für die Tragfähigkeitsanalyse verwendete 2D-Modell nicht ablösen, sondern für die Untersuchung zweidimensional nicht oder nur schwer abzubildender gebirgsmechanischer Problemstellungen sowie für Unsicherheitsanalysen verwendet werden. Hinsichtlich spezieller Zustände und Einwirkungen, wie

- Ausbildung des Grundspannungszustandes in streichender Richtung
- Richtung der Festigkeitsanisotropien im Deckgebirge
- Einfluss der hydraulisch-mechanischen Lastannahmen sowie der Festigkeiten im Deckgebirge
- Bedeutung der Schwebenbrüche bzw. der Auffahrungen im Tiefenaufschluss für die Erhöhung der Deckgebirgsverschiebungsrates
- Wechselwirkung zwischen der Systemtragfähigkeit an der Südflanke und dem Deckgebirge
- Entwicklung der Schädigung in der Steinsalzbarriere zum südlichen Deckgebirge
- Entwicklung von Scherbändern und dilatanten Zonen in streichender Richtung

erfolgt einer Überprüfung, Ergänzung und Bestätigung der 2D-Modellrechnungen.

Der Untersuchungsschwerpunkt der vorliegenden dreidimensionalen Modellierung liegt bei den Entfestigungsvorgängen der Pfeiler und Schweben an der Südflanke, die ursächlich für die Erhöhung der Deckgebirgsverschiebungsraten in den 80er Jahren waren. Da im Folgenden nachgewiesen werden kann, dass die bis zur Gegenwart berechneten Reaktionen sehr gut mit den Daten der Standortüberwachung (Verschiebung der Südflanke in signifikanten Punkten, Spannungszustände im Abbauhorizont) übereinstimmen, ist eine Prognose der Prozesse im Bergwerk belastbarer möglich, als von gebirgsmechanischen Vorgängen im Deckgebirge (diese bildeten die wesentliche Prognosebasis für die 2D-Modellierung), dessen Aufschluss- und Untersuchungsgrad wesentlich geringer ist.

2 Bearbeitungsablauf

Aufbauend auf den Ergebnissen der zweidimensionalen Modellrechnungen der „Tragfähigkeitsanalyse des Gesamtsystems der Schachanlage Asse in der Betriebsphase“ [4] wurden im vorliegenden dreidimensionalen Modell dieselben Abmessungen in vertikaler und querschlägiger Richtung gewählt. In streichender Richtung begründen sich die Modellmaße in den Abmessungen der Abbaukammern und Pfeiler. Es wurden eine halbe Kammer und ein halber Pfeiler diskretisiert, wodurch unter Ausnutzung der Symmetrie der typische Auf-fahrungszustand im System in der streichenden Mitte des Baufeldes (ohne Berücksichtigung der Abbaufeldränder) abgebildet wurde.

Die hier diskutierten Modelle bauen auf umfangreichen Voruntersuchungen auf, wobei verschiedene Modellierungsansätze überprüft wurden. Die gewonnenen Erkenntnisse führten zu dem in diesem Bericht vorgestellten Modellierungsansatz, der Elemente aus den verschiedenen Fallstudien verbindet.

Zunächst wurde die Betriebsphase bis zur Gegenwart rückgerechnet, wobei das 3D-Modell verifiziert wurde, um im darauf folgenden Kapitel die Prognoserechnungen mit und ohne pneumatischen Stützdruck bis zum Ende der Flutung der 490-m-Sohle im Jahre 2016 nach [8] durchführen zu können.

3 Beschreibung der Standortbedingungen und des numerischen Modells

3.1 Allgemeines zur bergbaulichen Entwicklung

Im Bergwerk Asse wurden entsprechend [9] in den Jahren 1909 bis 1964 die folgenden drei Baufelder für die Mineralgewinnung aufgefahren:

- Carnallitbaufeld an der Nordflanke mit einem Ausbruchsvolumen von ca. 1.000.000 m³ im Zeitraum von 1909 bis 1925, wobei bereits während der Gewinnung die Hohlräume größtenteils wieder versetzt worden sind.
- Steinsalzbaufeld an der Südflanke (Leine-Steinsalz oder Jüngerer Steinsalz) mit einem Ausbruchsvolumen von ca. 3.400.000 m³ im Zeitraum von 1916 bis 1964.
- Steinsalzbaufeld im Sattelkern (Staßfurt-Steinsalz oder Älterer Steinsalz) mit einem Ausbruchsvolumen von ca. 440.000 m³ im Zeitraum von 1927 bis 1963.

Aus Anlage 1 ist ersichtlich, dass das Baufeld im Leine-Steinsalz (Na 3) an der Asse-Südflanke aufgrund seiner Größe für die gebirgsmechanischen Reaktionen des Gesamtsystems bestimmend ist. Bezogen auf den querschlägig zum Streichen des Asse-Sattels erfolgenden Lasteintrag aus dem Deckgebirge der Asse-Südflanke ergibt sich für dieses Baufeld eine gebirgsmechanisch wirksame Baufeldgröße von $650 \text{ m} \cdot 275 \text{ m} = 178.750 \text{ m}^2$.

Das Baufeld an der Südflanke wurde in der Abbauphase beginnend auf der 750-m-Sohle bis zur 490-m-Sohle aufwärts mit 13 Sohlen und in der Regel 9 Abbauen aufgefahren. Es entstand somit ein rasterartiges Abbau-Pfeiler-Schweben-System mit folgenden gebirgsmechanisch repräsentativen Parametern oberhalb der 700 mS:

| | |
|------------------------------|------|
| Kammerbreite (N-S-Richtung): | 40 m |
| Kammerlänge (O-W-Richtung): | 60 m |
| Kammerhöhe: | 15 m |
| Schwebenmächtigkeit: | 6 m |
| Pfeilerbreite: | 12 m |

Die Pfeiler und Schweben zwischen den Abbaukammern stellen die Tragelemente des Steinsalzbaufeldes an der Südflanke dar. Das Haupttragelement ist der 20 m breite Zentralpfeiler zwischen der Abbaureihe 4 und 5.

Die Pfeiler werden sowohl in querschlägiger als auch in vertikaler Richtung belastet, wobei die Hauptlast querschlägig zum Streichen des Asse-Sattels in die Pfeiler eingetragen wird. Die Vertikallast hat, wie die In-situ-Spannungsmessungen belegen, infolge der lastabtragenden Gewölbewirkung der Struktur des Asse-Sattels nur eine untergeordnete Bedeutung.

In der Wirkrichtung des Hauptlasteintrages in das vergitterte Pfeiler-Schweben-System ergibt sich ein Schlankheitsmaß (Verhältnis der Pfeilerbreite zur Kammerbreite in N-S-Richtung) für die Pfeiler in einem Bereich von 0,3 bis 0,5. Für die Tragelemente (Pfeiler und Schweben) errechnet sich aus der konkreten Auffahrungssituation ein mittlerer Lastfaktor von 2,5.

Das Tragverhalten des Pfeiler-Schweben-Systems an der Südflanke ist über das Tragfähigkeitsverhältnis zu bewerten. Das Tragfähigkeitsverhältnis ist definiert als das Verhältnis von Langzeittragfähigkeit zur Pfeilerbelastung. Die Langzeittragfähigkeit ist eine materialspezifische Belastbarkeitsgrenze, die auf standortspezifischen Untersuchungen basiert und für jedes Tragelement bzw. Tragsystem unter den gegebenen geometrischen Abmessungen ermittelt werden kann. Die Pfeilerbelastung lässt sich aus der querschlägigen Gebirgsspannungskomponente im Deckgebirge an der Südflanke und dem Lastfaktor für das Tragsystem errechnen oder steht aus In-situ-Messungen zum Spannungszustand zur Verfügung.

Auf Basis dieses Vergleiches muss festgestellt werden, dass in der Zeit von 1916 bis 1964 in dem aufgefahrenen Pfeiler-Schweben-System die Pfeilerbelastungen höher als die Langzeittragfähigkeiten waren. Das Tragsystem hat mit Kriechverformungen, plastischen Deformationen sowie lokalen Bruchprozessen auf die eingetragene Gebirgsspannung reagiert und ist dadurch nachgiebig geworden. Gegenwärtig hält der Schädigungsprozess immer noch an und das Abbaufeld an der Südflanke ist demzufolge gebirgsmechanisch als ein nachgiebiges Tragsystem im Grenzzustand zu bewerten. Dieser Befund stimmt mit einschlägigen Erfahrungen aus dem Kali- und Steinsalzbergbau für vergleichbare Abmessungen überein.

Der während der Abbauphase einsetzende Verformungsprozess setzte sich danach im unversetzten Grubengebäude unvermindert fort. Infolge des nachgiebigen Tragverhaltens mit begrenzter Tragfähigkeit wurde in einem Großteil der Tragelemente, insbesondere in den Schweben, das Tragfähigkeitsmaximum überschritten und es setzte Entfestigung ein. Der Lastabtrag erfolgte über das Deckgebirge an der Asse-Südflanke, das seinerseits mit Scherdeformationen in der Gesteinsmatrix und Erhöhungen des Durchtrennungsgrades in tektonisch und lithologisch angelegten Trennflächen auf die Gebirgsspannungsumlagerungen

reagierte. Es ist davon auszugehen, dass sich in der Folge lokale hydraulische Drücke aufbauten, die entsprechend des Effektivspannungskonzeptes zu einer Verminderung der Eigentragfähigkeit und damit einer Erhöhung der Mobilität des Deckgebirges führten.

Von 1984 bis 1994 wurden mit dem bei der Auffahrung des Tiefenaufschlusses unterhalb der 775-m-Sohle anfallenden Salz zunächst die Abbaue 1 bis 4 des Westflügels auf der 658-m- und 679-m-Sohle und später durchgängig die Abbaue der 725-m- und 700-m-Sohle versetzt. Der Tiefenaufschluss umfasst alle Grubenbaue unterhalb der 775-m-Sohle und besitzt ca. 240.000 m³ Ausbruchsvolumen. Er besitzt aufgrund seines sehr geringen Durchbauungsgrades (einzelne Strecken bzw. Streckenerweiterungen) gebirgsmechanisch für das Gesamttragsystem eine untergeordnete Bedeutung.

Der ablaufende Entfestigungsprozess der Tragelemente im Steinsalzbaufeld an der Asse-Südflanke erforderte aus gebirgsmechanischer Sicht eine vollständige Verfüllung sämtlicher noch offener Abbaue. Im Jahr 1995 begann die aufwärts gerichtete sohlenweise Versatzeinbringung in die Südflanke durch Einblasen von täglich 1.200 t Salz der Halde Ronnenberg unter Zugabe geringer Mengen gesättigter Salzlösung. Bis Anfang des Jahres 2004 wurden alle Abbaue an der Asse-Südflanke mit Haldenversatz versetzt.

Der eingebrachte Versatz führt zu einer Konturstabilisierung der Tragelemente, insbesondere der Pfeiler, die neben der aussteifenden Wirkung der Schweben bzw. Schwebenreste die Pfeilerquerdehnungen behindert. Trotz der Konturstabilisierung der im Versatz eingebetteten Pfeiler schreitet der Entfestigungsprozess fort, wobei mit einer Verzögerung von einigen Jahren auf den versetzten Sohlen jedoch eine Verlangsamung der Pfeilerstauchungen festzustellen ist. Aktuell nehmen die Verformungsraten unterhalb der 511-m-Sohle langsam ab und erreichen Mittelwerte von etwa 3‰ pro Jahr.

Das Überschreiten des Tragfähigkeitsmaximums der Pfeiler im Zeitraum von 1985 bis 1991 bewirkte eine Beschleunigung der Pfeilerstauchungen, verbunden mit einem signifikanten Verformungseintrag in das Deckgebirge. Insbesondere sind von diesem Verformungseintrag die südlich der Abbaue vorhandene Steinsalzbarriere (Steinsalzschutzschicht) und der angrenzende 15 m mächtige Rötanhydrit einschließlich des gesamten Oberen Buntsandsteins beeinflusst.

Die anhaltende Verformung des Tragsystems hat zu Dilatanzen und Schädigungen in der Steinsalzbarriere zwischen dem Grubengebäude an der Asse-Südflanke und dem Oberen Buntsandstein im Bereich der 532-m-/574-m-Sohle und damit zu lokalen Verletzungen der

Barrierenintegrität geführt. Mit dem vernetzten Rissystem ist für den seit 1988 beobachteten Salzlösungszutritt ein Fließweg vom Rötanhydrit zum Grubengebäude erklärbar. Die Beobachtungen von Salzlösungszutritten im Bergbau zeigen, dass in der Regel überwiegend Trennflächen hydraulisch wirksam sind, die durch dilatante Verformungen beeinflusst werden. Als Permeationspfade wirken dabei gebirgsmechanisch entstandene Scherflächen (Scherbänder), die sich am primär vorhandenen Trennflächengefüge orientieren können, oder Trennflächen mit geringen Festigkeiten bzw. leicht löslichem Mineralbestand. Das bedeutet, dass die Salzlösung aus dem Oberen Buntsandstein bevorzugt über die geogen vorhandenen Gefügeelemente oder bergbauinduzierte Trennflächen dem Grubengebäude zutritt. Als bevorzugte Zutrittsstelle ist der Bereich der abbaubedingten starken Reduzierung der Steinsalzschuttschicht gegenüber dem Deckgebirge plausibel.

Aufgrund des hohen Durchbauungsgrades an der Südflanke der Schachanlage Asse verbinden sich die durch den dilatanten Verformungsprozess entstandenen aufgelockerten Bereiche um die einzelnen Abbaue zu einer zusammenhängenden Auflockerungszone. Die Salzlösung penetriert entsprechend eines hydraulischen Druckgefälles entlang von Trenn- und Bruchflächen in der Auflockerungszone bis in die Grubenbaue. Bevorzugte vertikale Fließbahnen existieren dabei entlang einer Abbaureihe. Durch die weiterhin ablaufenden dilatanten Verformungen im Gesamtsystem verlagern sich die Zutrittsstellen im Grubengebäude auf tiefere Sohlen, können jedoch infolge von Gebirgsspannungsumverlagerungen auch wieder in vormals trocken gefallenem Rissinventaren liegen.

3.2 Modellgröße und Randbedingungen

Das für die gebirgsmechanische Modellierung verwendete Rechenprogramm *FLAC^{3D}* (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Itasca Consulting Group) wurde speziell für geotechnische Probleme entwickelt. Es bestehen international über mehrere Jahrzehnte praktische Anwendungserfahrungen bei der Modellierung gebirgsmechanischer Problemstellungen [6], wobei das Rechenprogramm durch Einbau spezieller Stoffansätze kontinuierlich weiterentwickelt und den praktischen Anforderungen angepasst wurde. So wurde z. B. zur Berücksichtigung der spezifischen Eigenschaften der Salzgesteine das in [4] vorgestellte visko-elasto-plastische Stoffmodell zur Beschreibung von Entfestigung und Dilatanz als „user defined model“ (DLL-Modul) in das Programmsystem eingebunden.

Der Rechencode *FLAC^{3D}* nutzt die Methode finiter Differenzen. Wie bei der Methode finiter Elemente (FEM) wird die zu untersuchende Struktur als Modellkörper in eine Vielzahl von Elementen mit zugehörigen Knotenpunkten unterteilt. Jedes einzelne dieser Elemente rea-

giert entsprechend seines diskret vorgegebenen Stoffverhaltens linear bzw. nichtlinear und rheonom auf die angreifenden Kräfte bzw. Randbedingungen. Bei Verletzung der Gleichgewichtsbedingungen gerät das System in Schwingungen und steuert entsprechend der gegebenen physikalischen Möglichkeiten einem Gleichgewichtszustand zu, der durch die Lösung der vollständigen dynamischen Bewegungsgleichungen mit Hilfe des expliziten LAGRANGE'schen Lösungsalgorithmus für jedes Element in Einklang mit den Nachbarelementen berechnet wird. Die Wirkung großer Deformationen, die insbesondere im Zusammenhang mit dem Kriechverhalten von Steinsalz eine entscheidende Rolle spielen, wird im Code berücksichtigt.

In den Programmcodes ist eine eigene Programmiersprache (FISH) implementiert, mit deren Hilfe sowohl notwendige Modifikationen programmierter Stoffansätze und Programmabläufe, als auch eine spezielle Auswertung berechneter gebirgsmechanischer Größen (Zustandsbewertung) realisiert werden können.

Für die dreidimensionalen gebirgsmechanischen Modellrechnungen zur Standsicherheitsanalyse des Bergwerkes Asse wurde ein gebirgsmechanisches Strukturmodell entlang des geologischen Schnittes 2 durch den Asse-Sattel erstellt (Anlage 1).

Die Ausdehnungen betragen 6300 m in horizontaler und abhängig von der Topographie zwischen 2390 m und 2476 m in vertikaler Richtung. Der Koordinatenursprung liegt auf der Tagesoberfläche im Schacht 2, wobei die Richtungen vertikal (z-Richtung) nach oben, horizontal (x-Richtung) nach NNE und streichend (y-Richtung) nach WNW als positiv definiert sind.

Das Modell besteht aus insgesamt 179.628 Elementen mit zusammen 218.826 Knotenpunkten. Die Elementdichte ist den zu erwartenden mechanischen Reaktionen angepasst; dabei wird die feinste Vernetzung in der Umgebung der Hohlräume mit Netzabständen bis zu 1 m erreicht. Außerdem ist das Netz der Stratigraphie des Deckgebirges und Salinars sowie der Geometrie der Schachanlage angepasst. In der Anlage 1 sind in einer Detaildarstellung die Konturen der Abbaue an der Südflanke, im Staßfurtsteinsalz und Carnallitfeld sowie der Kaverne im Tiefenaufschluss erkennbar.

Die Verschiebungsrandbedingungen sind so festgelegt, dass an den Modellrändern mit Ausnahme der Modelloberkante, welche frei bleibt, Verschiebungen senkrecht zum Rand verhindert werden.

3.3 Geologisch-stratigraphischer Aufbau des Deckgebirges

Die geologische Struktur des Asse-Sattels wurde durch halokinetische Prozesse geprägt. Die den Zechsteinhorizont überlagernden Schichtsedimente sind infolge der Salzstockhebung (Halokinese) steil aufgerichtet und insbesondere im Bereich der Salzstockkuppe tektonisch zerlegt worden.

Die Schichten sind wie folgt gegliedert, wobei die Aufzählung mit der zuunterst gelegenen, im Modell noch abbildbaren Schicht beginnt:

- Älteres Steinsalz (Na₂)
- Kalisalz
- Jüngerer Steinsalz (Na₃)
- Rötanhydrit (so1A)
- Hutgestein
- Unterer bis Oberer Buntsandstein (su – so)
- Unterer bis Oberer Muschelkalk (mu – mo)
- Unterer bis Oberer Keuper (ku – ko)
- Jura (j)
- Kreide (kr)

Die darüber liegenden Sedimente des Tertiär und Quartär sind von sehr viel geringerer Mächtigkeit als die übrigen Schichten und wurden im Modell nicht separat berücksichtigt, sondern den zuoberst anstehenden Schichten zugeordnet.

3.4 Umsetzung der Geologie und Festlegung der Stoffansätze

Die im numerischen Modell verwendeten Stoffgesetze blieben in allen durchgeführten Fallstudien unverändert und sind wie folgt festgelegt:

Das Deckgebirge wurde mit einem bilinearen transversal-isotropen elasto-plastischen Stoffansatz beschrieben (Ubiquitous Joint [6]). Dieser besteht jeweils aus einer bilinearen Bruchhüllkurve für die Gesteinsmatrix und für die Schichtung, die sich beide aus je zwei Mohr-

Coulomb-Kriterien zusammensetzen. Auf diese Weise konnte eine Festigkeitsanisotropie über ein so genanntes Trennflächenkontinuum („verschmierte“ Klüftung) modelliert werden.

Die Abbaubereiche sowie die von der Hohlraumwirkung beeinflussten Gebirgsbereiche im Steinsalz und Carnallit, in denen mit Schädigung und Dilatanz zu rechnen ist, wurden mit einem visko-elasto-plastischen Stoffgesetz mit den entsprechenden Materialeigenschaften beschrieben. Eine genaue Beschreibung des Stoffgesetzes sowie der Versuche zur Bestimmung der verwendeten Parameter sind [4] zu entnehmen.

Die von den Abbaufeldern nicht beeinflussten Gebirgsbereiche im Steinsalz wurden mit dem Norton'schen Potenzansatz abgebildet [6]. Die Parameter für den Kriechansatz nach Norton wurden auf Basis des Kriechansatzes BGRa der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) für eine Temperatur von 303 K in einer mittleren Teufe von 616 m berechnet. In Anlage 2 sind die im Salinar verwendeten Stoffansätze dargestellt.

Die Dichten von Steinsalz und Carnallit sind in Tab. 4.1 unten zusammengestellt. Die für das visko-elasto-plastische Stoffgesetz und den Norton'schen Potenzansatz benötigten Parameter sind in Tab. 3.1 und Tab. 3.2 zusammengefasst.

Im Bereich des Salzstocks wurde zwischen Kalilager und Steinsalz unterschieden (Anlage 2). Die verschiedenen Steinsalzvarietäten Älteres Steinsalz, Na₂, Jüngeres Steinsalz, Na₃, und Allersteinsalz, Na₄ lassen sich entsprechend des Festigkeitskatasters [2] mit gemeinsamen elastischen sowie rheologischen Stoffparametern modellieren.

Die im Salinar befindlichen Ton- und Anhydritmittel wurden aufgrund ihrer geringen Mächtigkeit und der deshalb zu vernachlässigenden gebirgsmechanischen Bedeutung nicht abgebildet.

Tab. 3.1 Stoffparameter für das visko-elasto-plastische Stoffgesetz mit Entfestigung und Dilatanz

| Schicht | Stoffgesetz | Stoffparameter | | | | | | |
|-----------|--|----------------|-------------------------|--|---------------------------|-------------------------|---------------------------|-------------------------|
| | | K [GPa] | G _M [GPa] | η _M [MPa·h] | m [MPa ⁻¹] | σ _D [MPa] | σ _{MAX} [MPa] | σ _Φ [MPa] |
| Steinsalz | Visko-elasto-plastisch mit Entf. u. Dilat. | 16,66 | 10 | 30·10 ⁷ | 0,25 | 5,8 | 32 | 4,7 |
| Carnallit | Visko-elasto-plastisch mit Entf. u. Dilat. | 20,5 | 7,4 | 1,39·10 ⁷ bzw. 1,39·10 ⁹ | 0,16 | 11,1 | 85 | 21,7 |

Erklärung der Formelzeichen in Tab. 3.1:

| | |
|-------------------------------|-------------------------------------|
| K | Kompressionsmodul |
| G_M | Schubmodul des MAXWELL-Modells |
| η_M | MAXWELL-Viskosität |
| m | Spannungsexponent |
| ε^p | plastische Scherdeformation |
| $\sigma_D(\varepsilon^p)$ | Einaxiale Druckfestigkeit |
| $\sigma_{MAX}(\varepsilon^p)$ | effektive maximale Festigkeit |
| $\sigma_\phi(\varepsilon^p)$ | Krümmungsparameter Festigkeitskurve |

Tab. 3.2 Stoffparameter für den Norton'schen Potenzansatz

| Schicht | Stoffgesetz | Stoffparameter | | | |
|-----------|---------------------------|----------------|------------|-------------------------|----------|
| | | K [GPa] | G [GPa] | A [h ⁻¹] | n [-] |
| Steinsalz | Norton'scher Potenzansatz | 16,66 | 10 | $3,6 \cdot 10^{-12}$ | 5 |

Desweiteren waren die im Bereich des Asse-Sattels nachgewiesenen Störungen (Anlage 3) diskret abgebildet. Es wurde davon ausgegangen, dass diese Störungen den Verformungsprozess und die Spannungszustände im Deckgebirge beeinflussen. Hierzu wurde die Vernetzung derart angepasst, dass die den Störungsbereich repräsentierenden Elemente mit den entsprechenden Stoffparametern belegt werden konnten.

3.5 Umsetzung der Hohlraumauffahrungen im numerischen Modell

3.5.1 Verwendung des Lastfaktors

Das erstellte Modell besitzt in streichender Richtung eine Tiefe von 36 m. Diese Abmessung wurde gewählt, um die an der Südflanke aufgefahrenen mittleren Halbkammerlängen von 30 m und Halbpfeilerbreiten von 6 m abbilden zu können. Um auch Grubenfeldbereiche, die von diesem Auffahrungsraster abweichen, mit einer in situ relevanten gebirgsmechanischen

Wirksamkeit modellieren zu können, wurde der Lastfaktor LF verwendet. Der Lastfaktor errechnet sich aus dem Verhältnis Tragsystemfläche zu Pfeilerfläche:

$$LF = \frac{A_{S(system)}}{A_{Pf(eiler)}}$$

Die Geometrie dieser Grubenfeldbereiche wurde geringfügig so geändert, dass eine „Einpassung“ in die streichende Modellerstreckung von 36 m möglich war. Der gebirgsmechanisch bedeutsame Lastfaktor LF musste dabei erhalten bleiben. Dadurch ist gewährleistet, dass bei dem Modell mit angepassten Geometrien des Grubengebäudes die mittlere Pfeilerbelastung gleich bleibt: $\bar{\sigma}_{PF} = \sigma_{zz} \cdot LF$.

Im Folgenden sind die Geometrien der Abbaukammern, die Lastfaktoren und die sich daraus ergebenden Umsetzungen im Modell aufgezeigt.

Die querschlägigen Maße und die Schwebenmächtigkeiten der Modellgeometrie entsprechen den tatsächlichen Abmessungen.

3.5.2 Steinsalzabbau an der Südflanke

An der Südflanke des Asse-Sattels wurde Steinsalz in einer Teufe zwischen 750 m und 490 m auf 13 Sohlen gewonnen. Oberhalb der 700-m-Sohle beträgt der Abstand zwischen den Sohlenniveaus 21 m, wobei die Abbaukammern einheitlich mit einer Höhe von 15 m aufgefahren wurden. Daraus ergibt sich für das Tragsystem oberhalb der 700-m-Sohle eine Schwebenmächtigkeit von 6 m.

Die Abbaukammern besitzen in der Regel eine streichende Länge von 60 m. Die Breite der Pfeiler beträgt 12 m. Zwischen der Kammerreihe 4 und 5 befindet sich der 20 m breite Zentralpfeiler, der aber im numerischen Modell keine Berücksichtigung findet.

Unterhalb der 700-m-Sohle wurde das Tragsystem mit abweichenden Kammerabmessungen, Schwebenmächtigkeiten und Pfeilerbreiten aufgefahren.

Insgesamt ergeben sich die folgenden sohlenbezogene Lastfaktoren:

Kammer-Pfeilersystem der 490-m-Sohle:

Die Kammerbreiten der Abbaue auf der 490-m-Sohle in Nord-Süd-Richtung betragen ca. 40 m. Die Abmessungen der Abbaue in ihrer streichenden Ausdehnung sind sehr unregelmäßig. Aus diesem Grund wird zur Berechnung des Lastfaktors die gesamte Hohlraumlänge in streichender Richtung (310 m) auf eine mittlere Baufeldlänge von 620 m bezogen, wobei eine entsprechende Anzahl Kammern auf der darunter liegenden 511-m-Sohle berücksichtigt wird. Der Lastfaktor berechnet sich wie folgt:

$$LF = \frac{A_{S,in\ situ}}{A_{PF,in\ situ}} = \frac{310 \cdot 7,5 + 310 \cdot 7,5 + 620 \cdot 6 + 8,611 \cdot (60 \cdot 7,5 + 12 \cdot 7,5)}{310 \cdot 7,5 + 620 \cdot 6 + 8,611 \cdot 12 \cdot 7,5} = 1,91$$

Für die Darstellung im Modell wird auf der 490-m-Sohle eine 36 m in streichender und 40 m in querschlägiger Richtung messende Kammer angenommen. Der Pfeiler hat eine Breite von 36 m. Dadurch ergibt sich auch im Modell ein Lastfaktor

$$LF = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{36 \cdot 7,5 + 36 \cdot 7,5 + 72 \cdot 6 + 60 \cdot 7,5 + 12 \cdot 7,5}{36 \cdot 7,5 + 72 \cdot 6 + 12 \cdot 7,5} = 1,91.$$

Abgebildet werden im Modell in streichender Richtung die halbe Kammer sowie der halbe Pfeiler.

Kammer-Pfeilersysteme von der 511- bis zur 700-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 30 bzw. 40 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 60 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit: 6 m
- Pfeilerbreite: 12 m

Der sich aus dieser Geometrie ergebende Lastfaktor

$$LF = \frac{A_{S,in\ situ}}{A_{PF,in\ situ}} = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{60 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 6}{12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 6} = 2,47$$

kann im Modell exakt umgesetzt werden. Abgebildet werden Halbkammer-Halbpfeiler-Systeme.

Kammer-Pfeilersystem der 700-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 40 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 24 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 679- u. 700-m-Sohle): 6,0 m
- Pfeilerbreite: 12 m

Die In-situ-Geometrie kann identisch in das Modell übernommen werden. Es ergeben sich Lastfaktoren von

$$LF = \frac{A_{S,in\ situ}}{A_{PF,in\ situ}} = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{24 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 6 + 60 \cdot 7,5 + 12 \cdot 7,5}{12 \cdot 7,5 \cdot 3 + 72 \cdot 6} = 2,15$$

Im Modell wird ein System abgebildet, das aus der vollständigen Abbaukammer und jeweils zwei halben Pfeilern besteht.

Kammer-Pfeilersystem der 725-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 30 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 52 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 700- u. 725-m-Sohle): 8,5 m
- Pfeilerbreite: 20 m

Der Lastfaktor in situ ergibt sich zu

$$LF = \frac{A_{S,in situ}}{A_{PF,in situ}} = \frac{52 \cdot 7,5 + 20 \cdot 7,5 + 72 \cdot 8,5 + 24 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2}{20 \cdot 7,5 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 8,5} = 1,80 .$$

Aufgrund der eingeschränkten Möglichkeiten der Elementierung ergibt sich im Modell auf der 725-m-Sohle mit einer halben Kammerlänge von 27 m und einer halben Pfeilerbreite von 9 m, dafür aber mit einer Schwebenmächtigkeit von 9 m, nahezu derselbe Lastfaktor (die Abweichung beträgt lediglich 0,0018):

$$LF = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{24 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 9 + 54 \cdot 7,5 + 18 \cdot 7,5}{12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 18 \cdot 7,5 + 72 \cdot 9} = 1,79$$

Kammer-Pfeilersystem der 750-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 40 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 52 m
- Kammerhöhe: 10 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 725- u. 750-m-Sohle): 14 m
- Pfeilerbreite: 20 m

Der Lastfaktor in situ ergibt sich zu

$$LF = \frac{A_{S,in situ}}{A_{PF,in situ}} = \frac{52 \cdot 7,5 + 20 \cdot 7,5 + 72 \cdot 14 + 52 \cdot 5 + 20 \cdot 5}{20 \cdot 7,5 + 20 \cdot 5 + 72 \cdot 14} = 1,52 .$$

Aus den bereits genannten Gründen der Beschränkung in der Elementierung werden die gleichen Kammerabmessungen wie auf der 725-m-Sohle gewählt, wodurch sich im Modell der Lastfaktor zu

$$LF = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{54 \cdot 7,5 + 18 \cdot 7,5 + 72 \cdot 14 + 54 \cdot 5 + 18 \cdot 5}{18 \cdot 7,5 + 18 \cdot 5 + 72 \cdot 14} = 1,55$$

ergibt und damit hinsichtlich einer Tragfähigkeitsuntersuchung konservativ ist.

3.5.3 Steinsalzabbau im Älteren Steinsalz

Zur Steinsalzgewinnung im Älteren Steinsalz wurden Abbaukammern auf drei Sohlen zwischen 775 m und 725 m Teufe aufgefahren. Der Abstand zwischen den Sohlenniveaus beträgt 21 bzw. 25 m, wodurch sich bei Kammerhöhen von 15 m Schwebenmächtigkeiten von 6 bzw. 10 m ergeben. Aufgrund der unregelmäßigen Abmessungen der Abbaukammern wurden folgende generalisierte Geometrien angenommen:

Kammer-Pfeilersystem der 725-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 20 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 80 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 725- u. 750-m-Sohle): 6 m
- Pfeilerbreite: 16 m

In situ errechnet sich der Lastfaktor zu

$$LF = \frac{A_{S, \text{in situ}}}{A_{PF, \text{in situ}}} = \frac{80 \cdot 7,5 \cdot 2 + 16 \cdot 7,5 \cdot 2 + 96 \cdot 6}{16 \cdot 7,5 \cdot 2 + 96 \cdot 6} = 2,47.$$

Umgesetzt in das 36 m tiefe Modell wird die Geometrie wie folgt angepasst:

$$LF = \frac{A_{S, \text{Modell}}}{A_{PF, \text{Modell}}} = \frac{60 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 6}{12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 6} = 2,47.$$

Abgebildet ist ein Halbkammer-Halbpfeilersystem.

Kammer-Pfeilersystem der 750-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 20 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 80 bzw. 100 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 750- u. 775-m-Sohle): 10 m
- Pfeilerbreite: 16 bzw. 20 m

Der Lastfaktor für die 100 m langen Kammern ist analog zu den am Beispiel der 725-m-Sohle berechneten 80 m-Kammern, da das Verhältnis Kammerlänge zu Pfeilerbreite gleich bleibt.

Die Umsetzung im Modell erfolgt analog zur 725-m-Sohle.

Kammer-Pfeilersystem der 775-m-Sohle:

- Kammerbreite (N-S-Richtung): 30 m
- Kammerlänge (E-W-Richtung): 80 m
- Kammerhöhe: 15 m
- Schwebenmächtigkeit (zw. 750- u. 775-m-Sohle): 10 m
- Pfeilerbreite: 16 m

Berechnung des In-situ-Lastfaktors:

$$LF = \frac{A_{S, \text{in situ}}}{A_{PF, \text{in situ}}} = \frac{80 \cdot 7,5 \cdot 2 + 16 \cdot 7,5 \cdot 2 + 96 \cdot 10}{16 \cdot 7,5 \cdot 2 + 96 \cdot 10} = 2,0$$

Die Umsetzung erfolgt im Modell mit entsprechend angepassten Abmessungen:

$$LF = \frac{A_{S, \text{Modell}}}{A_{PF, \text{Modell}}} = \frac{60 \cdot 7,5 \cdot 2 + 12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 10}{12 \cdot 7,5 \cdot 2 + 72 \cdot 10} = 2,0.$$

3.5.4 Carnallititbaufeld

Im Carnallititbaufeld an der Nordflanke wurden 5 Sohlen - A bis E bezeichnet - aufgefahren. Der Nordstoß der Abbaukammern folgt dem Schichtverlauf und somit verringert sich mit abnehmender Teufe die Kammerlänge in Nord-Süd-Richtung von 86 m auf der A-Sohle auf 50 m auf der E-Sohle. Im Folgenden sind die geometrischen Parameter des Carnallititbaufeldes zusammengefasst.

Kammer-Pfeilersystem:

- Kammerlänge (N-S-Richtung): 50...86 m
- Kammerbreite (E-W-Richtung): 20 m
- Pfeilerbreite: 10 m

Aus der In-situ-Geometrie ergibt sich ein Lastfaktor von

$$LF = \frac{A_{S,in\ situ}}{A_{PF,in\ situ}} = \frac{20 + 10}{10} = 3.$$

(die Baufeldhöhe kürzt sich heraus)

Angepasst an die Abmessungen des 3D-Modells werden bei einem Lastfaktor, der sich zu

$$LF = \frac{A_{S,Modell}}{A_{PF,Modell}} = \frac{24 + 12}{12} = 3$$

errechnet, zwei halbe Kammern und ein Pfeiler abgebildet. Die Auffahrung der einzelnen Sohlen im Carnallititfeld sowie die Versatzeinbringung erfolgt auch im Modell sohlenbezogen entsprechend der betrieblichen Angaben.

3.5.5 Tiefenaufschluss

Die Auffahrungen des Tiefenaufschlusses wurden durch 14 Strecken auf den Sohlen von 950 bis 800 m Teufe und die Kaverne generalisiert abgebildet. Die Anzahl der Strecken entsprach einem Durchschnittswert in dem modellierten Gebirgsvolumen. Dabei verliefen die Strecken in streichender Richtung durch das gesamte Modell.

Die geringfügig vereinfachten Geometrien der Strecken im Bereich des Tiefenaufschlusses und der Kaverne sind im Folgenden zusammengefasst:

Strecken:

- Streckenbreite (N-S-Richtung): 5 m
- Streckenhöhe: 4 m

Kaverne:

- Höhe: 36 m
- Durchmesser: 24 m
- Volumen: 10860 m³

Unter Ausnutzung der Symmetrie wurden bei der Modellierung der Kaverne Quaderelemente so angeordnet, dass die entstehende Form in etwa der eines halben Rotationsellipsoids entsprach. Das Volumen der im Modell dargestellten Halbkaverne betrug ca. 5400 m³.

4 Voruntersuchungen

4.1 Allgemeines

Zunächst wurde ein umfassendes Programm an Voruntersuchungen mit einer Vielzahl von Fallstudien durchgeführt. Diese dienten der Identifizierung eines optimalen Modellierungsansatzes, der hinsichtlich der Deckgebirgsmobilität und der daraus resultierenden Verschiebungsbeträge und –raten an der Südflanke und der berechneten Spannungen und Schädigungen eine bestmögliche Übereinstimmung mit den Resultaten der Standortüberwachung erzielen sollte.

Untersucht wurden sowohl Modellierungsansätze, die eine differenzierte Deckgebirgslithographie bei gleichzeitiger Initialisierung diskreter Fluiddrücke verwenden, als auch Ansätze, die eine homogene Deckgebirgslithographie ohne diskrete Fluiddruckwirkung integral über reduzierte Festigkeitsparameter berücksichtigen. Beide Ansätze werden in diesem Kapitel ausführlich erläutert.

Weiterhin werden die in den unterschiedlichen Ansätzen zur Modelljustierung herangezogenen Kalibrierungsgrößen vorgestellt und am Ende des Kapitels die in den Studien gewonnenen Erkenntnisse zusammenfassend dargelegt.

4.2 Modellierung des Deckgebirges

Modellierungsansatz mit differenzierter Lithographie und diskret modellierten Fluiddrücken

Es musste berücksichtigt werden, dass ein nachlassender Tragwiderstand im Abbausystem der Südflanke mit einem zusätzlichen Lastabtrag auf das unmittelbare Deckgebirge verbunden ist, der auch dort zu Festigkeitsüberschreitungen führt. Das Deckgebirge besitzt zumindest lokal in unmittelbarer Nähe zum Bergwerk entsprechend der ingenieurgeologischen Befunde einen hohen Durchtrennungsgrad mit geringen Gebirgsfestigkeiten. Infolge der triaxialen Einspannung im Gebirge sind die Trennflächen zusammengepresst (überwiegend auch mineralisiert) und der effektive Porenraum in den Trennflächen ist gering. Gemäß den hydraulischen Modellannahmen wird von einer Sättigung der interkonnektiven Transportpfade in den Trennflächen und Porenräume in der Gesteinsmatrix mit Deckgebirgslösung ausgegangen. Da mit dem nachlassenden Tragwiderstand im Abbausystem der Südflanke durch Kriechbrüche und Entfestigung ein zusätzlicher Lastabtrag auf das unmittelbare Deckgebirge verbunden ist, muss bei der geringen Gebirgsfestigkeit von einer schrittweisen Öffnung der geschlossenen und mineralisierten Trennflächen und damit einer Erhöhung des effektiven Porenraumes ausgegangen werden. In der logischen Konsequenz ergibt sich ein Zusam-

menhang zwischen dem effektiv wirksamen Durchtrennungsgrad und der mechanischen Wirkung der Deckgebirgslösung im Gebirge. Es wird vorausgesetzt, dass der Lastabtrag auf das unmittelbare Deckgebirge, verbunden mit einer Entspannung und Bewegung in Richtung Südflanke, eine Öffnung der Trennflächen und eine weitere Erhöhung des effektiven Durchtrennungsgrades nach sich zieht. Die hydraulisch-mechanischen Konsequenzen sind plausibel, wenn man sich eine einzelne Trennfläche vorstellt, in der ein Lösungsdruck wirkt (tatsächlich sind Trennflächen in unterschiedlichen Raumrichtungen angelegt und untereinander verbunden): Solange wie noch Materialbrücken existieren, kann der Lösungsdruck nur partiell auf der Oberfläche wirken und die resultierende Kraftwirkung ist verringert. Die Trennfläche wird noch teilweise über die Materialbrücken zusammengehalten. Mit steigendem effektivem Durchtrennungsgrad erhöhen sich die resultierende Kraftwirkung und damit die hydraulisch bedingte mechanische Beanspruchung des Gebirges. Es kommt zur weiteren Öffnung ursprünglich nur angelegter und noch geschlossener Klüfte, teilweise auch zur Neubildung von Rissen, und damit zu einer Verringerung des Zusammenhaltes und der Eigentragsfähigkeit der Gebirgsschichten.

Das Ansteigen des effektiven Durchtrennungsgrades bzw. der Verlust von lastabtragenden Materialbrücken erhöht die Fläche, auf der ein Lösungsdruck wirken kann. Bei einem effektiven Durchtrennungsgrad $\ll 1$ bzw. einer geringen effektiven Porosität im Gebirge (Summe aus interkonnektivem Porenraum in den Trennflächen und in der Gesteinsmatrix) können entsprechend dieser Hypothese auch schon vorher eine vollständige Sättigung vorliegen und ein hydraulischer Druck entsprechend der anstehenden Gradienten wirken, die Wirkung des hydraulischen Druckes ist jedoch noch vernachlässigbar klein. Das bedeutet, das Deckgebirge kann auch vor der Auffahrung des Bergwerkes schon fluidgefüllte Poren und Klüfte besitzen und muss nicht vollständig „trocken“ sein. Unter diesen Modellannahmen muss für die in den 80er Jahren einsetzende hydraulische Wirkung kein Zuflussweg nachgewiesen werden, sondern es werden, eine ständige Sättigung und nachfließende Deckgebirgslösung vorausgesetzt, nur die mechanisch am stärksten beanspruchten Deckgebirgsbereiche mit hydraulischen Drücken beaufschlagt.

Für FLAC wurde ein Unterprogramm geschrieben, welches fortlaufend im Berechnungsablauf die im Deckgebirge erreichten Scherdeformationen abfragt und bei Erreichen des aus dem Laborversuch bekannten kritischen Betrages eigenständig Fluiddrücke in Höhe des hydraulischen Gradienten (Teufe 25 bis 200 m = 9,81 kPa/m, Teufe > 200 m = 11,77 kPa/m) initialisiert. Dabei ist es notwendig, die hydraulischen Drücke allmählich in Abhängigkeit von der erreichten Materialschädigung aufzubauen. In Bezug auf den effektiven Durchtrennungsgrad von Klüften oder in Scherbändern wird die Wichtung des Fluiddruckes über einen

„Wirkfaktor für strukturelle Integrität WF“ gesteuert. Der Wirkfaktor wird in Rückrechnungen bestimmt und der angesetzte Fluiddruck bewirkt eine Mobilitätserhöhung.

Eine detaillierte Begründung des Modellkonzeptes ist in der Tragfähigkeitsanalyse in [4] nachzulesen.

In diesem Modellierungsansatz wurden die Möglichkeiten einer Modellierung der Festigkeitsanisotropie, die das ‚Ubiquitous Joint‘ Stoffgesetz bietet, genutzt und damit das Deckgebirge transversalisotrop elasto-plastisch beschrieben. Die Festigkeitsanisotropie war bankrecht ausgerichtet. Die in Kapitel 3.3 aufgeführten Gesteinsschichten wurden, besonders im Bereich der Südflanke, sehr genau abgebildet, in weiter entfernten Bereichen jedoch zum Teil vereinfacht dargestellt.

Grundlage der Festigkeitsbeschreibung des Deckgebirges bildete das Kataster der gesteinsmechanischen Daten und Parameter für den Standort Asse [2]. Im Rahmen der im Festigkeitskataster dargelegten Untersuchungen wurden an Gesteinsprüfkörpern des Buntsandsteins und Muschelkalks elastische Kennwerte sowie die Festigkeitsparameter Kohäsion c und Winkel der inneren Reibung Φ bestimmt. Die Festigkeitsparameter wurden mit Hilfe von Triaxialversuchen und direkten Scherversuchen ermittelt. Im Bericht werden neben den Parametern für die Spitzenfestigkeit auch Parameter für die Restfestigkeit angegeben. Im Deckgebirgsmodell wurden die Restfestigkeitsparameter, die aus den Triaxialversuchen gewonnen wurden, für die Gebirgsmatrix (Gestein) angesetzt. Die Restfestigkeitsparameter, die aus den direkten Scherversuchen abgeleitet wurden, wurden im Modell zur Beschreibung der Festigkeit der Schichtung verwendet.

Da die Untersuchungen nur bei Manteldrücken bis zu einer Einspannung von $\sigma_3 > 7,5$ MPa ($so1 - so4$, $mu - mo$, su) bzw. $\sigma_3 > 4$ MPa ($so1A$) durchgeführt wurden, werden die aus dem Bericht entnommenen Festigkeitsparameter im Modell ebenfalls nur bei entsprechenden Einspannungszuständen angesetzt, d.h. im Bereich $\sigma_3 > 7,5$ MPa bzw. $\sigma_3 > 4$ MPa. Im unteren Einspannungsbereich wird die Bruchgerade unter der Annahme festgelegt, dass für den angesetzten Restfestigkeitsbereich das Material unter einaxialer Beanspruchung keine Kohäsion besitzt (Tab. 4.1 und Tab. 4.2).

Tab. 4.1 Stoffparameter Dichte ρ , Kompressions-
und Schermodul K und G der Gesteinsschichten

| Gesteinsschicht | Stoffparameter | | |
|--------------------------------|----------------|------------|--------------------------------|
| | K [GPa] | G [GPa] | ρ [kg/m ³] |
| Keuper k | 16 | 9,6 | 2350 |
| Jura j | 16 | 9,6 | 2350 |
| Kreide kr | 16 | 9,6 | 2350 |
| Hutgestein | 4,7 | 2,8 | 2340 |
| Rötanhydrit so1A | 12,5 | 5,8 | 2750 |
| Oberer Buntsandstein so2 - so3 | 12,5 | 10 | 2500 |
| Oberer Buntsandstein so4 | 19,8 | 9,1 | 2500 |
| Unterer Buntsandstein sm - su | 19,8 | 9,1 | 2340 |
| Oberer Muschelkalk mo1 – mo2 | 18 | 13 | 2470 |
| Mittlerer Muschelkalk mmNa | 22,8 | 10 | 2200 |
| Unterer Muschelkalk mu | 21 | 13,3 | 2490 |
| Residualgebirge mmRes | 22,8 | 10 | 2300 |
| Steinsalz | 16,66 | 10 | 2170 |
| Carnallitit | 20,5 | 7,4 | 1870 |

Tab. 4.2 Stoffparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ der Gesteinsschichten

| Gesteinsschicht | Stoffgesetz | Stoffparameter | | | | | | | |
|-------------------------|-------------------------------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| | | C_1 [MPa] | Φ_1 [°] | C_2 [MPa] | Φ_2 [°] | C_{j1} [MPa] | Φ_{j1} [°] | C_{j2} [MPa] | Φ_{j2} [°] |
| Keuper k | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 10 | 35 | - | - | 3 | 31 | - | - |
| Jura j | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 10 | 35 | - | - | 3 | 31 | - | - |
| Kreide kr | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 10 | 35 | - | - | 3 | 31 | - | - |
| Hutgestein | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 2,2 | 25 | - | - | 1 | 23 | - | - |
| Rötanhydrit so1A | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 47,3 | 3 | 35 | 0 | 30 | 0,3 | 28 |
| Buntsandstein so2 - so3 | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 34 | - | - | 0 | 31,5 | 0,3 | 27 |
| Buntsandstein so4 | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 42 | 3 | 34 | 0 | 42 | 1,9 | 22 |
| Buntsandstein sm - su | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 41,6 | 3,5 | 32 | 0 | 22,8 | 1 | 18 |
| Muschelkalk mo1 – mo2 | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 51,2 | 7 | 38 | 0 | 36 | 1 | 31 |
| Muschelkalk mmNa | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 39 | 4 | 27 | 0 | 39 | 2 | 15 |
| Muschelkalk mu | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 47,7 | 5 | 37 | 0 | 33,5 | 1,8 | 24 |
| Residualgebirge mmRes | elasto-plastisch (ubiquitous joint) | 0 | 39 | 4 | 27 | 0 | 39 | 2 | 15 |

Die Grundlage für die generalisierte strukturgeologische Modellierung stellte das vom Auftraggeber übergebene geologische Modell dar.

Der stratigraphische Aufbau der Deckgebirgsschichten ist in Anlage 4 und in einem Detailausschnitt in Anlage 3 dargestellt. Die Schichten waren wie folgt berücksichtigt:

- Rötanhydrit (so1A);
- Oberer Buntsandstein (die Schichten so2 und so3 wurden zusammengefasst, während der so4 einzeln dargestellt war);
- Unterer und Mittlerer Buntsandstein (su und sm) wurden zu einer Schicht su zusammengefasst;
- Unterer und Mittlerer Muschelkalk (mm und mu) wurden zu einer Schicht mu zusammengefasst;
- Residualgebirge mmRes und mmNa;

- Oberer Muschelkalk (die Schichten mo1 und mo2 wurden zu einer Schicht zusammengefasst);
- Untere bis Obere Keuper (ku bis ko) (durchgehend zu einer Schicht zusammengefasst);
- Hutgestein.

Die Schichten des Jura und Kreide sind in der Gesamtmodell Darstellung in Anlage 1 zu sehen.

Im südlichen Nebengebirge wurden unterhalb einer Teufe von 1000 m die einzelnen Schichten des Oberen Buntsandsteins sowie der Untere bis Obere Muschelkalk aus Gründen der Modelleffizienz jeweils zu einer Schicht mit entsprechend angepassten stofflichen Parametern zusammengefasst.

Modellierungsansatz mit homogener Lithographie ohne diskrete Fluiddrücke

In diesem Modell sollte untersucht werden, ob auch mit einer Deckgebirgsmodellierung ohne Initialisierung von Fluiddrücken eine Übereinstimmung der berechneten Deckgebirgsverschiebungen mit den In-situ-Messwerten erreicht werden kann. Die beobachtete Mobilität des Deckgebirges, insbesondere Mitte der 80er Jahre, musste deshalb allein durch Festigkeitsüberschreitungen ohne Anwendung des Effektivspannungskonzeptes im Deckgebirge verursacht werden. Zur Erreichung der notwendigen Mobilität des Deckgebirges wurden dafür die Gesteinsfestigkeiten aus [2] unter Verwendung von ingenieurgeologischen Abminderungsverfahren (siehe [4]) reduziert. Die Abminderungsverfahren beinhalten Maßzahlen für die hydraulische Wirkung von Wässern oder Lösungen, so dass die Wirkung von Lösungsdrücken in diesem Ansatz integral berücksichtigt werden konnte. Bei der teilweise gravierenden Reduzierung der Gesteins- auf die Gebirgsfestigkeiten war eine Festigkeitsdifferenzierung der einzelnen Deckgebirgsschichten nicht mehr begründbar und deshalb wurde, bis auf die Störungszonen, ein homogen-isotropes Deckgebirge angenommen.

Die Begründung für die niedrigen Gebirgsfestigkeiten leitet sich auch aus dem ingenieurgeologischen Befund der Mitte der 80er Jahre gestoßenen Tiefbohrungen Remlingen 5 bis 9 ab. In [4] ist bezüglich der zum Bergwerk nächstgelegenen Bohrung Remlingen 6 folgendes ausgeführt:

- Die Kluffanalysen und hydrologischen Befunde vermitteln den Eindruck eines in der geologischen Geschichte stark beanspruchten unmittelbaren Deckgebirges, dem bei bergbaulichen Überzugswirkungen aus dem Grubengebäude geringe Steifigkeiten und infolge des hohen Durchtrennungsgrades auch geringe Gebirgsfestigkeiten zuzuordnen sind.
- Die Kluffanalyse aller Remlingen-Tiefbohrungen ergab ein stark ausgeprägtes Maximum antithetischer Klüfte mit einem Einfallen von etwa 30° nach NE.
- Mittels Festigkeitsversuchen an den untersuchten Ton-, Mergel-, Kalk- und Sandsteinen der Tiefbohrungen zeigte sich, dass diese sehr unterschiedlich ausgebildet sind und eine ausgeprägte Schichtung aufweisen. Die Schichtung ist durch Materialwechsel und Ablösungen an den Schichtflächen erkennbar. Zum Teil sind Schichtfugen vorhanden oder Tone in den Schichtebenen angereichert. Besonders bei den Wellenkalken haben auch Kalkkonkretionen und Zementationen zur Verbindung der Schichtfugen beigetragen. Die Bruchflächen lagen bevorzugt parallel zu den Schichtflächen orientiert und waren bei tonigem Schichtbelag glatt bzw. bei Schichtflächen ohne Zwischenmittel rau.
- Die Spülungsverluste in der Bohrung summierten sich auf etwa 1.370 m³. Die hydraulische Leitfähigkeit der einzelnen Gebirgsschichten ist dabei sehr unterschiedlich und als Folge von Geringleitern (Aquitarde) und Leitern (Aquifere) aufzufassen.

Zur Reduzierung der Festigkeiten aus den festen und intakten Bereichen auf die tatsächliche Gebirgsfestigkeit werden in der Ingenieurgeologie unterschiedliche Gefügeklassifikationsmethoden verwendet [11] [12]. Allen Methoden ist eigen, dass sie auf Basis der Felsblockgröße oder der Zerlegung eines Kernmarsches, der Gesteinsfestigkeit, der Festigkeit und Beschaffenheit der Trennflächen (Anzahl, Abstand, Durchtrennungsgrad, Rauigkeit), der minimalen Druckeinspannung im Gebirge sowie diverser Reduktionsfaktoren, z.B. infolge der Wasserrwirkung, eine Bewertung des Gebirges vornehmen, wobei die Kombinationen der Einflussfaktoren bei den einzelnen Klassifikationen variieren. In Anlage 5 bis Anlage 7 wird am Beispiel des Rötanhydrits gezeigt, wie die Katasterfestigkeit unter Anwendung des Hoek-Brown-Kriteriums auf die Gebirgsfestigkeit abzumindern ist.

Abgesehen von den mit Prüfkörpern belegten Gebirgsbereichen muss berücksichtigt werden, dass infolge des nicht vollständigen Kernausholens aus den stark gestörten Bereichen der Erkundungsbohrungen im südlichen Deckgebirge und der Verwitterung der toniger Zonen im Kernlager eine automatische Selektion zugunsten der festen und intakten Bohrkerne für das Festigkeitskataster stattgefunden hat.

Wie oben ausgeführt, ist es gerechtfertigt, die Richtung der Festigkeitsanisotropie des ‚Ubiquitous Joint‘ Stoffgesetzes entweder an der bankparallelen sedimentationsbedingten Schichtung oder der bankrecht orientierten, durch den Salzaufstieg entstandenen, Trennflächenschar auszurichten. In allen Rechenfällen, bei denen dieser Stoffansatz Anwendung fand, wurde zur Gewährleistung einer hohen Deckgebirgsmobilität eine bankrechte Orientierung festgelegt. In der Voruntersuchung des Modellierungsansatzes mit homogener Lithographie ohne diskrete Fluiddrücke wurde ein homogen-isotropes Deckgebirge angenommen und kein ‚Ubiquitous Joint‘ Stoffgesetz verwendet. Auch diese Festlegung machte die deutliche Reduzierung der Gebirgsfestigkeit erforderlich.

4.3 Kalibrierung des Modells

In den Fallstudien im Rahmen der Voruntersuchungen dienten unterschiedliche Parameter anhand der gemessenen Verschiebungen (siehe Kapitel 6.3) der Kalibrierung des Modells: Die kritische Scherdeformation und der hydraulische Wirkfaktor für strukturelle Integrität waren direkte Bestandteile des in der Programmiersprache FISH geschriebenen Unterprogramms zur Steuerung der Fluiddrücke im ersten Modellierungsansatz. Die auch in situ beobachteten Schwebenbrüche stellten eine weitere Möglichkeit zur Kalibrierung der Modellreaktionen dar. In einem alternativen Modellierungsansatz, in dem überprüft wurde, ob die Mobilität des Deckgebirges auch ohne diskrete Modellierung von Fluiddrücken erreicht werden kann, diente, zusätzlich zu den Schwebenbrüchen, eine Durchfeuchtung von Bereichen des Steinsalzes der Südflanke als Steuerungsgröße.

Kritische Scherdeformation

Abhängig vom Durchtrennungsgrad des an der Südflanke anstehenden Deckgebirges wurden Fluiddrücke in die betroffenen Bereiche der Deckgebirgsschichten eingeschrieben. Die für diesen Zweck programmierte FISH-Routine überprüfte regelmäßig, gekoppelt an die Zeitschritte der Berechnung, die akkumulierte Scherdeformation jedes Elements der Schichten Rötanhydrit (so1A) bis Oberer Muschelkalk (mo1-mo2) und initialisierte bei Überschreitung des als kritische Grenze definierten Wertes und gleichzeitiger Verletzung des Minimalspannungskriteriums in der betroffenen Zone einen dem anstehenden Gradienten (Teufe 25 bis 200 m = 9,81 kPa/m und Teufe > 200 m = 11,77 kPa/m) entsprechenden hydraulischen Druck .

Wirkfaktor für strukturelle Integrität (WF)

Der Fluiddruck wird auf Basis der hydraulischen Druckhöhe berechnet und multipliziert mit dem sogenannten Wirkfaktor für strukturelle Integrität. Es handelt sich hierbei um einen Abminderungsfaktor für den Fluiddruck entsprechend des zur Verfügung stehenden Porenraumes bzw. Rissinventars als Angriffsfläche für einen hydraulischen Druck. Da der tatsächliche Durchtrennungs- bzw. Auflockerungsgrad unbekannt ist, wird der Wirkfaktor WF als Kalibrierungsparameter verwendet, der bis zur bestmöglichen Übereinstimmung mit den Messergebnissen der Standortüberwachung angepasst wurde.

Schwebenbrüche

Eine weitere Einflussgröße sind die in situ zwischen den Jahren 1978 und 1998 verzeichneten Schwebenbrüche. Da es sich bei dem vorliegenden dreidimensionalen Modell um ein Streifenmodell handelt, das die Abbaufolge jeweils einer ganzen Sohle repräsentiert, können die zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf einer Sohle beobachteten Schwebenbrüche nicht eindeutig zugeordnet werden. Weiterhin ist zu beachten, dass die in situ noch verkeilten Schwebenbruchstücke mit einer mehr oder wenigen ebenen Schwebensohle kaum noch Last abtragen, das Bruchereignis (der Schwebenfall) jedoch als solches noch nicht registriert worden ist. Der Schwebenbruch wurde deshalb im Modell zu einem mittleren Zeitpunkt umgesetzt, der repräsentativ für die Beobachtungen auf der gesamten Sohle ist.

Es wurden nur so viele Elemente einer Schwebenbrüche gelöscht, dass ein Ring bestehen blieb. Aus diesem wurden im weiteren Berechnungsverlauf, nach visueller Überprüfung, weitere stark deformierte Elemente entfernt. Diese Entfernung stark deformierter Elemente ist wichtig für den Erhalt der Stabilität des Rechenprozesses und gerechtfertigt, da diese Teile in situ ohnehin herausbrechen würden.

Durchfeuchtung

Eine Durchfeuchtung von Steinsalzbereichen bewirkt eine um den Faktor 5 reduzierte Maxwell-Viskosität und demzufolge eine um denselben Faktor erhöhte stationäre Kriechrate. Da an lokalen Stellen im Grubengebäude von einem Deckgebirgslaugeneinfluss auszugehen ist, ergibt sich damit auch über diese grundsätzliche Reaktion die Möglichkeit einer Modellkalibrierung. Unter Verwendung einer in FISH geschriebene Routine wird in Fallstudien geprüft, ob die resultierenden Modellzustände und –reaktionen der In-situ-Situation entsprechen. Um eine Durchfeuchtung zu simulieren, wurden den identifizierten Zonen die entsprechenden

Parameter für intaktes feuchtes Steinsalz oder feuchtes Steinsalz im Restfestigkeitsbereich zugewiesen [4].

4.4 Darlegung der Berechnungsergebnisse der Voruntersuchungen

4.4.1 Modellierung der differenzierten Lithographie mit diskreten Fluiddrücken im Deckgebirge

Die Ergebnisse der Fallstudien zur Modellierung einer differenzierten Deckgebirgslithographie mit Festigkeitsparametern entsprechend des gesteinsmechanischen Katasters (lediglich den Störungen waren reduzierte Festigkeiten zugewiesen worden) und einer automatischen Initialisierung diskreter Fluiddrücke sowie die verwendeten Kalibrierungsgrößen sind in Tab. 4.3 im oberen Teil stichpunktartig zusammengefasst.

In diesen Modellrechnungen war eine große Bandbreite an Parametern untersucht worden (Kritische Scherverformung KS zwischen 1 und 6 ‰ und Wirkfaktoren WF zwischen 0,2 und 1,0). Eine Abhängigkeit zwischen kritischer Scherverformung KS und Wirkfaktor WF konnte bei diesem Modellierungsansatz nicht gefunden werden, so dass der Wirkfaktor während der Berechnung laufend angepasst werden musste. Da die regulierenden Eingriffe nur für eine kurze Zeitspanne die Übereinstimmung zwischen Rechenergebnissen und Messwerten gewährleisten, wäre nur eine kurzzeitige Prognose zukünftiger Entwicklungen möglich. Weiterhin entsprach die Form der berechneten Senkungsmulde nicht der in situ beobachteten, da ein zweites Senkungsmaximum im Norden ausgewiesen wurde und die Senkungen im südlichen Maximum zum Zeitpunkt 2005 wurden um den Faktor 7 überschätzt.

Eine erhöhte Mobilität wurde im Deckgebirge nur bis zum Mittleren Muschelkalk (mm) erzeugt. Generell führten Festigkeitssprünge an den Schichtgrenzen dazu, dass sich Scherbänder bevorzugt an solchen Stellen ausbildeten.

Für alle Modelle gilt, dass es bei den Auffahrungen des Tiefenaufschlusses lediglich zu lokal begrenzten Spannungsumlagerungen kam, die keinerlei Auswirkungen auf die Deckgebirgsverschiebungen an der Südflanke zeigten.

Hinsichtlich der ausgewiesenen Tragwirkung im Deckgebirge, der Schädigungen sowie der Spannungsverteilung im Tragsystem des Grubengebäudes konnte die Tragfähigkeitsanalyse [4] bestätigt werden. Dahingegen stimmten die berechneten Verschiebungsbeträge auf der 553- und der 700-m-Sohle nicht mit dem In-situ-Befund überein, sondern lagen darunter. Vermutlich stand dies im Zusammenhang mit der begrenzten Mobilisierung des südlichen Deckgebirges.

Allen Modellrechnungen war eine hohe Sensitivität schon bzgl. geringfügiger Änderungen in der Parametrisierung eigen, was auf ein Tragsystem im Grenzzustand schließen lässt.

4.4.2 Modellierung der homogenen Lithographie ohne diskrete Fluiddrücke im Deckgebirge

In Tab. 4.3 sind im unteren Teil die Ergebnisse der Modellrechnungen sowie die verwendeten Festigkeits- und Kalibrierungsparameter zusammengefasst.

Bei einer Serie von Fallstudien wurde die beste Anpassung des Modells mit stark abgesenkten Deckgebirgsfestigkeiten ($c = 0,1 \text{ MPa}$ und $\Phi = 18^\circ$, bzw. im Bereich der Störungen $c = 0,1 \text{ MPa}$ und $\Phi = 17^\circ$) erzielt.

Eine in diversen Fallstudien durchgeführte schrittweise Angleichung der Festigkeitsparameter der unterschiedlichen Gesteinsschichten reduzierte die Anlage von Scherbändern, so dass auch weiter entfernte Bereiche des südlichen Deckgebirges mobilisiert wurden. Der Verschiebungsbetrag sowie die –raten entsprachen den Messwerten.

Die Form der Senkungsmulde stimmte sehr viel besser mit dem In-situ-Befund überein. Die Senkungen waren jedoch im Maximum immer noch um den Faktor 6 zu groß berechnet. Die Steifigkeit des Carnallits wurde erhöht und dadurch an der Nordflanke berechneten Setzungen entgegengewirkt, so dass sich kein zweites Senkungsmaximum mehr im Norden bildete. Die das sekundäre bzw. stationäre Kriechen bestimmende Maxwell-Viskosität wurde bei den Berechnungen dabei um den Faktor 100 höher gesetzt als der in [4] in den Laborversuchen ermittelte Wert. Eine solche Anpassung von Kriechparametern aus Laborversuchen bis zur Übereinstimmung der Modellergebnisse mit In-situ-Messwerten ist in der Gebirgsmechanik üblich und hängt vom konkreten Modellaufbau und seiner Vernetzung ab.

Auch in diesen Modellrechnungen konnten infolge der Auffahrungen des Tiefenaufschlusses keine Auswirkungen auf andere Teile des Grubengebäudes festgestellt werden.

Während die ausgewiesene Tragwirkung sowie die Spannungsverteilung wiederum gute Übereinstimmungen mit der Tragfähigkeitsanalyse zeigten, waren die Schädigungen in den Pfeilern und Schweben zu klein. Bei der Modellanpassung über das Feuchtekriechen infolge der Deckgebirgslösungen wurden zu große Bereiche der Südflanke mit einem Feuchtekriechen beaufschlagt. Dieser Befund stimmte nicht mit den Beobachtungen im Tragsystem an der Südflanke überein. Die bereits in 4.4.1 beschriebene hohe Sensitivität trat auch bei diesen Voruntersuchungen in Erscheinung.

Tab. 4.3 Ergebnisse der Voruntersuchungen

| <i>Vergleich der Fallstudien</i> | | | |
|--|--|--|--|
| <i>Merkmale</i> | <i>Deckgebirge</i> | <i>Kalibrierung</i> | <i>Fazit</i> |
| Fallstudien mit automatischer Initialisierung diskreter Fluiddrücke im Deckgebirge | <p>Modellierung einer differenzierten Lithographie</p> <p>Festigkeitsparameter innerhalb der Katasterbandbreite</p> <p>Kluftcharakterbankrecht zu Salzstock definiert</p> <p>Störungen mit reduzierten Parametern</p> | <p>Wirkfaktor für strukturelle Integrität (WF) im Deckgebirge</p> <p>kritische Scherdeformation im Deckgebirge</p> <p>Größe der Schwebenbrüche im Tragsystem der Südflanke</p> <p>(in diversen Fallstudien KS zw. 1 und 6 ‰ und WF zw. 0,2 und 1,0 untersucht)</p> | <p>Senkungen an Tagesoberfläche (TO) (2005) stark überschätzt (Faktor 7), Senkungsmulde falsche Form</p> <p>Verschiebungsbetrag nicht ganz erreicht</p> <p>WF musste angepasst werden → wenig prognosesicher</p> <p>hohe Sensitivität des Gesamtsystems</p> <p>Tiefenaufschluss ohne Einfluss auf Südflanke</p> <p>Aktivierung einer Bewegung im Deckgebirge nur bis zum mm möglich</p> <p>Schädigungen, Tragwirkung, Spannungsverteilung wie Tragfähigkeitsanalyse</p> <p>gute Übereinstimmung mit In-situ-Befund hinsichtlich Schädigung, Spannungsverteilung und Pfeilerverformung im Carnallitbaufeld</p> |
| Fallstudien ohne Initialisierung eines Fluiddrucks im Deckgebirge | <p>bei homogenisotroper Beschreibung des Deckgebirges Festigkeiten stark reduziert (große Bandbreite an Festigkeiten untersucht, beste Ergebnisse mit $c=0,1 \text{ MPa}$ $\phi=18^\circ$, Störungen $\phi=17^\circ$)</p> | <p>Wirkung einer Durchfeuchtung im Tragsystem der Südflanke</p> <p>Größe der Schwebenbrüche im Tragsystem der Südflanke</p> | <p>durch Homogenisierung der Deckgebirgsfestigkeiten weiträumigere Aktivierung des Deckgebirges erreicht</p> <p>Senkungen an TO um Faktor 6 zu groß</p> <p>Verschiebungsbetrag in Rechnung sehr gut nachvollzogen, ebenso Verschiebungsraten</p> <p>Schädigungen entsprechen nicht In-situ-Befund (zu klein)</p> <p>Tiefenaufschluss ohne Einfluss auf Südflanke</p> <p>hohe Sensitivität des Gesamtsystems</p> <p>Tragwirkung, Spannungsverteilung wie in Tragfähigkeitsanalyse</p> <p>gute Übereinstimmung mit In-situ-Befund hinsichtlich Schädigung, Spannungsverteilung und Pfeilerverformung im Carnallitbaufeld</p> |

Insgesamt ist aus den Voruntersuchungen zu schlussfolgern, dass beide Modellierungsansätze für eine Prognose der gebirgsmechanischen Entwicklungen bis zum Ende der Betriebsphase und eine weitere rechentechnische Begleitung der Schließungsmaßnahmen aus folgenden Hauptgründen (detaillierte Begründung in Tabelle 4.3) nicht verwendet werden können:

- Der Ansatz mit differenzierter Deckgebirgslithographie und diskreten Lösungsdrücken entsprach zwar weitgehend dem 2D-Modell der Tragfähigkeitsanalyse und bestätigte diese Resultate, die Modellkalibrierung mittels der Wirkfaktoren für strukturelle Integrität im Deckgebirge ist aber jeweils nur für einen Modellzeitraum von wenigen Jahren gültig. Danach weichen die berechneten Deckgebirgsverschiebungen wieder von den In-situ-Messwerten ab und es muss erneut angepasst werden. Diese hohe Sensitivität gewährleistet nur für einen kurzen Zeitraum die Prognosesicherheit zukünftiger gebirgsmechanischer Entwicklungen.
- Im Ansatz mit homogener Deckgebirgslithographie ohne Lösungsdrücke im Deckgebirge wird die Modellkalibrierung über gebirgsmechanische Reaktionen im Grubengebäude gesteuert. Diese Kalibrierung ist bei weitem stabiler (muss nicht permanent adaptiert werden), die Gebirgsmechanik im Bergwerk ist auf Basis der Gesteinsuntersuchungen und In-situ-Beobachtungen wesentlich besser belegt und die generelle Übereinstimmung mit den Daten der Standortüberwachung ist besser. Es ist deshalb folgerichtig, die homogene Deckgebirgslithographie auch bei der weiteren Modellentwicklung beizubehalten. Da die Gesteinsfestigkeiten des Katasters [2] weiterhin signifikant auf Gebirgsfestigkeiten reduziert werden müssen, ist eine Differenzierung ohnehin nicht mehr begründbar.

Damit das Deckgebirge in den folgenden Modellen ausreichend mobil ist und den sich ändernden Tragwiderständen des Abbausystems an der Südflanke unmittelbar folgen kann, werden im Deckgebirge wieder Fluiddrücke (deren Existenz durch den Lösungszutritt belegt ist) angesetzt. Diese sollen eine „Grundbeweglichkeit“ gewährleisten, die Nachgiebigkeit des Gesamtsystems Bergwerk/Deckgebirge wird jedoch über die Entfestigungs- und Schädigungsprozesse in der Südflanke gesteuert, dessen Übereinstimmung mit den In-situ-Befunden im Folgenden verbessert wird.

5 Berechnung des Grundspannungszustandes

5.1 Allgemeines zur Berechnung des Grundspannungszustandes

Der Grundspannungszustand repräsentiert den Ausgangszustand des zu untersuchenden Hohlraumproblems und besitzt damit eine wesentliche Bedeutung für die bei der Modellierung der bergmännischen Hohlraumauffahrungen, des Versatzeinbringens und der Schließungsmaßnahmen initiierten Verformungen und Spannungen. Bei der vorhandenen Sattelstruktur ist vorauszusetzen, dass sich der ursprüngliche homogene Grundspannungsaufbau nach der Ablagerung entsprechend der Wichte und Mächtigkeit der Gesteinsschichten verändert hat. Im Rechenmodell kann zwar nicht die geologische Geschichte des Standortes mit den einhergehenden Spannungsänderungen, Festigkeitsüberschreitungen und der Bildung von tektonischen Elementen nachvollzogen werden, der Modell-Ausgangszustand muss aber diese Geschichte in seiner gebirgsmechanischen Reaktivität beinhalten und abbilden.

Nach der initialen Vorgabe eines aus der Wichte und Teufe der Schichten resultierenden Spannungszustandes ist es in einer zeitaufwendigen Rechnung notwendig, unter Einschaltung der Kriechansätze im Salinar eine „Modellsetzung“ zu berechnen, während der ein Spannungsausgleich zwischen dem kriechfähigen Salinar und dem elasto-plastisch reagierenden Deckgebirge simuliert wird. Nach der „Modellsetzung“ werden alle im Rechenmodell generierten plastischen Deformationen eliminiert. Diese waren an die modellmechanischen Ausgleichsprozesse gebunden und besitzen keinen Einfluss auf die sekundären Spannungs- und Verformungsfelder der Hohlraumschaffung.

5.2 Berechnungsergebnisse des 3D-Modells

Die Berechnung des Grundspannungszustandes gilt als abgeschlossen, wenn sich ein ausgeglichener Spannungszustand eingestellt hat. Im Folgenden sind die Ergebnisse der Berechnung des Grundspannungszustandes dargelegt.

Die Berechnung des Grundspannungszustands wurde eingestellt, als im Salzstock nahezu konstante deviatorische Spannungen herrschten. Gleichzeitig waren sämtliche im Nebengebirge aufgetretenen Plastifizierungen zu diesem Zeitpunkt abgeklungen. Der ausgeglichene Spannungszustand war somit erreicht.

Zunächst hatte sich im Deck- und Nebengebirge durch die Belastung aus dem Eigengewicht ein elastischer Spannungszustand eingestellt, wobei die Spannungen nach

$$\sigma_z = \rho \cdot g \cdot z \quad \text{und} \quad \sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z$$

| | | | |
|------|--------|-------------------|----------------------|
| mit: | ρ | Gesteinsdichte | [kg/m ³] |
| | g | Erdbeschleunigung | [m/s ²] |
| | z | Teufe | [m] |
| | ν | Querdehnungszahl | [-] |

berechnet wurden. Die in Richtung des Eigengewichtes wirkenden Vertikalspannungen σ_{zz} sind in Anlage 8 zu sehen.

Die elastisch berechneten horizontalen Spannungen im Deckgebirge sind geringer als die Horizontalspannungen im Salzstock. Infolge des stattfindenden Spannungsausgleichs zwischen dem Salzstock mit rheologischen Eigenschaften (Kriechen) und dem elastischen Deckgebirge kommt es jedoch in der Berechnungszeit zu einer Erhöhung der Horizontalspannungen σ_{xx} im Deckgebirge in unmittelbarer Nähe zum Salzstock (Anlage 9). Der Salzstock wirkt demzufolge ähnlich einer Spannungsrandbedingung auf das Deck- oder Nebengebirge.

In streichender Richtung kommt dieser Prozess nicht zum Tragen und die Beeinflussung durch den Salzstock ist demnach in streichender Richtung (y-Richtung) wesentlich geringer (Anlage 9). Folglich wirkt auch die kleinste Hauptspannung σ_3 in streichender Richtung. Die Spannungsbilder der kleinsten Hauptspannung σ_3 (Anlage 10) und der Horizontalspannung σ_{yy} (Anlage 9) sind nahezu identisch.

Gleichfalls nahezu identisch sind die Vertikalspannung σ_{zz} und die größte Hauptspannung σ_1 (Anlage 10).

Der am Ende der Berechnung im Salz herrschende Spannungszustand mit Deviatorspannungen (Anlage 8), die in der Regel 1,5 MPa nicht überschreiten, entspricht dem Befund in anderen Salzstöcken, in denen Spannungen zwischen 1 und 2 MPa gemessen wurden [3].

In den Anlagen 8 bis 10 sind zur Orientierung die Konturen der Abbaue im Leine- und Staßfurtsteinsalz sowie im Carnallit angegeben. Diese Hohlräume sind jedoch im Modell noch nicht aufgefahren.

5.3 Vergleich mit Berechnungsergebnissen der Tragfähigkeitsanalyse

Der dreidimensional berechnete Grundspannungszustand zeigt gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen einer mit dem Programm *FLAC* durchgeführten zweidimensionalen Berechnung [4]. Die Richtung der streichenden Hauptspannung des 2D-Modells ist zwar genauso wie die Y-Koordinatenspannung des 3D-Modells durch die Lage des Modellschnittes bzw. –streifens vorgegeben, nur im dreidimensionalen Fall existiert aber eine streichende Modellabmessung, in der Spannungen berechnet werden können. Im zweidimensionalen Fall ergibt sich die streichende Hauptspannung aus der Modellannahme des ebenen Deformationszustandes.

Der Vergleich der größten Hauptspannung σ_1 und kleinsten Hauptspannung σ_3 zeigt, dass sich die Ergebnisse beider Modelle bezüglich der Beträge der Spannungen bestätigen (Anlage 11). Im 2D-Modell ist dabei zu beachten, dass zum Vergleich nicht die minimale Hauptnormalspannung im querschlägigen Modellschnitt, sondern die streichende Hauptnormalspannung zum Vergleich verwendet wird.

Im Salinar liegen die minimalen Druckeinspannungen im Niveau des zukünftigen Grubengebäudes mit 10 bis 20 MPa in einem vergleichbaren Einspannungsbereich. Die Unterschiede zwischen streichender und querschlägiger Richtung sind dort marginal. Im unmittelbar an das Salinar angrenzenden Deckgebirge sind in beiden Modellen die querschlägigen Horizontalspannungen auf die Größenordnung des Salinars angehoben (Druckrandbedingung aus dem Salinar), was in streichender Richtung nicht eintritt.

5.4 Schlussfolgerungen

Das Erreichen eines ausgeglichenen Spannungszustandes sowie die Plausibilität der Ergebnisse in Bezug auf Größenordnung und Verteilung der Spannungen belegen die Eignung des numerischen Modells für die Berechnung des Grundspannungszustandes am Standort der Asse.

Die guten Übereinstimmungen der Ergebnisse der dreidimensionalen mit denen der zweidimensionalen Berechnung bestätigen zusätzlich das 3D-Modell und belegen noch einmal die Resultate des 2D-Modells.

6 Rückrechnung der Betriebsphase bis 2006

6.1 Zielstellung

Nach Abschluss der Berechnung des Grundspannungszustandes bestand der nächste Schritt der dreidimensionalen gebirgsmechanischen Modellrechnungen zur Standsicherheitsanalyse des Bergwerkes Asse in der Modellanpassung.

Zu diesem Zweck wurden erneut Parametervariationen untersucht und die Modellreaktionen anhand der In-situ-Messwerte in der Betriebsphase, vornehmlich der Phase beschleunigter Deckgebirgsbewegungen Mitte der 80er Jahre, kalibriert. Zur Überprüfung der Rechnungen wurden vorrangig die Deckgebirgsverschiebungen auf der 553-m- und 700-m-Sohle entsprechend ihrer zeitlichen Entwicklung verwendet. Darüber hinaus erfolgte auch ein Vergleich der berechneten Spannungen und Deformationen sowie der gebirgsmechanischen Reaktionen (Bruchprozesse) im gesamten Grubengebäude mit den Resultaten der Standortüberwachung.

Ein entscheidender Vorteil des 3D-Modells besteht darin, dass nicht nur die Verteilung und der Wirkungsgrad der Fluiddrücke im Deckgebirge, wie zweidimensional in [4] simuliert, sondern auch die Bruch- und Entfestigungsprozesse in den Schweben und Pfeilern und die gegenseitigen Wechselwirkungen zwischen diesen Prozessen abgebildet werden können.

6.2 Erläuterungen zum zeitlichen Ablauf

In Tab. 6.1 sind die Auffahrungszeiträume sowie der zeitliche Verlauf der Versatzmaßnahmen tabellarisch dargestellt. Die Umsetzung im Modell wurde zu den jeweiligen Zeitständen entsprechend realisiert.

Die Auffahrung der Abbaukammern wurde in den Modellrechnungen auf zwei unterschiedliche Arten umgesetzt. Zum einen durch die Belegung der betreffenden Zonen mit einem geeigneten Stoffmodell mit den entsprechenden Parametern eines „Null“-modells, zum anderen durch das Löschen von Elementen. Diese unterschiedlichen Modellkonzepte sind im Rechenprogramm begründet und hängen von den konkreten Netzverzerrungen und der Interface-Logik ab.

Auffahrung simuliert durch Belegung mit entsprechenden Materialparametern:

- Carnallititbaufeld
- Auffahrungen des Tiefenaufschlusses (Strecken und Kaverne)

Auffahrung simuliert durch Löschen von Elementen:

- Abbaukammern an der Südflanke
- Abbaue im Älteren Steinsalz

Die Versatztätigkeit musste dem jeweiligen Fall angepasst simuliert werden:

Im ersteren Fall wurde analog zur Tragfähigkeitsanalyse [4] unter Verwendung der Betriebsunterlage [10] ein spezielles Stoffmodell für Versatzkörper verwendet, mit dem die den Versatz abbildenden Elemente belegt wurden (Stoffmodell Double Yield [6]). In den Bereichen, in denen die Auffahrungen durch Löschen simuliert wurden, kann die Versatzwirkung im Modell über einen konkreten Innendruck modelliert werden, der auf die Kammerstöße und die Kammersohle, nicht aber auf die Kammerfirste wirkt. Der Versatzdruck ergab sich aus der Versatzhöhe (entspricht bei Vollversatz der Kammerhöhe) und der Versatzdichte ρ_V mit:

$$\begin{array}{ll} \sigma_{V, \text{vert}} = h_V \cdot \rho_V \cdot g & \text{Versatzdruck (vertikal)} \\ \sigma_{V, \text{horiz}} = \lambda \cdot \sigma_{V, \text{vert}} & \text{mit } \lambda = 0,5 \quad \text{Versatzdruck (horizontal)} \end{array}$$

Der angesetzte Seitendruckbeiwert $\lambda = 0,5$ lässt sich gleichfalls aus den am IfG Leipzig durchgeführten standortspezifischen Untersuchungen zum Versatzverhalten ableiten (z.B. [5]).

Tab. 6.1 Zeitlicher Ablauf der Auffahrungen und Versatztätigkeit

| Sohle | Auffahrung | Versatzmaßnahme (gemittelt) |
|---------------------|-------------|-----------------------------|
| 490 | 1962 – 1964 | 2004 |
| 511 | 1959 – 1964 | 2003 |
| 532 | 1954 – 1962 | 2002 |
| 553 | 1952 – 1958 | 2001 |
| 574 | 1950 – 1954 | 2000 |
| 595 | 1945 – 1952 | 1999 |
| 616 | 1943 – 1951 | 1998 |
| 637 | 1940 – 1947 | 1997 |
| 658 | 1934 – 1943 | 1992 |
| 679 | 1928 – 1940 | 1991 |
| 700 | 1926 – 1936 | 1993 |
| 725 | 1924 – 1927 | 1989 |
| 750 | 1916 – 1923 | 1981 |
| 725 Na ₂ | 1932 – 1937 | 1984 |
| 750 Na ₂ | 1927 – 1935 | 1982 |
| 775 Na ₂ | 1938 – 1964 | 1983 |
| Carnallitbaufeld | 1909 - 1923 | während Gewinnung versetzt |

6.3 Gemessene Verschiebungen

Aus den gemessenen Absolutverschiebungen [1] konnten die Verschiebungsraten für die Südstöße der Pfeiler auf den Sohlen 553 und 700 m berechnet werden und dienten als Orientierungswerte bei der Kalibrierung der Modellrechnungen.

553-m-Sohle:

- 1972 – 1983 lag die Verschiebungsraten zwischen 10 und 30 mm/a
- 1984 – 1990 Steigerung der Verschiebungsraten auf ca. 160 mm/a
- Rate bis 2003 bei mittleren 157 mm/a

700-m-Sohle:

- Mitte der 80er Jahre bewegte sich die Verschiebungsrate um etwa 40 mm/a
- Mitte der 80er bis Mitte der 90er Jahre Steigerung auf ca. 77 mm/a
- bis 2003 Rückgang auf ungefähr 59 mm/a

Hier sollte berücksichtigt werden, dass die Verschiebungen im Maximum der querschlägigen Verschiebungsmulde gemessen wurden. Die in streichender Richtung näher am westlichen und östlichen Baufeldrand liegenden Baufeldbereiche sind geringeren Verschiebungen ausgesetzt.

Zudem wurde in den Jahren 1981 und 1982 die Schwebenbrüche zwischen der 700- und der 725-m-Sohle unterhalb der zu einer Kammer aufgefahrenen Abbaue 9 und 10 hereingewonnen. Das ist die Lokalität des gewählten querschlägigen Modellschnittes 2, aus der die Messwerte für die Modellüberprüfung bereitgestellt wurden. Eine Überschätzung der Deckgebirgsverschiebungen infolge der lokalen Schwebengewinnung ist deshalb nicht auszuschließen.

6.4 Verwendeter Modellierungsansatz

Das für die Hauptuntersuchung verwendete Modell vereinte die in den Voruntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse und verwendete einen Modellierungsansatz mit einer homogenen anisotropen Beschreibung des Deckgebirges mit Festigkeitsparametern, die mit $c = 4,5 \text{ MPa}$ und $\Phi = 33^\circ$ für die Matrix und $c_j = 0,5 \text{ MPa}$ und $\Phi_j = 22^\circ$ für die bankrecht orientierte Kluft-schar (bankrechte Orientierung im Bereich des Sattels bis Jura im Süden und Keuper im Norden, ansonsten horizontale Schichtung). Die Störungen wurden isotrop mit $c = 0,5 \text{ MPa}$ und $\Phi = 19^\circ$ modelliert. Die verwendeten Festigkeiten liegen innerhalb der Bandbreite der Katasterdaten.

Gleichzeitig wurden im Deckgebirge, automatisch gesteuert, in über Scherdeformationen identifizierten Zonen Fluiddrücke eingeschrieben.

Die in 4.4.2 beschriebene erhöhte MAXWELL-Viskosität des Carnallitits wurde ebenfalls übernommen.

Zur Kalibrierung der Modellreaktionen dienten die Fluiddrücke im Deckgebirge und die Schwebenbrüche entsprechend 4.3.

Eine in der Programmiersprache FISH geschriebenen Subroutine initialisierte in Abhängigkeit von der vorher definierten kritischen Scherdeformation und dem Minimalspannungskrite-

rium in geschädigten Bereichen im Deckgebirge Fluiddrücke. Dabei wurden eine kritische Scherdeformation KS von 4 ‰ und zwei Wirkfaktoren WF von 0,5 (im Bereich vom Rötanhydrit so1A bis einschließlich des Oberen Buntsandsteins so2-so3) und 1,0 (vom Oberen Buntsandstein so4 bis einschließlich des Oberen Muschelkalks mo1-mo2) gewählt. Es ist bemerkenswert, dass die kritische Scherdeformation KS und beide Wirkfaktoren WF während der gesamten Berechnung nicht verändert werden mussten. Die Fluiddruckinitialisierung erfolgte permanent mit der entsprechenden Subroutine.

Zur Feinjustierung dienten die Schwebenbrüche. Hier wurde der letzte Eingriff mit der Simulation von Bruchvorgängen zwischen der 616- und 658-m-Sohle zum Zeitpunkt 1989 vorgenommen. Einzelne Schwebenelemente wurden nach diesem Zeitpunkt nur noch aufgrund zu großer akkumulierter Verformungen und der erreichten Entfestigung entfernt, da sie nur noch unbedeutend am Lastabtrag beteiligt waren und numerische Probleme verursacht hätten. Wie bereits ausgeführt, erwies sich diese Modellkalibrierung über die Schwebenbrüche als sehr „nachhaltig“ und eröffnet die Möglichkeit für belastbare Prognoserechnungen.

6.5 Ergebnisdiskussion

Die für den Südstoß des Pfeilers der 553-m-Sohle berechneten Verschiebungsbeträge stimmen sehr gut mit den Messwerten überein, wie Anlage 12 zu entnehmen ist. Auch die Verschiebungsraten für diese Sohle decken sich gut mit den In-situ-Beobachtungen (Anlage 13). Die in der Modellrechnung für die 700-m-Sohle ausgewiesenen Verschiebungsbeträge sind dagegen leicht überschätzt (Anlage 14). Dieses Ergebnis wurde aus folgenden Gründen akzeptiert: Wäre die Hereingewinnung der Schweben zwischen der 700- und der 725-m-Sohle nicht simuliert worden, wären aufgrund der Widerlagerwirkung im Spannungsgewölbe um die Südflanke auf der 553-m-Sohle zu geringe Verschiebungen berechnet worden. Die korrekte Abbildung des gebirgsmechanisch sensiblen oberen Bereiches der Südflanke wird als wichtiger erachtet und die berechneten Verschiebungsraten auf der 700-m-Sohle liegen trotzdem innerhalb der Bandbreite der Messwerte (Anlage 15).

Durch die bis ins Residualgebirge nach Süden reichenden wirksamen Fluiddrücke (Anlage 16, links) kam es zu großflächigen Überschreitungen der Festigkeiten und dadurch zur Ausbildung eines weitläufigen Stützgewölbes, wie man den Darstellungen der Hauptspannungen entnehmen kann. Die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 sind innerhalb einer etwa 150 m nach Süden reichenden Entlastungszone auf 2,5 bis 7,5 MPa bzw. 1,0 bis 5,0 MPa abgesenkt (Anlage 17 bis Anlage 20, links). Es sind jeweils die totalen Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 und die effektiven (um den Deckgebirgslösungsdruck verminderten) Hauptnormalspan-

nungen $\sigma_{1,eff}$ und $\sigma_{3,eff}$ dargestellt. Im Abbausystem ohne hydraulische Drücke sind zum Zeitpunkt 2006 die totalen und effektiven Spannungen identisch.

Im Ergebnis der viskosen und plastischen Deformationen im Abbausystem ist es bis zur Gegenwart zu Gebirgsspannungsumlagerungen (Lastabtrag) auf das benachbarte südliche Deckgebirge gekommen, wobei die Spannungen in der beschriebenen entlasteten Zone im Nahfeld der Südflanke in der Größenordnung denen des 2D-Modells der Tragfähigkeitsanalyse entsprechen [4]. In den Pfeilerkernen betragen die maximalen Hauptspannungen σ_1 in halber Kammerhöhe größtenteils 16 bis 21 MPa (teilweise auch bis zu 25 MPa), in halber Schwebenhöhe etwa 22 MPa. Die minimalen Hauptspannungen σ_3 wurden in halber Kammerhöhe zu etwa 0 bis 3 MPa und in halber Schwebenhöhe zu ca. 3 bis 6 MPa berechnet. Den dreidimensionalen Verlauf der Hauptspannungen in 3 unterschiedlichen horizontalen Schnittebenen in halber Kammerhöhe kann man den Anlage 21 bis 26, links entnehmen. Man erkennt gut den Lastabtrag um die Kammern herum in die Pfeiler des Tragsystems. Die größte und die mittlere Hauptspannung lagen in der Pfeilerachse, während die kleinste Hauptspannung querschläglich verlief. Die Pfeilerkerne waren hauptsächlich für den Lastabtrag verantwortlich, während sich die Konturbereiche, abhängig vom Schädigungsgrad (siehe nächster Absatz), der Belastung entzogen. Dieser Befund konnte bereits in Auswertung der Submodelle in der Tragfähigkeitsanalyse in [4] ermittelt werden und entspricht, wie dort dargestellt, der In-situ-Situation.

Die höchste Schädigung konzentriert sich im Deckgebirge entlang der bevorzugten Scherbänder der das Baufeld flankierenden Störungen S2a und S3/D9 und einem diese verbindenden Scherband. Dieser Effekt ist durch die dort eingeschriebenen Fluidrücke weiter verstärkt worden (Anlage 16, Anlage 27, jeweils links).

Den Schädigungszustand in der Steinsalzbarriere zum Deckgebirge kann man den Abbildungen Anlage 28 bis Anlage 31, links entnehmen. Es sind die plastischen bzw. volumetrischen Deformationen (d.h. ohne aus dem stationären Kriechen resultierende Verformungen) abgebildet. Im Vertikalschnitt durch die Pfeilermitte sind zwischen der 553- und der 616-m-Sohle in der Steinsalzbarriere an der Grenze zum Rötanhydrit plastische Scherdeformationen von mehr als 1 % ausgewiesen, während die volumetrische Deformation in diesem Bereich unter 1 ‰ liegt. Im Vertikalschnitt durch die Kammermitte treten plastische Deformationen mit einer Größe über 1 % im Firstbereich der Kammern auf der 490- und auf der 553-m-Sohle und auf Höhe der Schweben 490/511 auf. In den letztgenannten Firstbereichen betragen die volumetrischen Deformationen bis etwa 1,5 ‰, auf Höhe der Schweben 490/511 über 2 ‰.

Die Abbildungen Anlage 32 bis Anlage 37, links geben Aufschluss über die bis 2006 aufgetretenen Schädigungen im Tragsystem des Grubengebäudes. Plastische Verformungen > 10 % waren bis zu diesem Zeitpunkt nur im Konturbereich des Pfeilers der 616-m-Sohle und in den verbliebenen Schwebenringen (zu den darunter liegenden Sohlen) auf der 553- und der 616-m-Sohle aufgetreten. In den Pfeilerkernen der Sohlen 553, 616 und 700 m betrug die plastischen Deformationen < 7 %. Die volumetrischen Verformungen wurden in den Konturen der Pfeiler und in den Schwebenringen der Sohlen 553 und 616 m > 3% ausgewiesen, während sie in den Pfeilerkernen der drei repräsentativen Horizontalschnitte < 1 % blieben. Die berechneten Schädigungen weisen auf eine beginnende Entfestigung auf den betrachteten Sohlen hin. Diese Befunde sind konsistent zu den aus der Deckgebirgsverschiebung resultierenden Deformationsbeanspruchungen in der Mitte des Baufeldes mit deutlichen Schädigungsreaktionen.

Die in den Voruntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse über den Tiefenaufschluss wurden auch in diesem Modell bestätigt. Es kam nur zu lokal begrenzten Spannungsumlagerungen, die keinen Einfluss auf die Deckgebirgsverschiebungen an der Südflanke zeigten.

Die berechneten Senkungen an der Tagesoberfläche stimmen relativ gut mit den In-situ-Beobachtungen überein (Anlage 38). Das Maximum der Senkungsmulde liegt etwa an der gleichen Stelle wie das gemessene Maximum. Aufgrund der Tatsache, dass es sich um ein Streifenmodell handelt, das eine unendliche Ausdehnung in streichender Richtung unterstellt, fehlte die in situ vorhandene Stützwirkung des westlichen und östlichen Baufeldrandes, so dass die Überschätzung der Senkungen, im Maximum ca. 40 cm, um etwa den Faktor 1,9 erklärbar ist. Südlich des Senkungsmaximums kam es zu geringen Hebungen.

In Anlage 39 und Anlage 40, links sind in einem querschlägigen Vertikalschnitt durch das Carnallitbaufeld bei $y = 18$ m (Pfeilermitte in streichender Richtung) die maximale Hauptspannung σ_1 und die minimale Hauptspannung σ_3 dargestellt (im linken Bild sind die totalen und effektiven Spannungen identisch). Zur Orientierung wurden die Konturen des Carnallitbaufeldes mit einer querschlägigen Erstreckung von 50 bis 86 m bis zur Schichtgrenze Carnallit/Leinsteinsalz im Norden und einer Höhe von 38 m hervorgehoben (Blickrichtung nach Westen).

Die Auffahrung der Kammern erfolgte im Modell beginnend ab 1909 in 5 Teilsohlen von unten nach oben. Nach Simulation der Auffahrung und den darauf folgenden 2 Jahren Standzeit wurde den entsprechenden Zonen das ‚Double Yield‘ Stoffmodell und Versatzparameter

zugewiesen. Die oberste Teilsohle (E-Sohle) blieb bis zur Gegenwart unversetzt. Ein Feuchtigkeitseinfluss in den Carnallitpfeilern infolge der vermutlich nassen Fabrikrückstände aus der Kalisalzaufbereitung wurde nicht berücksichtigt.

Die maximale Hauptspannung σ_1 in streichender Pfeilermitte (Anlage 39, links) beträgt in der unteren Pfeilerhälfte etwa 8 bis 12 MPa, in der oberen zwischen 10 und 16 MPa und in 2/3 der Pfeilerhöhe 4 bis 8 MPa. Die kleinste Hauptspannung σ_3 in (Anlage 40, links) ist dagegen mit Beträgen von 0 bis 2 MPa wesentlich niedriger und kann auch Zugspannungen erreichen. Die Werte sind bei den Pfeilerabmessungen plausibel und wurde so auch messtechnisch mittels Kamerabefahrungen und Hydrofrac-Spannungssondierungen bestätigt.

Spannungskonzentrationen an den nördlichen und südlichen Baufeldrändern können Beträge von 20 bis 28 MPa erreichen.

Der Vergleich mit den Laborversuchskurven für den Carnallit in [4] zeigt, dass diese Maximalspannungen bei Manteldrücken von 0 bis 2 MPa den Nachbruchbereich des Carnallitits nach Überschreitung des Traglastmaximums identifizieren.

In einem weiteren vertikalen Detailschnitt durch das Carnallititbaufeld, nunmehr in streichender Richtung und beschränkt auf den Pfeiler, ist eine Ebene bei $x = 58$ m nördlich Schacht 2 dargestellt. Diese Vertikalebene ist etwa in querschlägiger Mitte des Carnallititbaufeldes lokalisiert. Der südliche Baufeldrand liegt bei $x = 28$ m.

Die Spannungsbeträge entsprechen prinzipiell den oben aufgeführten Werten. Beide Betrachtungsebenen stehen senkrecht aufeinander, jetzt ist jedoch die unversetzte obere E-Sohle bzw. die Spannungsverteilung im Versatz zu erkennen.

Die lokale Spannungserhöhung im linken (westlichen) Konturbereich hat sich netzbedingt gebildet. Die Hauptspannungen in Pfeilermitte (Anlage 41 und Anlage 42, links) entsprechen dem vorangehend beschriebenen Zustand. Gut zu erkennen sind auch die in den Scherbändern liegenden entfestigten Bereiche.

Die Richtung der Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 (Hauptnormalspannungskreuze) im Pfeiler sind ebenfalls dargestellt. In halber Pfeilerhöhe wirkt σ_1 vertikal und σ_3 horizontal und in Richtung Firste und Sohle drehen sich die Hauptnormalspannungskreuze. Im unversetzten oberen östlichen Konturbereich des Pfeilers mussten 2 Elemente herausgenommen werden, da sie zu stark deformiert waren. In situ würden solche Konturbereiche herausbrechen.

Der bereits identifizierte Entfestigungszustand des Carnallitits ist auch an den plastischen Scherdeformationen (Anlage 43, links) und plastischen Volumenverformungen (Anlage 44, links) zu erkennen. Die Scherdeformationen sind nur bis 10 % dargestellt und müssen sich

bei den geringen minimalen Druckeinspannungen in Scherbändern konzentriert haben. Dieser Befund wurde mit der Bohrlochkamera im Carnallititbaufeld mehrfach bestätigt [14]. Die plastischen Volumenverformungen (Dilatanzen) sind bis 3 % dargestellt. Dieses Modellergebnis stimmt sehr gut mit den In-situ-Beobachtungen überein und erklärt die überwiegend nicht vorhandene Dichtheit der für Spannungssondierungen und Permeabilitätsmessungen ausgewählten Bohrlochabschnitte.

Die Aussage wird unterstützt durch Anlage 45, links mit der Darstellung der einaxialen Druckfestigkeit. Infolge der plastischen Scherdeformationen ist es bei der geringen minimalen Druckeinspannung in einem breiten Scherband im Pfeiler zu einer vollständigen Entfestigung gekommen. In der für den Stoffansatz zugrunde liegenden Tabelle 5.3 in [4] ist abzulesen, dass bei $\sigma_3 \approx 0$ MPa ab plastischen Scherdeformationen von 3 % eine solche vollständige Entfestigung zu erwarten ist. Die noch vorhandene integrale Pfeilertragwirkung im Restfestigkeitsbereich ist demzufolge im Wesentlichen auf die seitliche Stützung des Pfeilers im Versatz zurückzuführen.

In Anlage 46, links ist eine Gesamtstauchung des Pfeilers bis zur Gegenwart von etwa 1,5 m ausgewiesen. Dieser Betrag ist eine gute Näherung zu dem in [13] genannten markscheiderisch gemessenen Wert einer vertikalen Stauchung des Carnallititbaufeldes von 1920 bis zur Gegenwart von etwa 2,0 m.

Insgesamt repräsentieren die berechneten Spannungen, plastischen Scherdeformationen und plastischen volumetrischen Dehnungen entsprechend der Laborversuche bei den herrschenden minimalen Druckeinspannungen von wenigen MPa einen signifikanten Entfestigungszustand. Es besteht Konsistenz zwischen den Modellergebnissen und den Interpretationen der In-situ-Resultate.

6.6 Schlussfolgerungen

Die Berechnung der Betriebsphase bis 2006, insbesondere der Erhöhung der Deckgebirgsverschiebungsraten Mitte der 80er Jahre berücksichtigte die komplexen Zusammenhänge zwischen mechanisch wirksamen Fluiddrücken und Festigkeitsüberschreitungen im Deckgebirge sowie dem Versagen der Schweben im Tragsystem des Grubengebäudes. Das beschriebene Streifenmodell war nicht nur in der Lage, das bisher für die Tragfähigkeitsanalyse verwendete zweidimensionale Modell zu unterstützen, sondern bot vor allem die Möglichkeit

der Untersuchung gebirgsmechanischer Erscheinungen, die nur dreidimensional berechnet werden können. Dies betrifft beispielsweise

- den Grundspannungszustand in streichender Richtung des Asse-Sattels,
- die komplexe Interaktion zwischen den hydraulisch/mechanischen Reaktionen im Deckgebirge und den Entfestigungs- und Bruchprozessen in den Pfeilern und Schweben im Grubengebäude,
- die Unterscheidung zwischen Deckgebirgsbereichen mit Pfeilerstützwirkungen von Entlastungsbereichen über Abbaukammern und
- den Einfluss der Auffahrung des Tiefenaufschlusses auf die Deckgebirgsverschiebungsraten.

Diesbezüglich wurde das in [4] verwendete 2D-Modell ergänzt, wobei alle grundsätzlichen Aussagen zur Bewertung gebirgsmechanischer Vorgänge im Deckgebirge und Abbauhori-zont bestätigt werden konnten.

Es kann festgestellt werden, dass auch im 3D-Modell die Erhöhung der Deckgebirgsver-schiebungsraten nicht nur mit Entfestigungs- und Bruchprozessen im Abbauhori-zont zu be-gründen ist. Analog zum 2D-Modell bilden gleichzeitig Festigkeitsüberschreitungen im Deck-gebirge, die nur mit zusätzlichen hydraulischen Lastannahmen erklärbar sind, eine wesentli-che Ursache für die Deckgebirgsaktivierung.

Die Berechnungsergebnisse für das Carnallitbaufeld zeigen bezüglich der Spannungsvertei-lung, der Schädigungssituation und der Pfeilerverformung sehr gute Übereinstimmungen mit den In-situ-Befunden.

Es zeigte sich, dass die Auffahrung der Strecken sowie der Kaverne im Tiefenaufschluss in den 80er Jahren keinen Einfluss auf die Deckgebirgsverschiebungsraten besaß. Die be-grenzten Spannungsfelder um diese lokalen Hohlräume und die große Entfernung zu den Deckgebirgsbereichen mit den größten Aktivierungen (oberer Teil des Grubengebäudes) lassen eine solche Wechselwirkung auch nicht erwarten.

Die Tatsache, dass in dem verwendeten 3D-Modell keine Anpassung der Fluiddrücke im Deckgebirge notwendig war, der letzte aktive Eingriff zur Modellkalibrierung über die Schwe-

benbrüche zum Zeitstand 1989 durchgeführt wurde und seitdem sämtliche Modellreaktionen aus dem komplexen Zusammenspiel des Tragsystems Grubengebäude-Deckgebirge resultierten und gleichzeitig die Messwerte der Standortüberwachung bestätigten, belegt die Prognosesicherheit dieses Berechnungsmodells.

7 Prognoserechnungen zur Betriebsphase bis 2016

7.1 Allgemeines zum Schließungskonzept

Der dem aktuellen Schließungskonzept [8] zugrunde liegende Zeitplan sieht zunächst eine Schutzfluideinleitung bis einschließlich der 700-m-Sohle vor. Darauf folgt, neben anderen Maßnahmen, das Einpumpen von Druckluft bis zu einem Druck von 1 MPa. Danach soll die Flutung des restlichen Grubengebäudes folgen.

Der Einfluss einer Befeuchtung von Salzgestein mit der für die Flutung vorgesehenen gesättigten $MgCl_2$ -Lösung (Schutzfluid) wurde in Laborversuchen untersucht und ist in [4] ausführlich beschrieben. Mit den 2D-Rechenmodellen hatte sich bei der Simulation des Zeitplanes nach [7] herausgestellt, dass zur Einhaltung der Forderungen während der Einleitung

- Gleichbleibender bzw. degressiver Verlauf der Deckgebirgsverschiebungsraten und
- Blockierung dynamischer Reaktionen.

ein stabilisierender pneumatischer Stützdruck, zumindest für die Obergrenze der signifikanten Einwirkungen der hydraulischen Lösungsdrücke im Deckgebirge (beeinflussen die Deckgebirgsmobilität) und der Einwirktiefen für das Schutzfluid im Konturbereich des Bergwerkes (beeinflusst das Feuchtekiechen und Festigkeitsverluste infolge des Effektivspannungskonzeptes), zu empfehlen ist. In dem 3D-Modell soll untersucht werden, ob hier der pneumatische Stützdruck zur Einhaltung der oben genannten Forderungen genauso notwendig ist.

Um die gebirgsmechanischen Reaktionen der Schließungsmaßnahmen nach den Zeitplänen [7] und [8] vergleichen zu können, wurden mit dem 3D-Rechenmodell jeweils zwei Prognoserechnungen mit und ohne einen stabilisierenden pneumatischen Stützdruck von 1 MPa durchgeführt. Die Schutzfluideinleitung oberhalb der 700-m-Sohle beginnt nach [8] etwa 2,5 Jahre später als nach [7] und es ist deshalb von einem vorangeschrittenen Schädigungszustand im Tragsystem auszugehen. In den Rechnungen wurde ausschließlich eine maximale Einwirktiefe für das Schutzfluid im Konturbereich des Bergwerkes verwendet.

7.2 Umsetzung der Schutzfluideinleitung im Modell

Die Umsetzung der Flutungsmaßnahme erfolgte entsprechend [4] über eine in der Programmiersprache FISH geschriebene Routine, die den vom Schutzfluidspiegel abhängigen hydraulischen Druck zuzüglich eines fallweise pneumatischen Stützdrucks ermittelte.

Der Fluiddruck berechnet sich nach folgender Beziehung:

$$p_L = \gamma_L \cdot z$$

mit γ_L Wichte der Standlauge mit 12,68 kPa/m

z hydraulische Höhe in m

Der Versatzdruck aus Eigengewicht in den Abbauen an der Südflanke und im Älteren Stein-
salz, der zuvor als Spannungsrandbedingung angesetzt war, wurde zugunsten einer konser-
vativen Betrachtungsweise bei Flutung der entsprechenden Kammer durch den anstehenden
Fluiddruck ersetzt.

Es galten folgende Kriterien für eine maximale Ausbreitung der Feuchtezone. Die Initialisie-
rung des Fluiddrucks erfolgte bei Verletzung **eines** der Kriterien:

- Minimalspannungskriterium => Durchfeuchtung, wenn der angreifende Fluiddruck größer
als die kleinste Hauptspannung war $p_L > \sigma_3$.
- Dilatanzkriterium => Durchfeuchtung, wenn dilatante Auflockerungen eingetreten waren
 $\varepsilon_{V,PL} > 0$.
- Deformationskriterium => Durchfeuchtung, wenn die maximale Bruchdeformation über-
schritten war: $\varepsilon_1 > \varepsilon_{1,Max} = f(\sigma_3)$, wobei $\varepsilon_{1,Max} = f(\sigma_3)$ die Deformation war, die sich beim Er-
reichen der Spitzenfestigkeit im Triaxialversuch eingestellt hatte.
- Zugbruchkriterium => Durchfeuchtung, wenn in der Belastungsgeschichte durch Zugver-
sagen hervorgerufene plastische Deformationen $\varepsilon_{Z,pl} > 1\%$ im Gebirgsэлеment akkumu-
liert waren.
- Alle Versatzbereiche, die unterhalb des Einleitungsniveaus liegen, waren grundsätzlich
als durchfeuchtet angenommen worden (diese Aussage betraf nur den Versatz im Carnal-
littitbaufeld).

Mit der Durchfeuchtung der betreffenden Zonen im Salzgestein wurde ein als Feuchtekie-
chen bekannter Verformungsmechanismus wirksam, der zu einer Beschleunigung des Kon-
vergenzprozesses führte. In den durchfeuchteten Bereichen sank der Widerstand im Trag-
system ab und die noch trockenen Bereiche, in denen noch kein Fluidstützdruck wirksam
war, wurden zusätzlich beansprucht.

7.3 Darlegung der Berechnungsergebnisse

Es werden die Ergebnisse der beiden modellierten Schließungskonzepte nach [7] und [8] mit und ohne pneumatischem Stützdruck verglichen. Darauf folgt ein Vergleich der beiden Zeitstände Gegenwart und 2016 (nach Flutung der 490-m-Sohle).

In Anlage 47 bis Anlage 50 sind die Verschiebungsbeträge und –raten der Südstöße der 553- bzw. 700-m-Sohle dargestellt. Dabei wurden zur besseren Differenzierung unterschiedliche Farben für die Kurven verwendet. Dargestellt sind die Verläufe von 5 Kurven (ohne Flutungsmaßnahme mit weiterer „trockener“ Konvergenz, Flutung mit und ohne Druckluft nach dem alten Zeitplan [7] und Flutung mit und ohne Druckluft nach dem neuen Zeitplan [8]).

Die Simulation ohne eine Flutungsmaßnahme ergab auf beiden Sohlen langsam steigende Verschiebungsraten, bis 2014 aufgrund der bereits sehr weit fortgeschrittenen Entfestigung in den Pfeilerkernen innerhalb von 2 Jahren die Raten auf Werte von etwa 255 mm/a auf der 553- bzw. 145 mm/a auf der 700-m-Sohle anstiegen. Diese Entwicklung, noch ohne Befeuchtung und lediglich durch den zeitlichen Entfestigungsprozeß bedingt, belegt die Notwendigkeit, das Bergwerk so schnell wie möglich zu schließen.

Die Verschiebungsraten, die sich bei einer Flutung ohne Druckluft nach [7] einstellten, erreichten aufgrund der Kriechbeschleunigung Werte von 312 mm/a auf der 553- bzw. 160 mm/a auf der 700-m-Sohle, fielen aber durch den mit fortschreitender Flutung steigenden Stützdruck auf Werte von 125 bzw. 70 mm/a im Jahre 2014. Bei Flutung nach demselben Zeitregime, jedoch mit einem pneumatischem Stützdruck von 1 MPa stiegen die Verschiebungsraten nicht über ca. 160 bzw. 130 mm/a im Jahre 2011 an. Die zu diesem Zeitpunkt aufgebrachte Druckluft führte in Verbindung mit dem steigenden Schutzfluidspiegel zu einer Absenkung der Raten.

Die Flutung nach dem aktuellen Zeitregime [8] wies die höchsten Verschiebungsraten auf beiden Sohlen aus. Aufgrund des 2,5 Jahre späteren Flutungsbeginns waren die Entfestigungen im Tragsystem bereits weiter fortgeschritten. Infolge der größeren Einwirktiefe des eingeleiteten Schutzfluides im Anstehenden entziehen sich dann weiter durchfeuchtete Bereiche durch beschleunigtes Kriechen der Belastung. Die noch trockenen Grubenfeldbereiche oberhalb des Flutungsspiegels, die diese Spannungsumlagerung aufnehmen müssen, sind jedoch inzwischen auch stärker geschädigt. Hierdurch wurden bei einer Flutung ohne Druckluft auf der 553-m-Sohle Werte von mehr als 325 mm/a und auf der 700-m-Sohle Spitzenraten von 225 mm/a ausgewiesen. Auch nach Flutung der 490-m-Sohle Mitte 2016 betrugen die Raten noch 285 bzw. 120 mm/a, also deutlich über der Mindestforderung der Auf-

rechterhaltung der Raten. Die Rechnung mit einer Flutung mit pneumatischem Stützdruck (1 MPa) wies Maximalwerte von 240 bzw. 170 mm/a und nach Flutung der 490-m-Sohle Verschiebungsraten von 75 bzw. 40 mm/a aus. Nur dieses letztgenannte Konzept führte auf den beiden betrachteten Sohlen zur Einhaltung der aufgestellten Kriterien und zu degressiven Verschiebungsraten. Diese Darstellungen zeigen, dass auch im dreidimensionalen Modell die Notwendigkeit eines pneumatischen Stützdruckes nachgewiesen ist. Dies gilt umso mehr für eine verlängerte „trockene“ Betriebsphase nach [8] bis 2014.

Die Entwicklung der Hauptnormalspannungen zwischen 2006 und 2016 (Zeitplan nach [8]) lässt sich anhand der Abbildungen in Anlage 17 bis Anlage 26 nachvollziehen. Die maximalen Hauptspannungen in den Pfeilern nahmen im Vergleich zu 2006 ab und gleichzeitig die minimalen zu. Aufgrund der Stützwirkung durch Schutzfluid und Druckluft musste nun nicht mehr der Großteil der Last über die Pfeiler und Schwebenreste abgetragen werden, sondern verteilte sich über die gesamte streichende Baufeldbreite, wie die Bilder der erhöhten minimalen Hauptspannungen zeigen. Das Spannungsbild im Deckgebirge blieb nahezu unverändert.

Die Anlage 51 bis Anlage 60 verdeutlichen die Unterschiede in der Spannungsverteilung mit und ohne zusätzlichen pneumatischen Stützdruck gemäß dem Zeitplan [8]. Es werden die totalen und effektiven Hauptnormalspannungen im querschlägigen Vertikalschnitt in Pfeilermitte sowie die totalen Hauptspannungen in 3 Horizontalschnitten 553 mS, 637 mS und 700 mS dargestellt. Der um 1 MPa höhere Stützdruck beim Schließungskonzept mit Druckluft führt zu geringeren Spannungskonzentrationen in den Pfeilerkernen und infolge der Konturstabilisierung zu höheren minimalen Hauptspannungen im nahen Kammerumfeld. Damit sind die Hauptspannungsdifferenzen geringer.

Im Deckgebirge sind nur äußerst geringe Abweichungen in der Spannungsverteilung zwischen beiden Schließungskonzepten zu erkennen.

Anhand der Abbildungen Anlage 27 bis Anlage 37 (Vergleich 2006 und 2016 mit pneumatischem Stützdruck) sowie Anlage 61 bis Anlage 71 (Vergleich 2016 mit und ohne pneumatischem Stützdruck) lassen sich die Schädigungssituationen 2006 und 2016 vergleichen. Die Fluiddruckverteilung zum Zeitstand 2016 ist Anlage 72 zu entnehmen. Bis 2016 dehnen sich die bereits 2006 geschädigten Areale in der Steinsalzbarriere weiter aus. Dabei war zu erwarten, dass dieser Effekt bei Flutung ohne einen zusätzlichen pneumatischen Stützdruck deutlicher zutage tritt. In den Pfeilern schritt die Entfestigung bis 2016 weiter voran; auch in den Pfeilerkernen, aber besonders im Konturbereich, der 2006 bereits stark entfestigt war.

Ebenso nahm die Schädigung in den verbliebenen Schwebenringen zu. Besonders in mittlerer Höhe des Grubengebäudes (repräsentativ: 616-m-Sohle) mussten im Verlauf der Berechnung große Teile der Schwebenringe entfernt werden.

Die zusätzliche stützende Wirkung der Druckluft begrenzte die Ausbreitung der Entfestigungszonen in den Pfeilerkernen deutlich.

Bis zum Jahre 2016 wurden bezogen auf 1986 an der Tagesoberfläche im Absenkungsmaximum Senkungen von 80 cm ausgewiesen (Faktor 2 gegenüber 1986 bis 2005), während die Hebungen südlich dieses Maximums ebenfalls um etwa den Faktor 2 von 5 cm auf 10 cm für die gleichen Zeiträume zunahm. Diese Senkungsmulde bildete sich unabhängig von einer zusätzlichen Druckluftbeaufschlagung aus (Anlage 38).

Im Carnallitbaufeld hatten sich bereits 2006 vollständig entfestigte Bereiche (ab einer plastischen Scherdeformation von 3 %) ausgebildet, die sich bis 2016 nicht weiter ausbreiteten (Anlage 45), auch wenn die Schädigungen zunahm (Anlage 43 und Anlage 44).

2016 war die maximale Hauptspannung nahezu homogen über den gesamten Pfeilerquerschnitt verteilt (Anlage 73), da die Einspannung aufgrund der kombinierten Wirkung aus Versatzdruck und Stützdruck durch Lauge und Druckluft stark angewachsen war (Anlage 74). Die höhere Einspannung ist auch in den Längsschnitten Anlage 75 und Anlage 76 durch das Carnallitbaufeld zu erkennen. Der um 1 MPa höhere Stützdruck bei Flutung mit Druckluft führte aufgrund der höheren Einspannung zu größeren totalen maximalen Hauptspannungen (Anlage 77), während die effektiven maximalen Hauptspannungen etwas geringer ausfielen (Anlage 78).

Eine Flutung ohne zusätzliche Druckluft führte in der Pfeilerkontur zu geringeren Spannungen, während das Spannungsbild im Kern sehr ähnlich blieb (Anlage 73).

Auf die Schädigungssituation im Carnallitfeld hatte eine Flutung ohne pneumatischen Stützdruck keine feststellbare Auswirkung (Anlage 79 bis Anlage 80). Die entfestigten Bereiche waren identisch verteilt (Anlage 81).

Unterschiede in der vertikalen Pfeilerverformung lagen maximal im cm-Bereich (Anlage 82).

Die ausgewiesenen Berechnungsergebnisse zeigen ein plausibles Bild der Auswirkungen einer Flutungsmaßnahme auf das Grubengebäude sowie das Deckgebirge. Im Vergleich der Verschiebungsraten (Anlage 48, Anlage 50) tritt am deutlichsten der Vorteil eines zusätzlichen pneumatischen Stützdrucks zu Tage.

8 Fazit

Für alle Fallstudien gelang in der Rückrechnung bis zur Gegenwart eine gute Anpassung der Verschiebungsbeträge und Verschiebungsraten für signifikante Bereiche der Südflanke an die untertägigen Messwerte. Auch der ausgewiesene Spannungs- und Schädigungszustand im Deckgebirge und im Grubengebäude stimmt gut mit den In-situ-Befunden überein. Mit dem 3D-Modell konnten somit unter Festlegung ähnlicher Materialparameter und des gleichen Modellierungsansatzes wie in der Tragfähigkeitsanalyse [4] Ergebnisse gewonnen werden, die diese in wichtigen Punkten wie der Schädigungssituation in den Elementen des Tragsystems oder der Spannungsverteilung und Tragwirkung im Grubengebäude und Deckgebirge bestätigen.

Ein wesentlicher Unterschied zum 2D-Modell bestand in der guten Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Deckgebirgsverschiebungen ohne permanent notwendige Kalibrierung der Fluiddrücke im Deckgebirge. Im Zusammenhang mit den abgeminderten Gebirgsfestigkeiten waren die identifizierten kritischen Scherdeformationen und hydraulischen Wirkfaktoren (zur Festlegung ob und in welcher Höhe eine Lösungsdruck wirksam wird) für den gesamten Berechnungszeitraum bis 2016 ausreichend sensitiv, um die gemessene Deckgebirgsmobilität zu gewährleisten. Einzig die Realisierung der Schwebenbrüche (die in situ tatsächlich stattfinden) stellte eine aktive Kalibrierungsmaßnahme dar, die aber bereits zum Zeitstand 1989 abgeschlossen war. Auf diese Weise wurde das Initial für die Beschleunigung der Deckgebirgsverschiebungen in das Tragsystem des Grubengebäudes gelegt, worauf das Deckgebirge mit Schädigungsprozessen reagierte, die wiederum die Initialisierung von Fluiddrücken zur Folge hatten. Hierbei handelt es sich um sehr komplexe Wechselwirkungen zwischen Grubengebäude und Deckgebirge, die erst nach umfangreichen Voruntersuchungen mit dem vorliegenden Funktionsmodell nachvollzogen werden konnten. Infolge der „nachhaltig“ guten Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Verschiebungen und Spannungen ist mit dem Modell eine belastbare Prognose bis zum Ende der Betriebsphase möglich.

In der Prognoserechnung konnte die modellmechanische Notwendigkeit der im Schließungskonzept vorgesehenen zusätzlichen Stützwirkung durch das Einbringen von Druckluft bestätigt werden, wie die durch diese Maßnahme erreichte Reduzierung der Verschiebungsraten auf den beiden Referenzsohlen belegt. Zudem war bei der Studie ohne pneumatischen Stützdruck nach Flutung der 490-m-Sohle noch keine Beruhigung der Raten auf der 553-m-Sohle eingetreten. Bei einem System wie diesem, welches sich im mechanischen Grenzzu-

stand befindet, kann nicht davon ausgegangen werden, dass die Raten nach einer Phase der Spannungumlagerungen von allein zurückgehen. Vielmehr muss damit gerechnet werden, dass solche dynamischen Anregungen die ohnehin kritische Schädigungssituation weiter verschärfen. Die notwendige zusätzliche Stützwirkung durch 1 MPa Druckluft wird somit auch durch das 3D-Rechenmodell belegt und deshalb als Bestandteil der Schließungsmaßnahmen empfohlen.

Aufgrund der, im Vergleich zum Zeitplan in [7], noch stärkeren Beschleunigung der Verschiebungsraten durch die Flutungsmaßnahme, die wiederum in den durch die zeitliche Verschiebung bereits weiter fortgeschrittenen Entfestigungen im Tragsystem des Grubengebäudes begründet liegt, sollten weitere Verzögerungen im Zeitplan des Schließungskonzepts vermieden werden.

Literaturverzeichnis

- [1] GSF–Forschungsbergwerk Asse. Gebirgsbeobachtung 2005.
- [2] Zhang, Chun-Liang: Kataster der gesteinsmechanischen Daten und Parameter für den Standort Asse. Band 1 und 2. GSF–Forschungsbergwerk Asse, Teilbereich Standortüberwachung. April 2000.
- [3] Gebirgsmechanische Untersuchungen und Berechnungen zur abbauinduzierten Beanspruchung der geologischen Salinarbarriere an der NE-Flanke des Salzstockes Bokeloh. IfG Leipzig. 2004.
- [4] Tragfähigkeitsanalyse des Gesamtsystems der Schachanlage Asse in der Betriebsphase, Bericht im Rahmen der LVB II, IfG Leipzig, Oktober 2006
- [5] Investigation of Stress State and Rock-Mechanical Behaviour of Backfill and Host Rock in Dependence on Temperature (BAMBUS-II Project), IfG Leipzig, December 2003
- [6] Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Manual FLAC^{3D} 2.1, Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota, 2002
- [7] Herleitung und Beschreibung des Konzepts zur Schließung der Schachanlage Asse, interne Unterlage FB Asse, Revision 04, Juli 2005
- [8] Herleitung und Beschreibung des Konzepts zur Schließung der Schachanlage Asse, interne Unterlage FB Asse, Revision 05, Oktober 2006
- [9] Stockmann, N., Hensel, G.: Geotechnisches Kontroll- und Überwachungssystem zur Gewährleistung der Sicherheit der Schachanlage Asse, GSF Forschungszentrum für Umwelt und Gesundheit, Schachanlage Asse, Bereich Markscheiderei, 4. Geokinematischer Tag, Freiberg 2003
- [10] Ermittlung des Volumens der Resthohlräume für das Einbringen eines Schutzfluides, Projekt Langzeitsicherheit FB Asse, Stand Mai 2003
- [11] Stacey, T. R., Page, C. H.: Practical Handbook for Underground Rock Mechanics, Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 12, Trans. Tech. Publications, Clausthal-Zellerfeld, 1986
- [12] Hoek, E.: Strength of Rock and Rock Masses, Extract from a book entitled “Support of Underground Excavations in Hard Rock”, Authors Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W. F.
- [13] Förster, B, Teichmann, L.; Konzept zur Verfüllung von Resthohlräumen im Carnallitbaufeld, GSF FB Asse, Mai 2004

- [14] Tragfähigkeitsbewertung des Carnallititbaufeldes der Schachanlage Asse, Bericht im Rahmen der LVB II des Rahmenvertrages „Gebirgsmechanische Modellierung“, IfG Leipzig, Juli 2005

Anlagenverzeichnis

| | |
|-----------|---|
| Anlage 1 | Vernetzung 3D-Modell |
| Anlage 2 | Verwendete Stoffansätze im Salinar |
| Anlage 3 | Lithographischer Aufbau des Deckgebirges an der Südflanke |
| Anlage 4 | Lithographischer Aufbau des Deckgebirges |
| Anlage 5 | Abminderungsfaktoren für den Stoffansatz HOEK-BROWN infolge der Durchtrennung |
| Anlage 6 | Stoffansatz HOEK-BROWN mit abgeminderten Festigkeiten am Beispiel des Rötanydrits |
| Anlage 7 | Ableitung von Gebirgsfestigkeiten für den Stoffansatz MOHR-COULOMB |
| Anlage 8 | Vertikalspannung σ_{zz} und Deviatorspannung σ_{Dev} |
| Anlage 9 | Horizontalspannungen σ_{xx} und σ_{yy} |
| Anlage 10 | Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 |
| Anlage 11 | Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 2D-Modell |
| Anlage 12 | Verschiebungsbetrag Südstoß 553-m-Sohle bis 2006 |
| Anlage 13 | Verschiebungsraten Südstoß 553-m-Sohle bis 2006 |
| Anlage 14 | Verschiebungsbetrag Südstoß 700-m-Sohle bis 2006 |
| Anlage 15 | Verschiebungsraten Südstoß 700-m-Sohle bis 2006 |
| Anlage 16 | Fuiddruck 2006 und 2016 |
| Anlage 17 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016 |
| Anlage 18 | Hauptnormalspannung $\sigma_{1,eff}$ 2006 und 2016 |
| Anlage 19 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016 |
| Anlage 20 | Hauptnormalspannung $\sigma_{3,eff}$ 2006 und 2016 |
| Anlage 21 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 22 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 23 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 24 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 25 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 26 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016, Schnitt 700-m-Sohle |

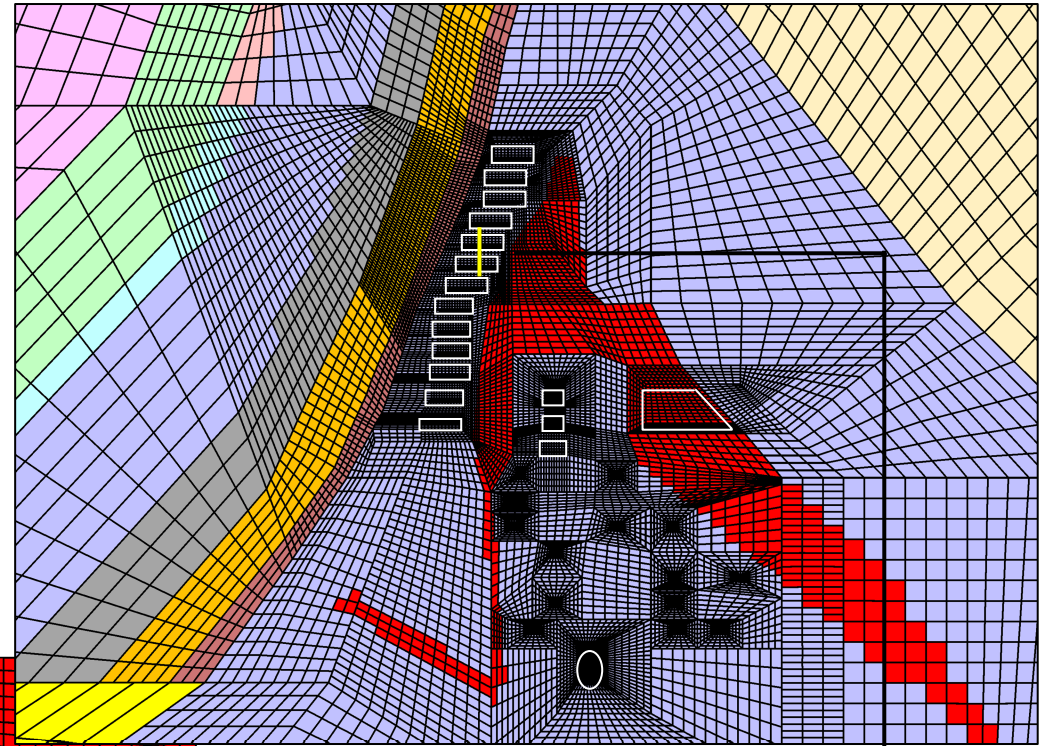
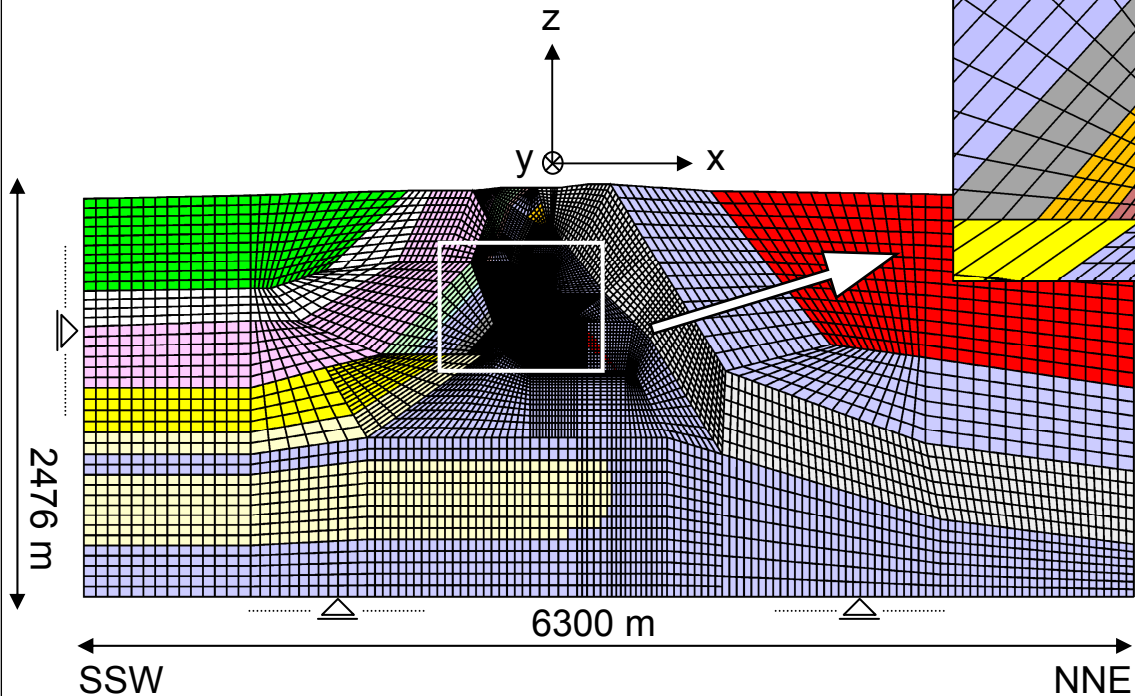
| | |
|-----------|--|
| Anlage 27 | Scherdeformation 2006 und 2016 |
| Anlage 28 | Plastische Scherdeformation 2006 und 2016, Schnitt Pfeilermitte |
| Anlage 29 | Plastische Scherdeformation 2006 und 2016, Schnitt Kammermitte |
| Anlage 30 | Plastische Volumendefomation 2006 und 2016, Schnitt Pfeilermitte |
| Anlage 31 | Plastische Volumendefomation 2006 und 2016, Schnitt Kammermitte |
| Anlage 32 | Plastische Scherdeformation 2006 und 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 33 | Plastische Scherdeformation 2006 und 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 34 | Plastische Scherdeformation 2006 und 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 35 | Plastische Volumendefomation 2006 und 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 36 | Plastische Volumendefomation 2006 und 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 37 | Plastische Volumendefomation 2006 und 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 38 | Senkungen an Tagesoberfläche 1986 bis 2016 |
| Anlage 39 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016, Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 40 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016, Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 41 | Hauptnormalspannung σ_1 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 42 | Hauptnormalspannung σ_3 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 43 | Plast. Scherdeformation ε^P 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 44 | Plast. Volumendefomation ε^P_{Vol} 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 45 | Einaxiale Druckfestigkeit σ_D 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 46 | Vertikale Deformation 2006 und 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 47 | Verschiebungsbetrag Südstoß 553-m-Sohle bis 2016 |
| Anlage 48 | Verschiebungsraten Südstoß 553-m-Sohle bis 2016 |
| Anlage 49 | Verschiebungsbetrag Südstoß 700-m-Sohle bis 2016 |
| Anlage 50 | Verschiebungsraten Südstoß 700-m-Sohle bis 2016 |
| Anlage 51 | Hauptnormalspannung σ_1 2016 |
| Anlage 52 | Hauptnormalspannung $\sigma_{1,eff}$ 2016 |
| Anlage 53 | Hauptnormalspannung σ_3 2016 |
| Anlage 54 | Hauptnormalspannung $\sigma_{3,eff}$ 2016 |
| Anlage 55 | Hauptnormalspannung σ_1 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 56 | Hauptnormalspannung σ_3 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 57 | Hauptnormalspannung σ_1 2016, Schnitt 616-m-Sohle |

| | |
|-----------|--|
| Anlage 58 | Hauptnormalspannung σ_3 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 59 | Hauptnormalspannung σ_1 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 60 | Hauptnormalspannung σ_3 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 61 | Scherdeformation 2016 |
| Anlage 62 | Plastische Scherdeformation 2016, Schnitt Pfeilermitte |
| Anlage 63 | Plastische Scherdeformation 2016, Schnitt Kammermitte |
| Anlage 64 | Plastische Volumendeformation 2016, Schnitt Pfeilermitte |
| Anlage 65 | Plastische Volumendeformation 2016, Schnitt Kammermitte |
| Anlage 66 | Plastische Scherdeformation 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 67 | Plastische Scherdeformation 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 68 | Plastische Scherdeformation 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 69 | Plastische Volumendeformation 2016, Schnitt 553-m-Sohle |
| Anlage 70 | Plastische Volumendeformation 2016, Schnitt 616-m-Sohle |
| Anlage 71 | Plastische Volumendeformation 2016, Schnitt 700-m-Sohle |
| Anlage 72 | Fluiddruck 2016 |
| Anlage 73 | Hauptnormalspannung σ_1 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 74 | Hauptnormalspannung σ_3 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 75 | Hauptnormalspannung σ_3 , Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 76 | Hauptnormalspannung $\sigma_{3,eff}$ 2016, Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 77 | Hauptnormalspannung σ_1 2016, Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 78 | Hauptnormalspannung $\sigma_{1,eff}$ 2016, Längsschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 79 | Plast. Scherdeformation ε^P 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 80 | Plast. Volumendeformation ε^P_{Vol} 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 81 | Einaxiale Druckfestigkeit σ_D 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |
| Anlage 82 | Vertikale Deformation 2016, Querschnitt Carnallititbaufeld |

Vernetzung 3D-Modell Schachtanlage Asse

➡ 180.000 Elemente

➡ 220.000 Knotenpunkte

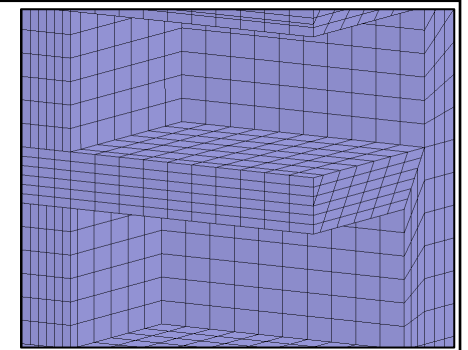


Schnitt:

Kammern

574 und 595 mS,

Blick aus Süden



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vernetzung 3D-Modell

Anlage

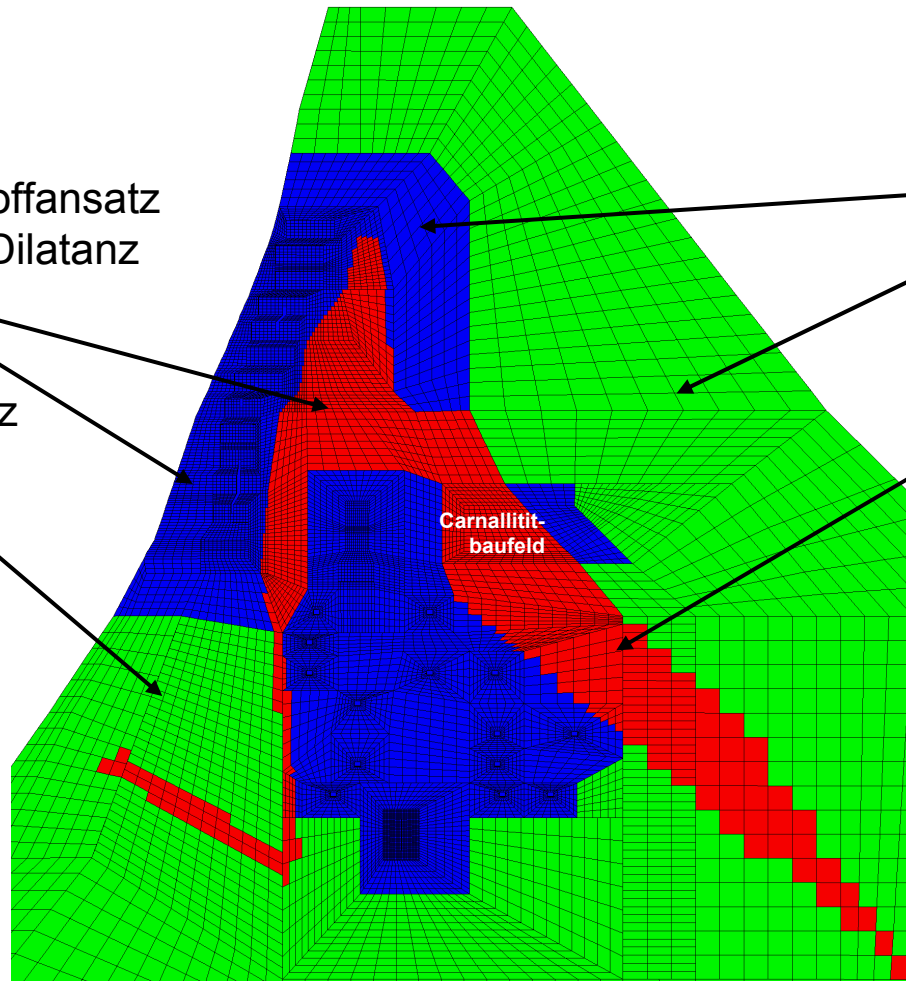
1

Stoffansätze

Salzgestein

visko-elasto-plastischer Stoffansatz
mit Ver-/Entfestigung und Dilatanz

Norton'scher Potenzansatz



Steinsalz

Carnallit

Carnallit-
baufeld



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Verwendete Stoffansätze im Salinar

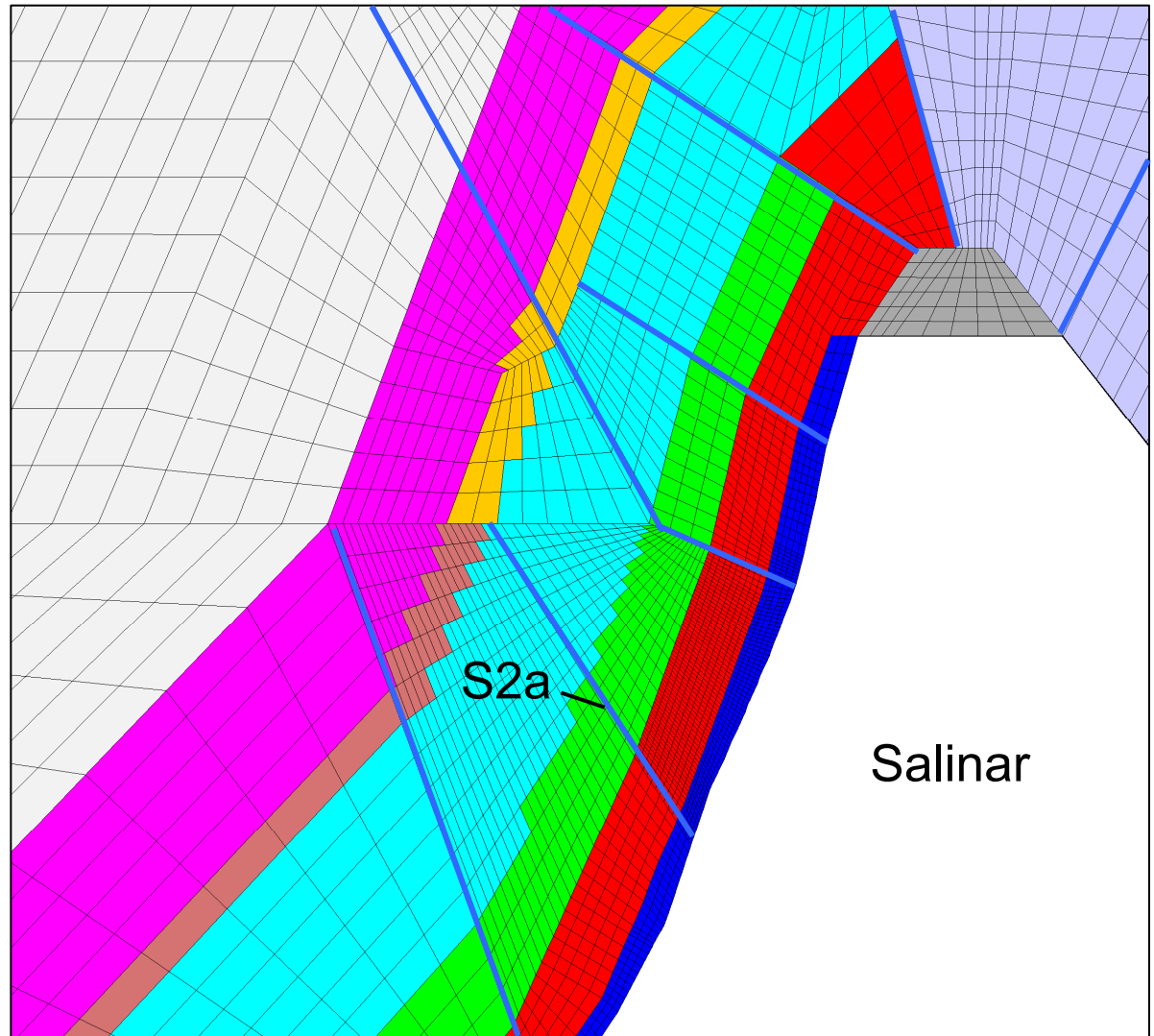
Anlage

2

Deckgebirgsschichten

- so1A
- so2 + so3
- so4
- mu
- mo1 + mo2
- mmNa
- mmRes
- Keuper
- Hutgestein
- su

- Störungszonen



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

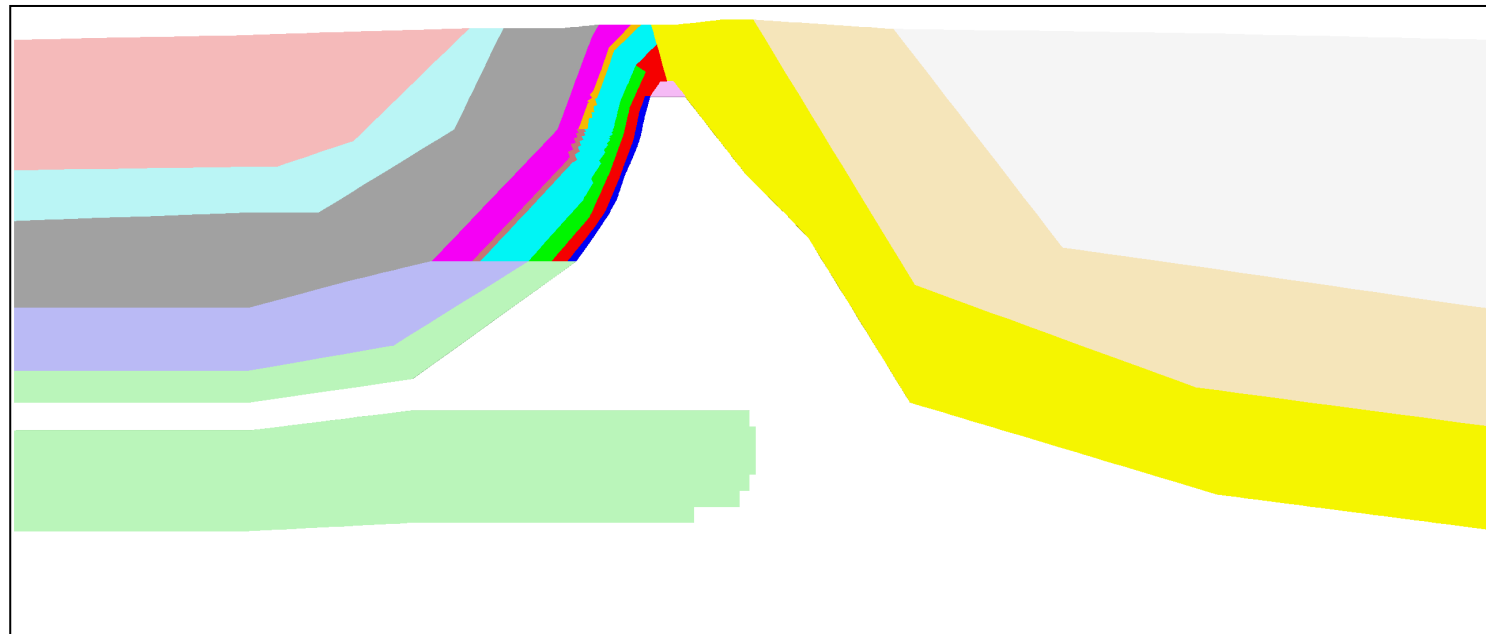
Lithographischer Aufbau des Deckgebirges an der Südflanke

Anlage

3

Deckgebirgsschichten

- so1a
- so2_so3
- so4
- mu
- mo1_mo2
- mmna
- mmres
- keuper
- muschelkalk
- buntsandstein
- jura
- kreide
- hutgestein
- su
- m_nord
- k_nord
- Salinar







Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Lithographischer Aufbau des Deckgebirges

Anlage

4

| GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION | | SURFACE CONDITION | | | | |
|---|--|--|--|--|--|--|
| $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p> σ_1' = major principal effective stress at failure σ_3' = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces of rock m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass </p> | | VERY GOOD | GOOD | FAIR | POOR | VERY POOR |
| | | Very rough, unweathered surfaces | Rough, slightly weathered, iron stained surfaces | Smooth, moderately weathered or altered surfaces | Slack-sided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments | Slack-sided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings |
| STRUCTURE | | | | | | |
|  | BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets | m_p/m_i 0.60 s 0.190 a 0.5 E_m 75,000 ν 0.2 GSI 85 | 0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75 | 0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62 | 0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48 | 0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34 |
|  | VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets | m_p/m_i 0.40 s 0.062 a 0.5 E_m 40,000 ν 0.2 GSI 75 | 0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65 | 0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48 | 0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38 | 0.07 0 0.53 2,500 0.3 25 |
|  | BLOCKY/SEAMY - folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks | m_p/m_i 0.24 s 0.012 a 0.5 E_m 18,000 ν 0.25 GSI 60 | 0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50 | 0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40 | 0.08 0 0.5 3,000 0.3 30 | 0.06 0 0.55 2,000 0.3 20 |
|  | CRUSHED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks | m_p/m_i 0.17 s 0.004 a 0.5 E_m 10,000 ν 0.25 GSI 50 | 0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40 | 0.08 0 0.5 3,000 0.3 30 | 0.06 0 0.55 2,000 0.3 20 | 0.04 0 0.60 1,000 0.3 10 |

Schätzung der Koeffizienten des HOEK-BROWN Kriteriums auf Basis des Durchtrennungsgrades (links) und der Oberflächenbeschaffenheit der Trennflächen (oben)

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_D \cdot \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_D} + s \right)^a$$

Spannungen in MPa



Gesteinsfestigkeit Rötanhydrit aus Kataster (Mittelwerte):

$$c_0 := 5$$

$$f_r := 35 \cdot \frac{\pi}{180}$$

Uniaxiale Festigkeit aus Geradenbeziehung MOHR/COULOMB:

$$\sigma_D := \frac{2 \cdot c_0 \cdot \cos(f_r)}{1 - \sin(f_r)}$$

$$\sigma_D = 19.21$$

Spannungen in MPa und Winkel in Grad

Anwendung des Hoek-Brown-Kriteriums:

Abminderungsfaktoren für blockhafte Durchtrennung:

$$m_i := 7$$

$$m_b := 0.11 \cdot m_i$$

$$s := 0.001$$

$$a := 0.5$$

Hoek-Brown-Kriterium mit abgeminderter Festigkeit infolge des Durchtrennungsgrades:

$$\sigma_{hb}(\sigma_3) := \sigma_3 + \sigma_D \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_D} + s \right)^a$$



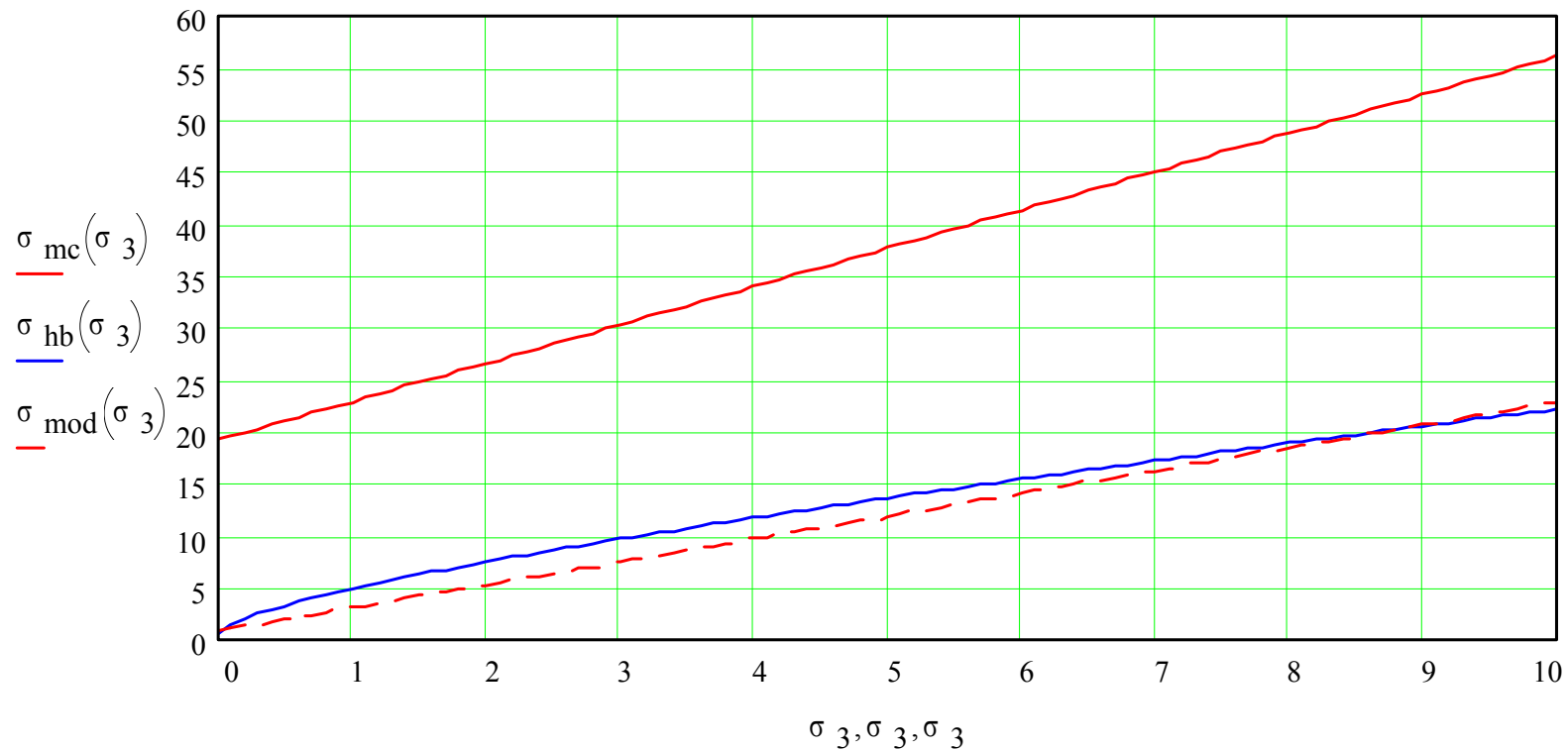
Parameter im Rechenmodell:

$$\text{coh} := 0.3$$

$$\text{fric} := 22 \cdot \frac{\pi}{180}$$

$$\sigma_{\text{mod}}(\sigma_3) := \frac{2 \cdot \text{coh} \cdot \cos(\text{fric}) + \sigma_3 \cdot (1 + \sin(\text{fric}))}{1 - \sin(\text{fric})}$$

Spannungen in MPa und Winkel in Grad



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

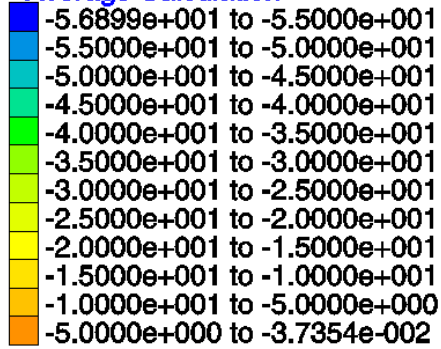
Ableitung von Gebirgsfestigkeiten für den Stoffansatz
MOHR-COULOMB

Anlage

7

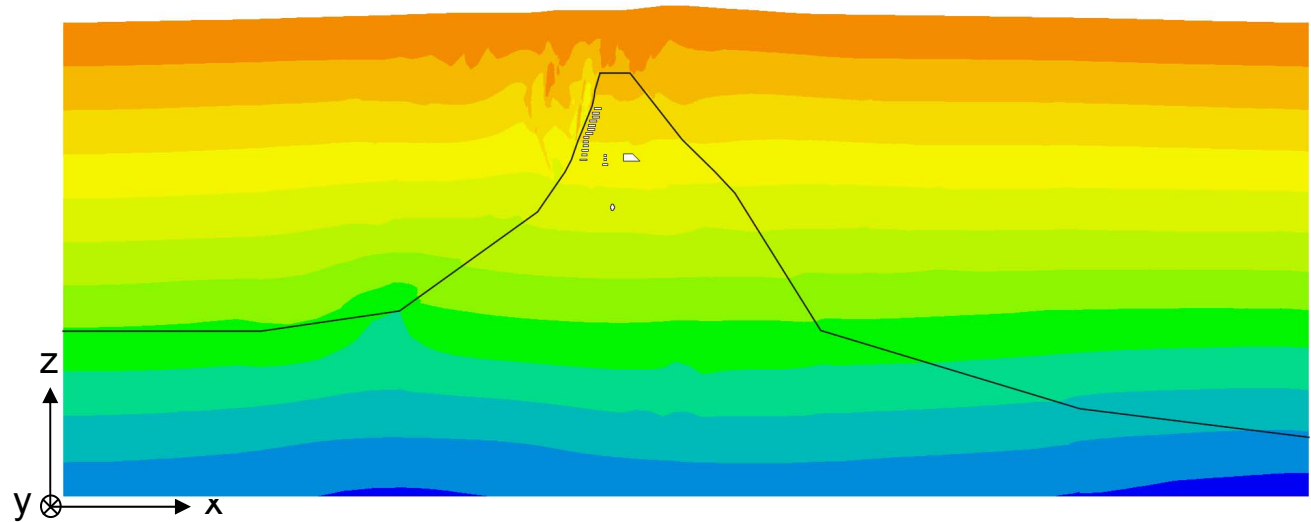
Vertikalspannung σ_{zz} in MPa

Average Calculation

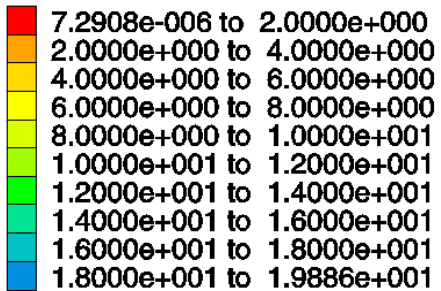


Interval = 5.0e+000

Druck negativ

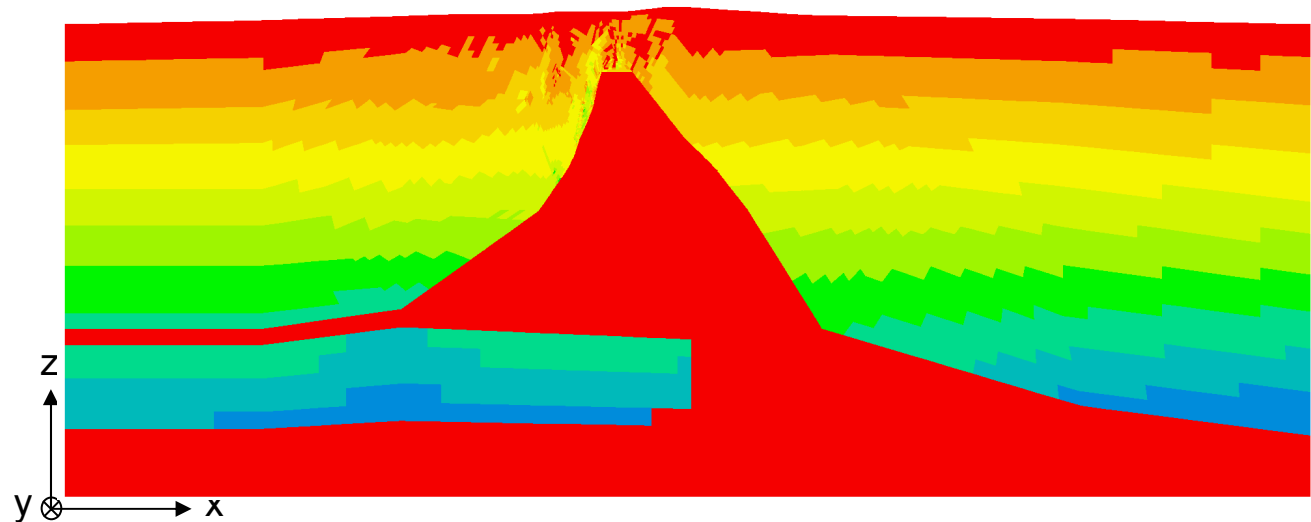


Deviatorspannung σ_{eff} in MPa



Interval = 2.0e+000

definitionsgemäß positiv



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

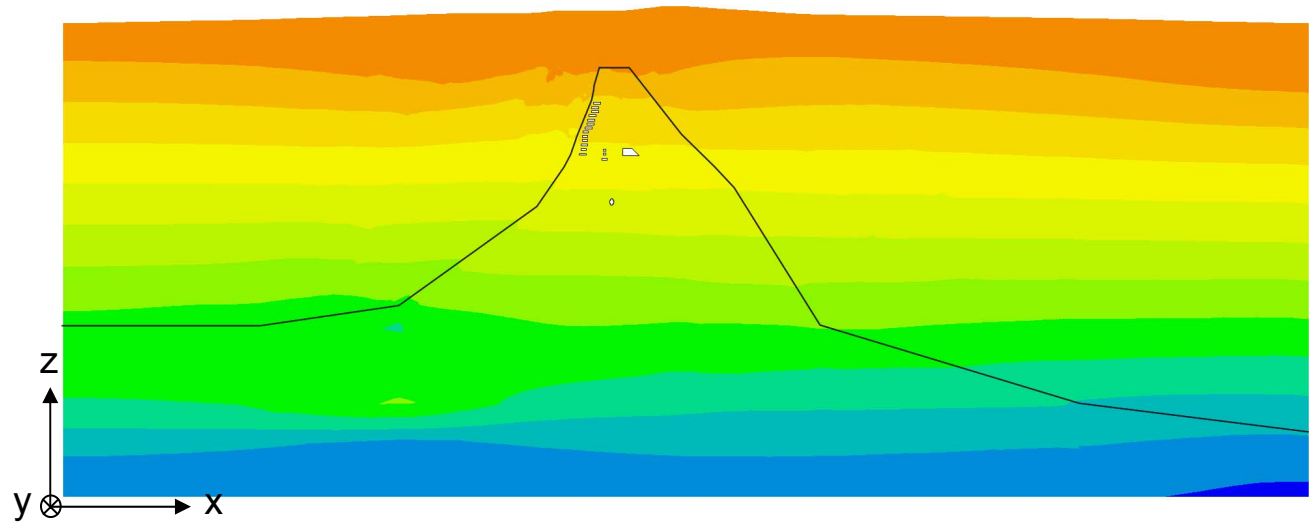
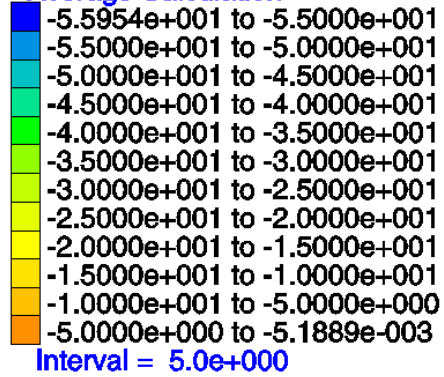
Grundspannungszustand

Anlage

8

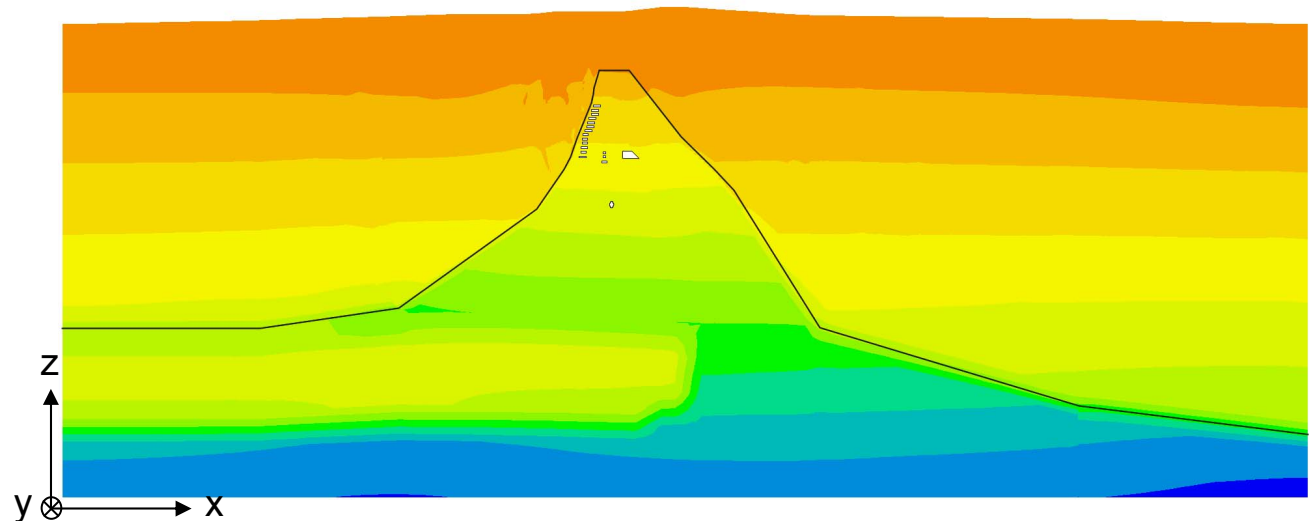
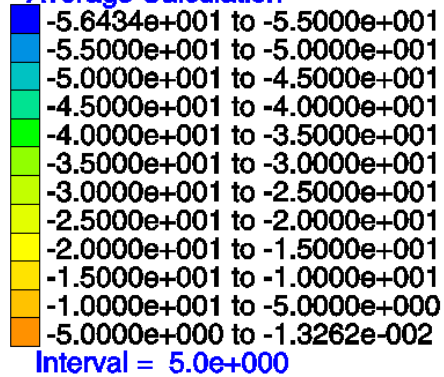
Horizontalspannung σ_{xx} in MPa

Average Calculation



Horizontalspannung σ_{yy} in MPa

Average Calculation



Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

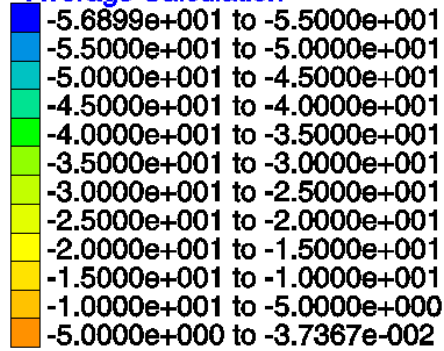
Grundspannungszustand

Anlage

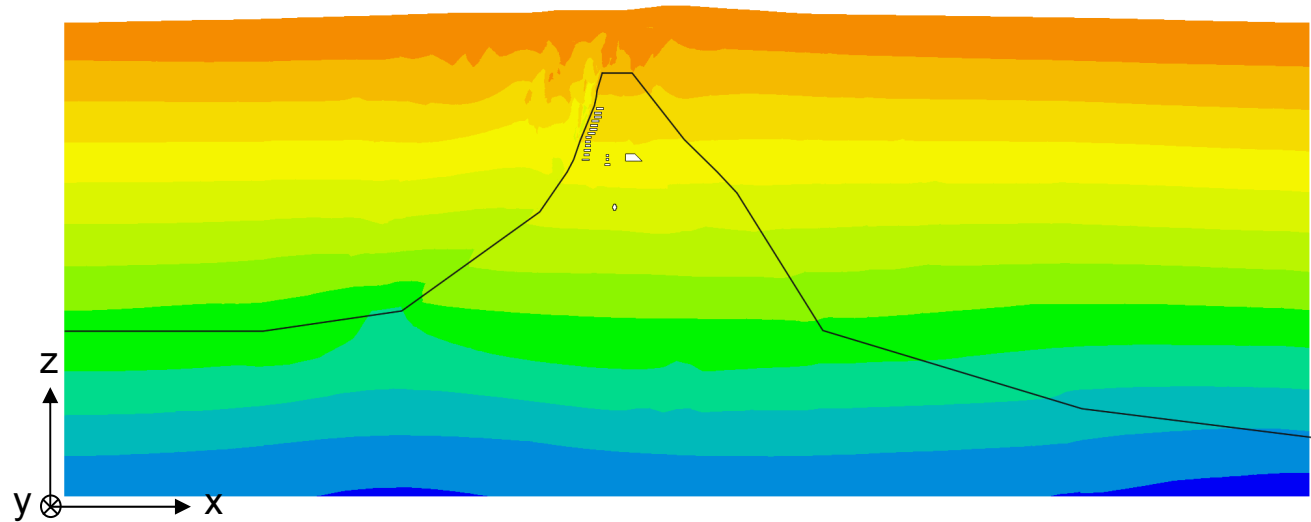
9

Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Average Calculation

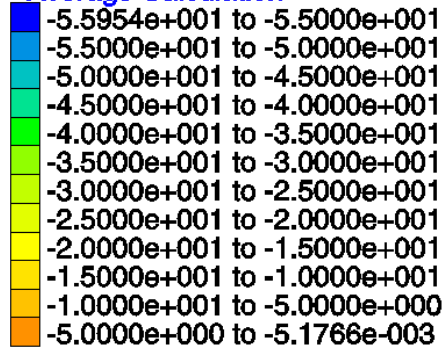


Interval = 5.0e+000

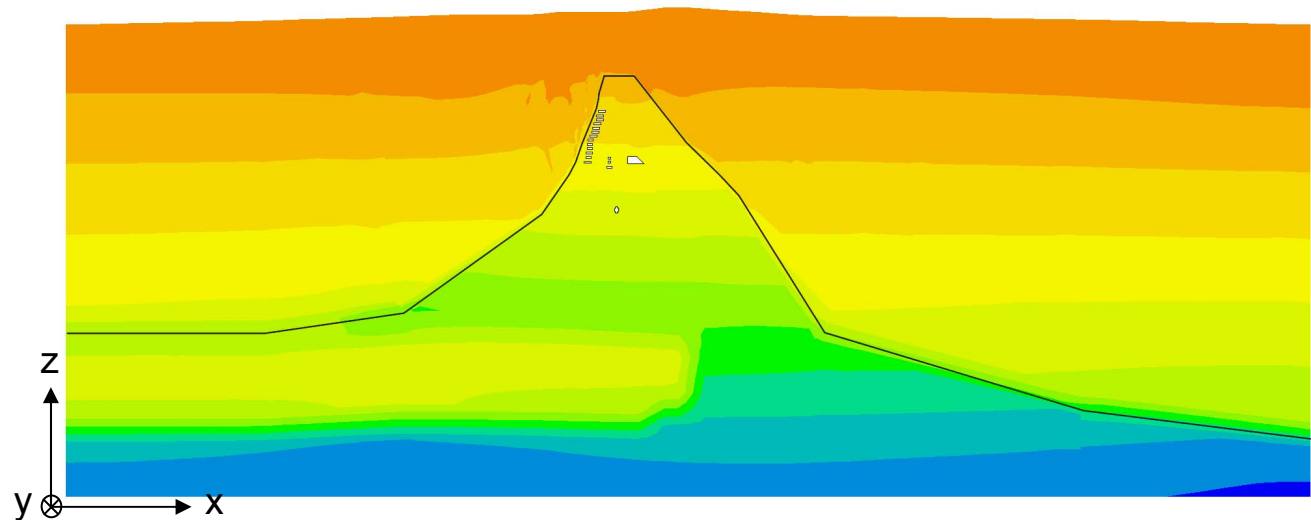


Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Average Calculation



Interval = 5.0e+000



$(\sigma_3 \text{ liegt in der } y\text{-}z\text{-Ebene})$

Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

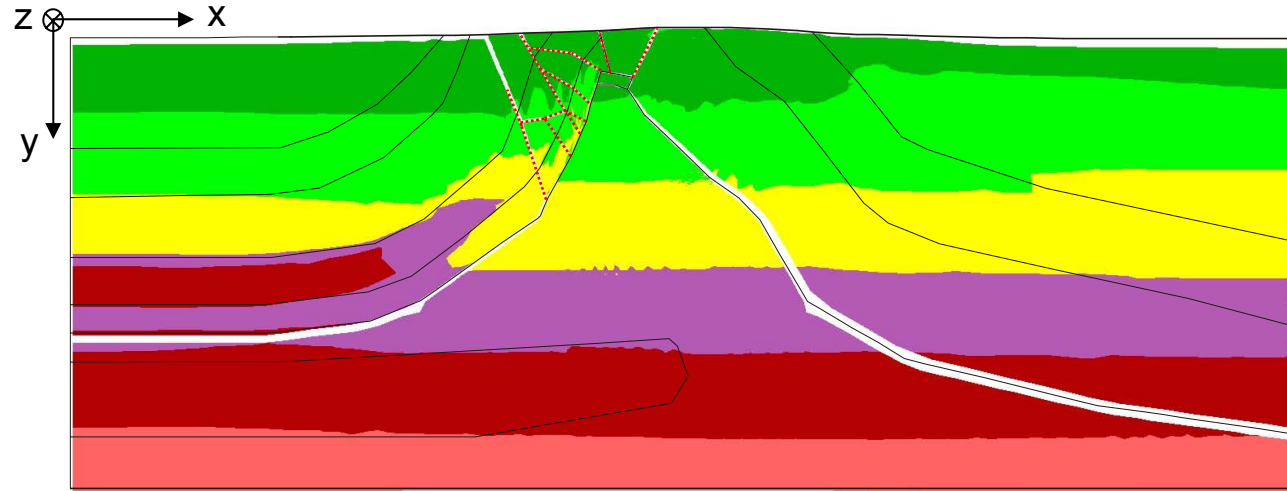
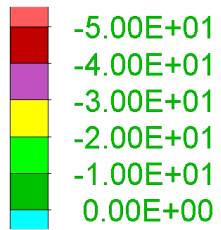
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Grundspannungszustand

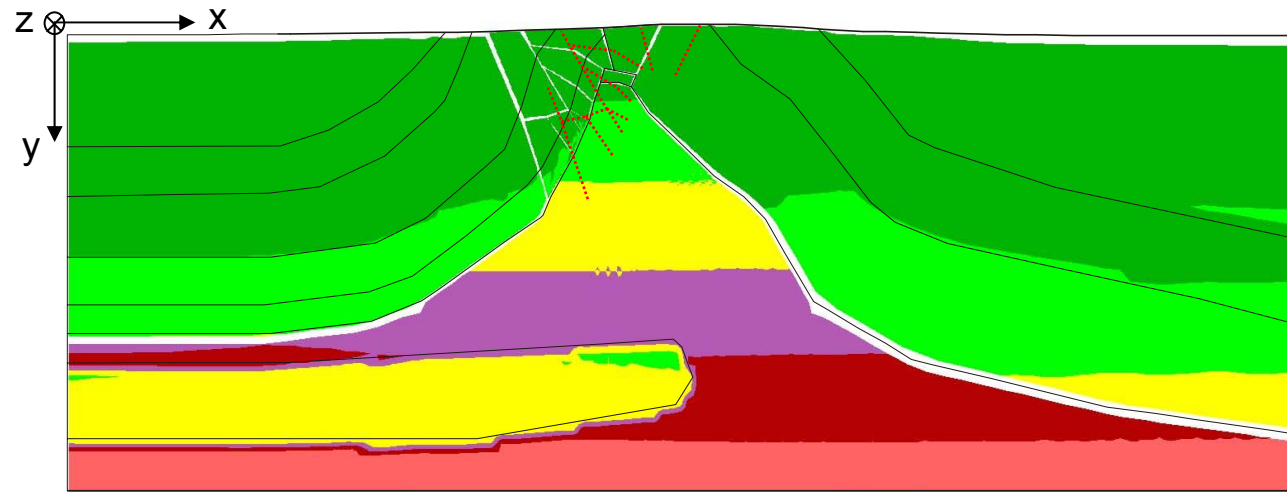
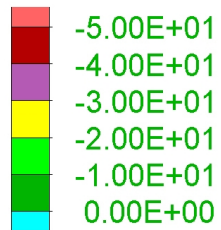
Anlage

10

Max. Hauptspannung σ_1 in MPa



Horizontalspannung σ_{zz} in MPa



Druck negativ



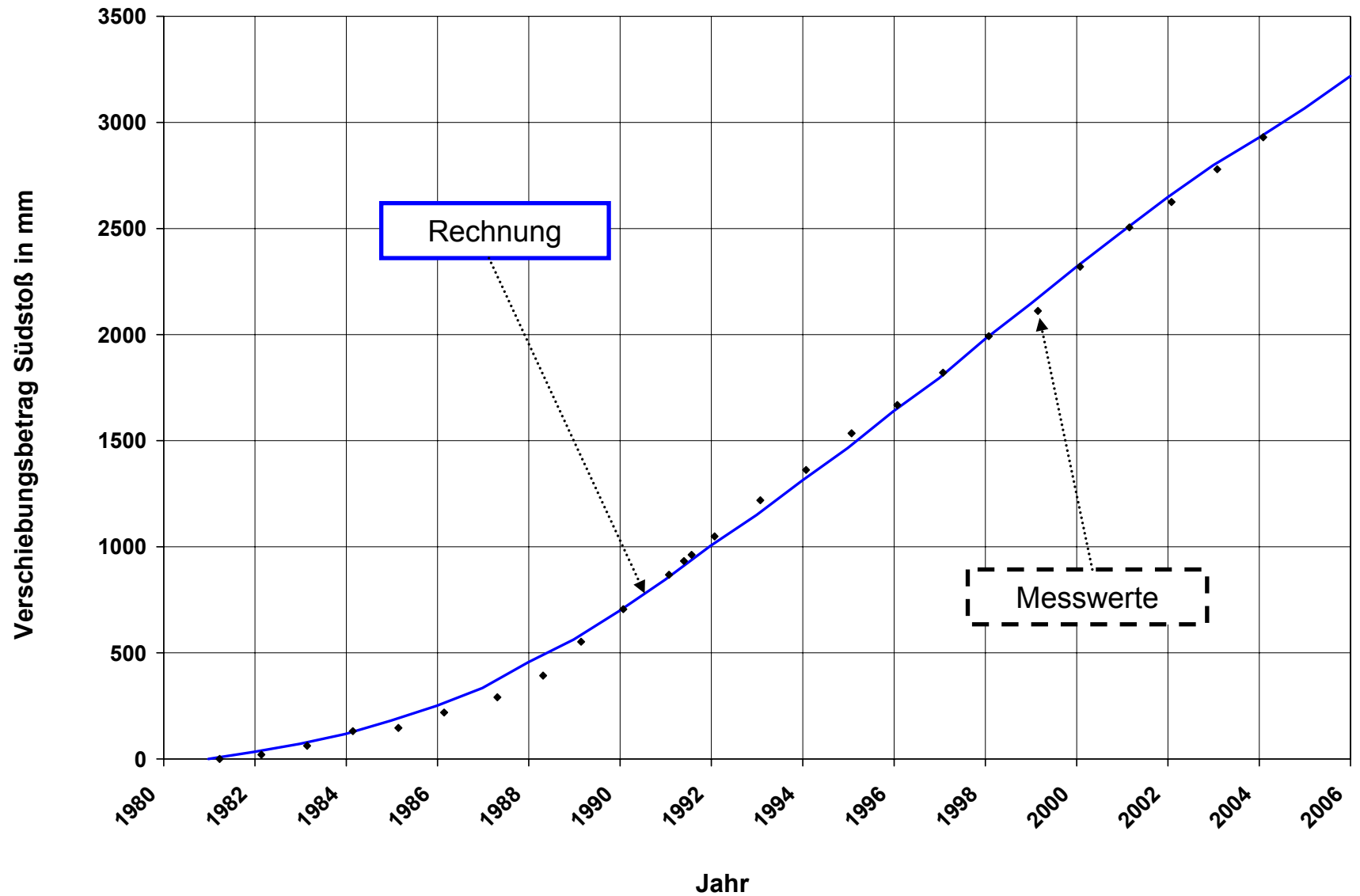
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

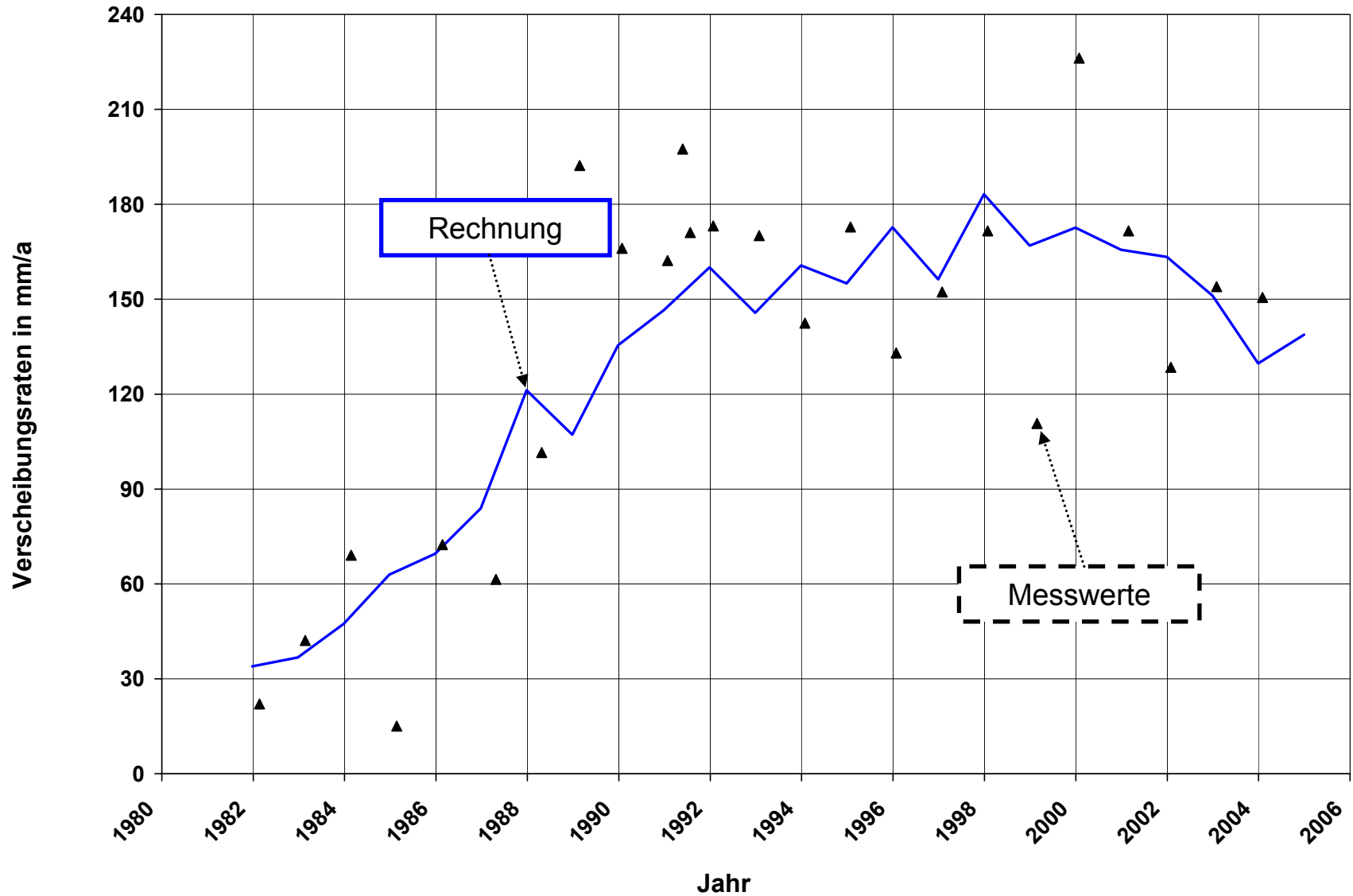
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

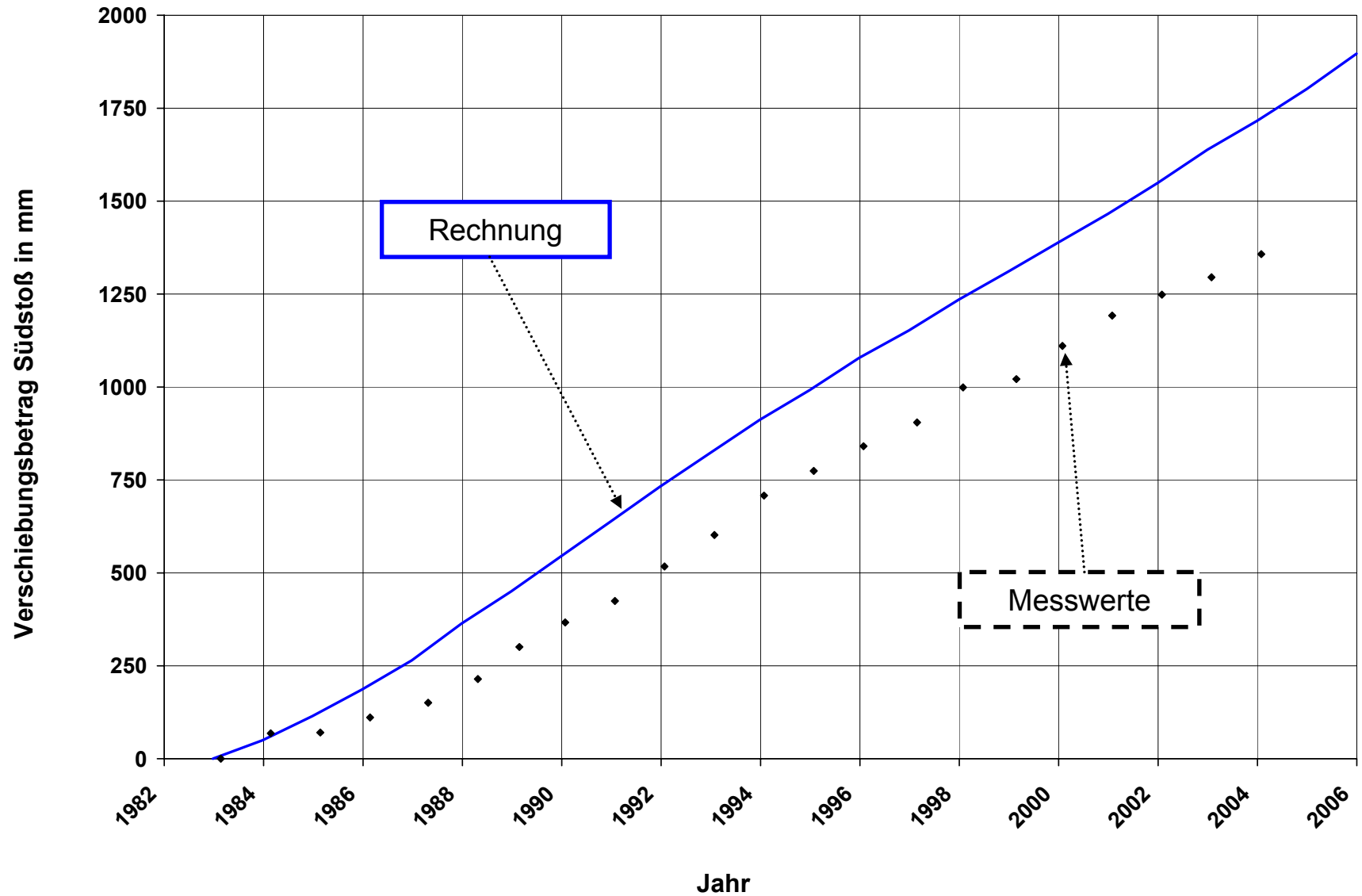
Grundspannungszustand
Tragfähigkeitsanalyse

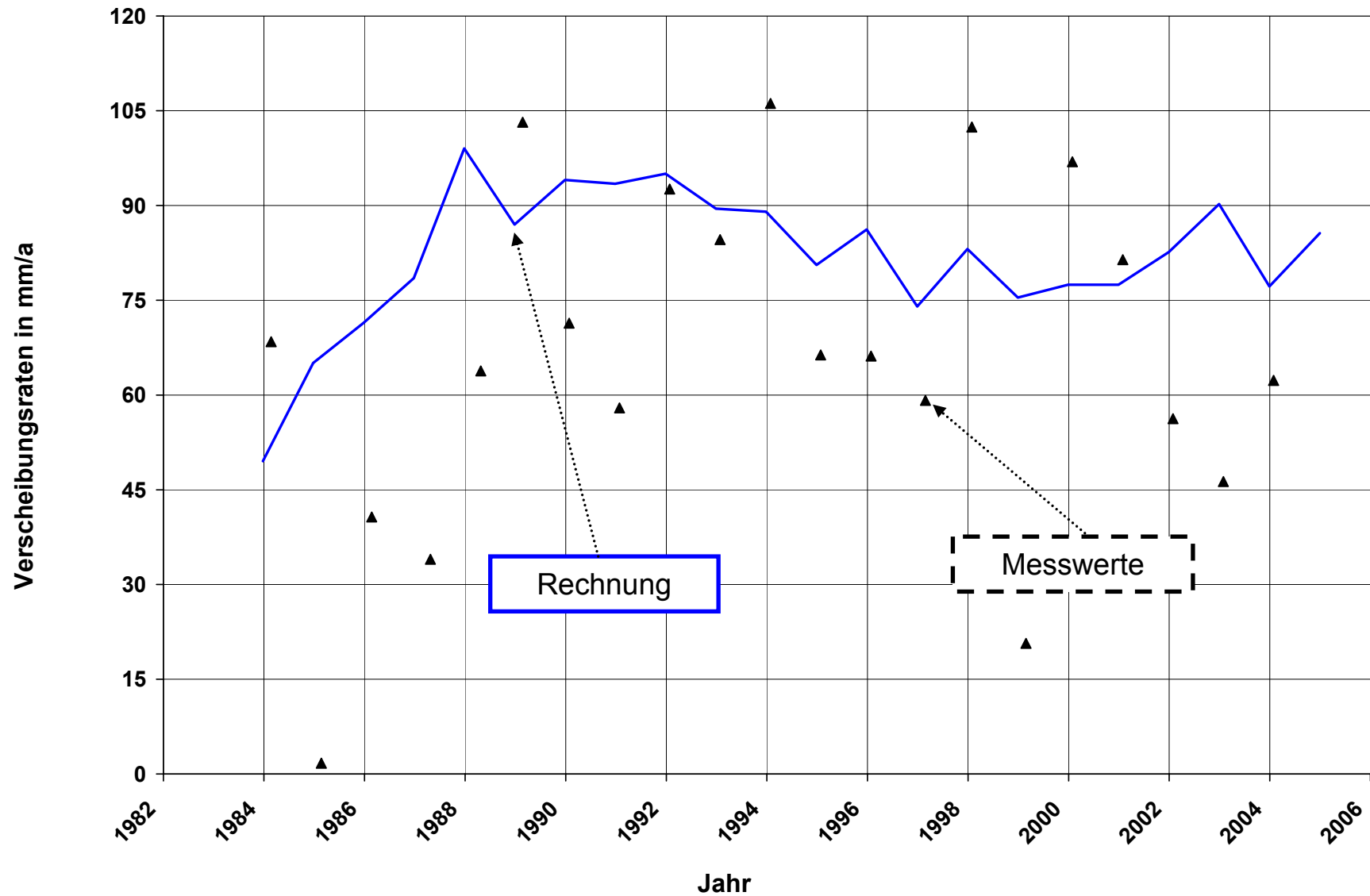
Anlage

11



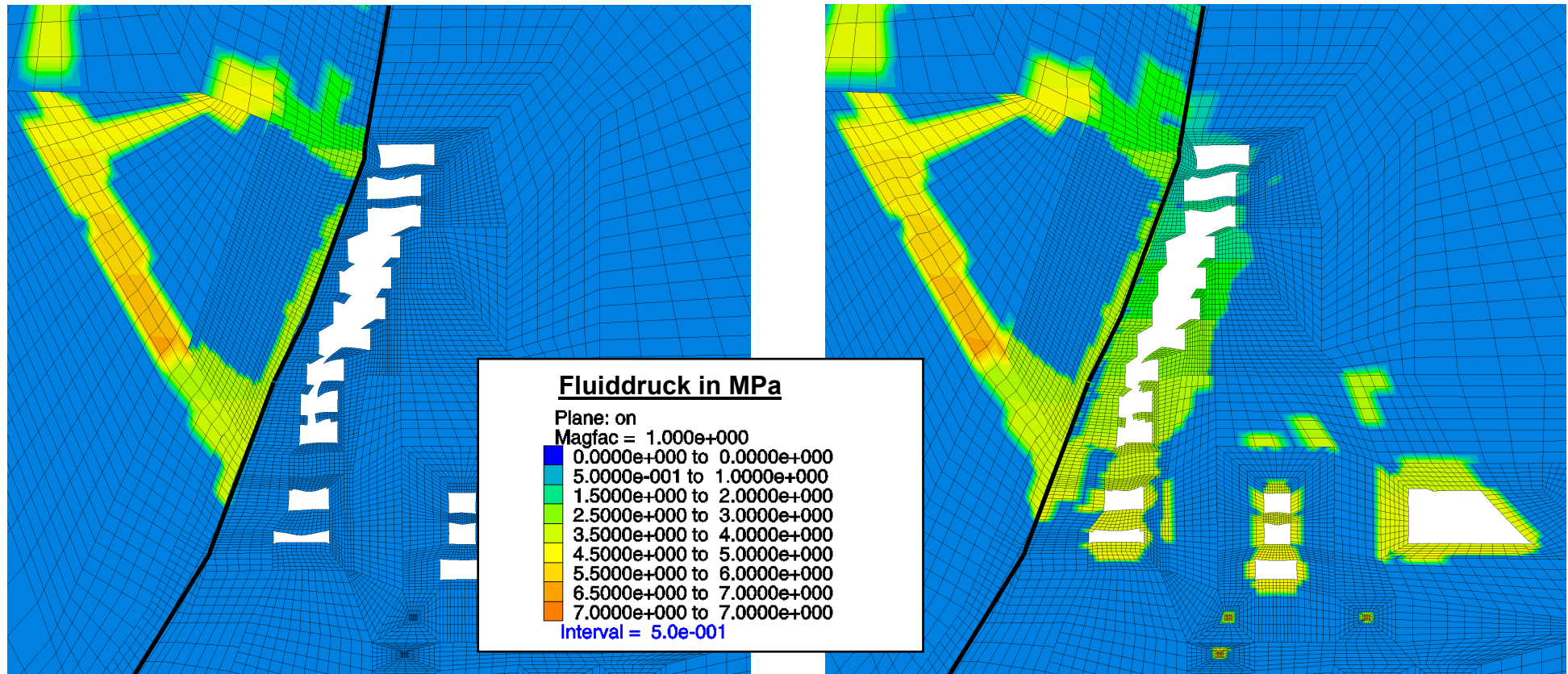






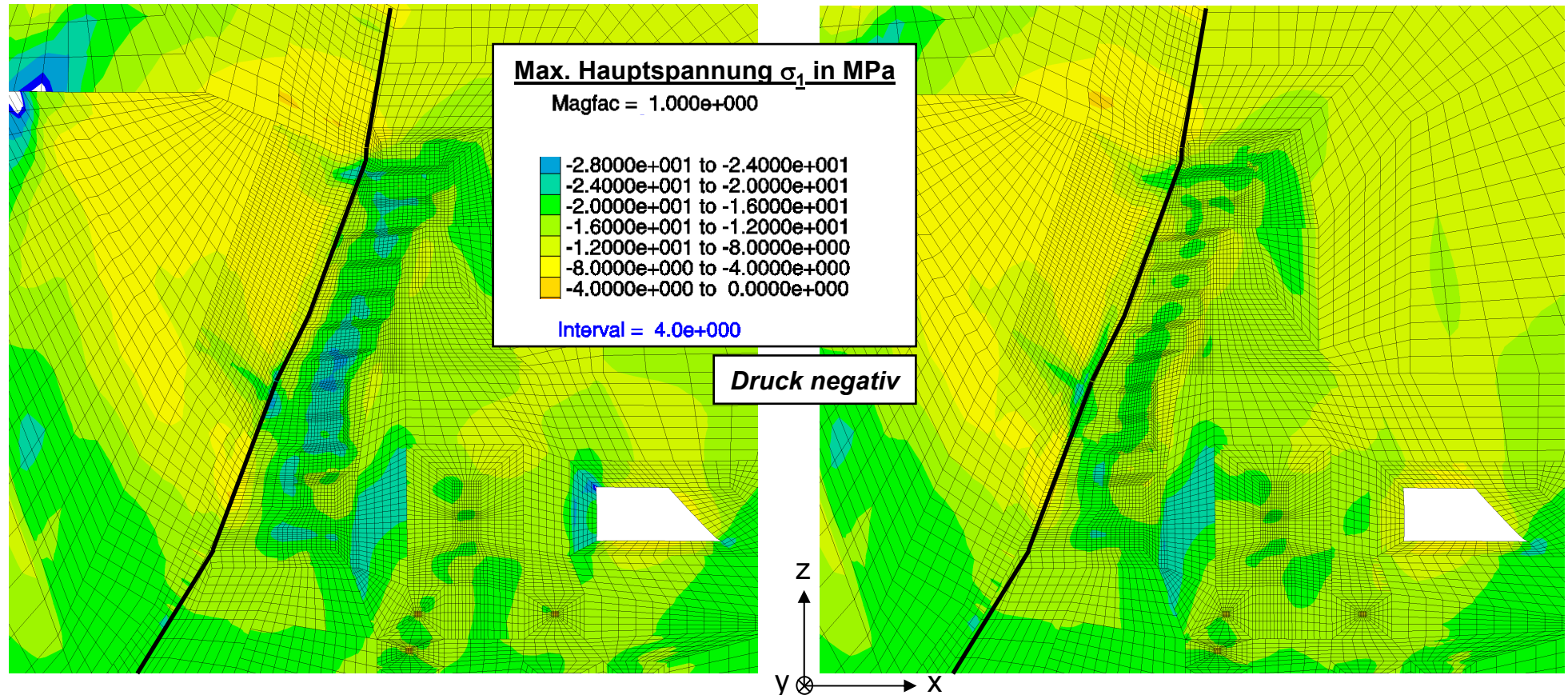
2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

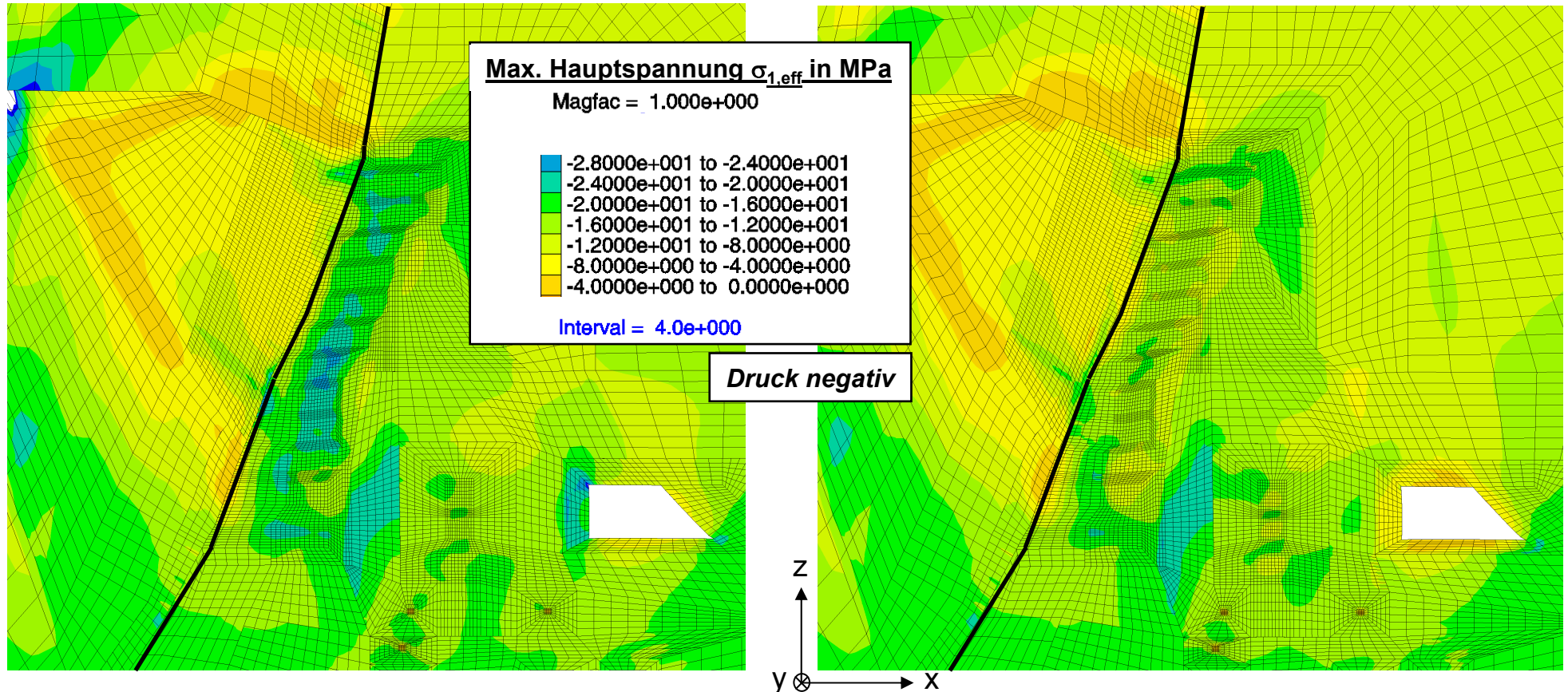
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 28$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
17

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

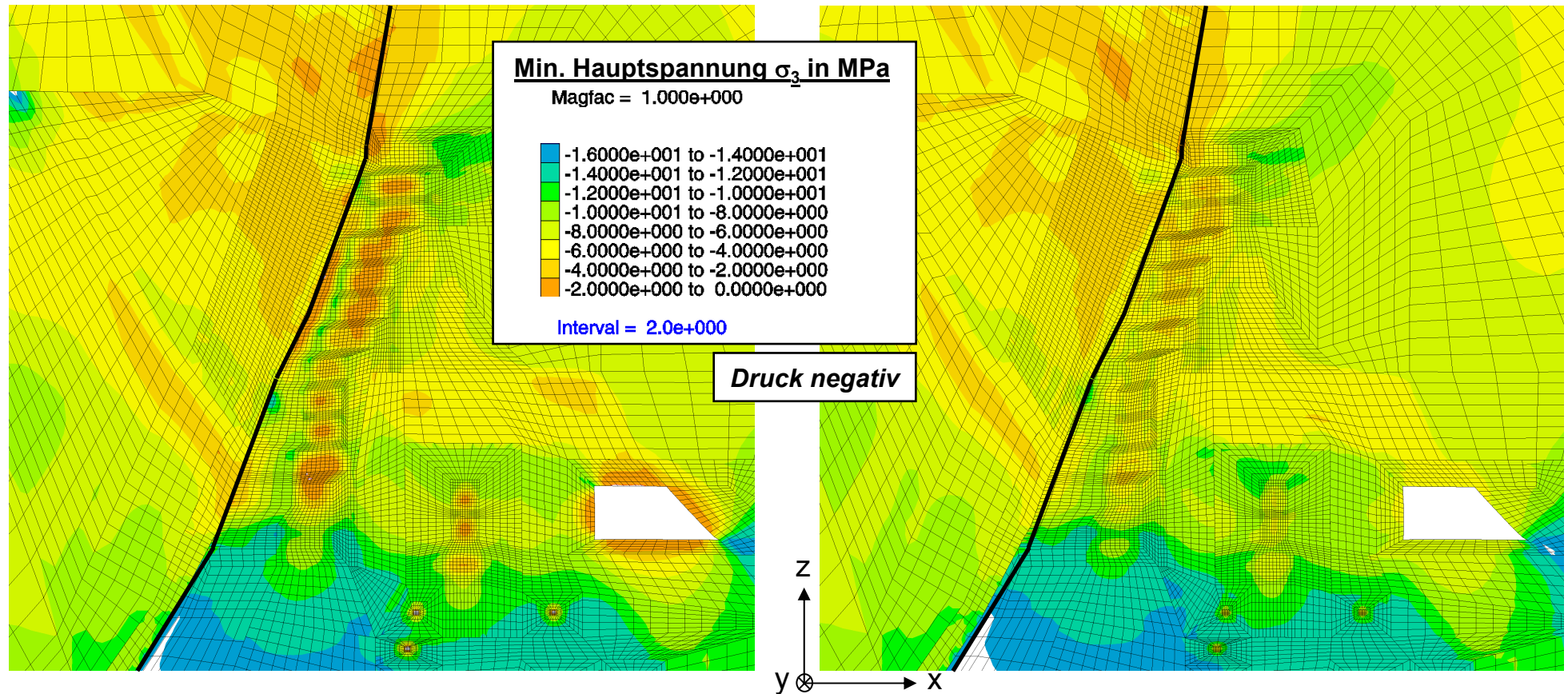
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_{1,eff} < 28$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
18

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

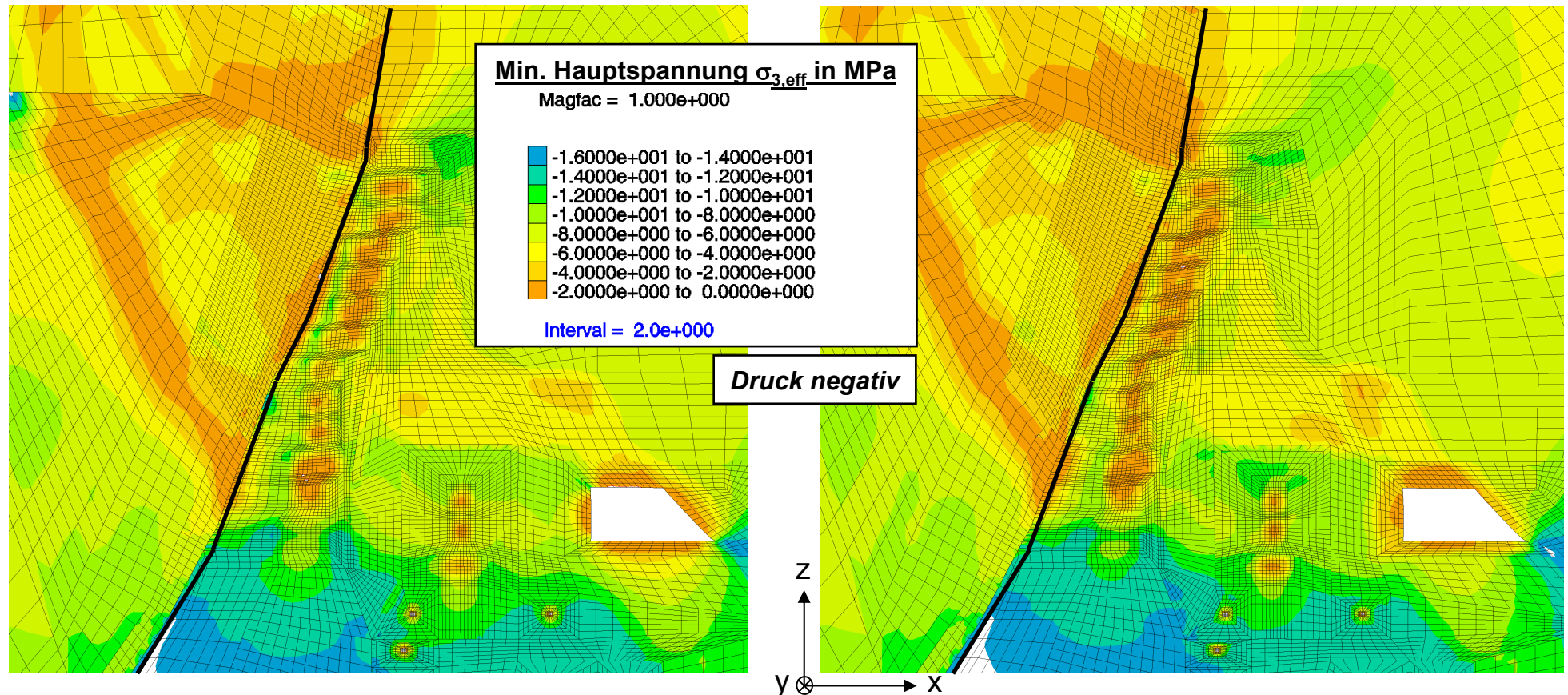
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 16$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
19

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

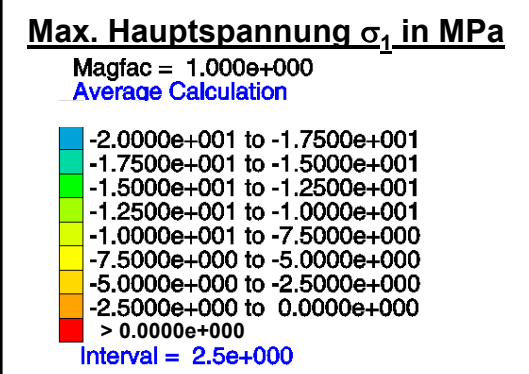
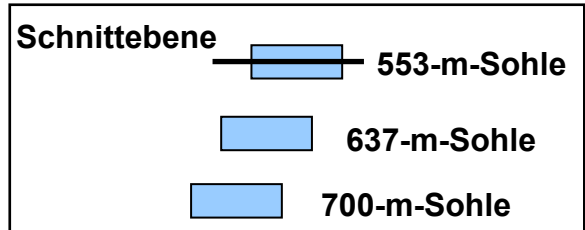
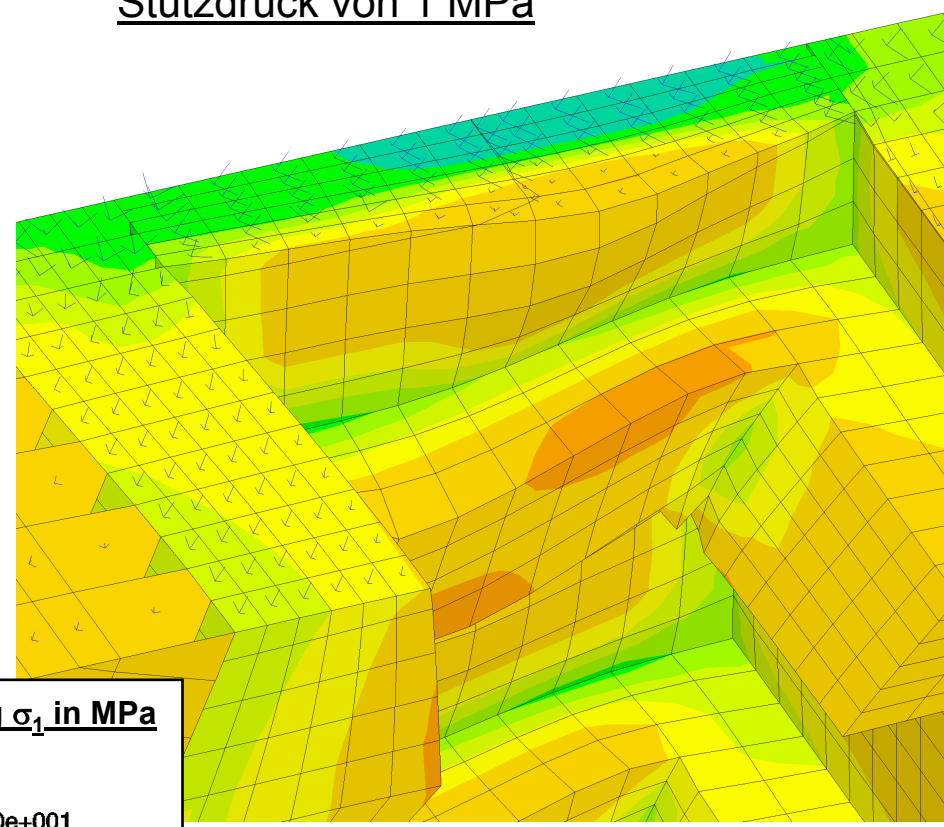
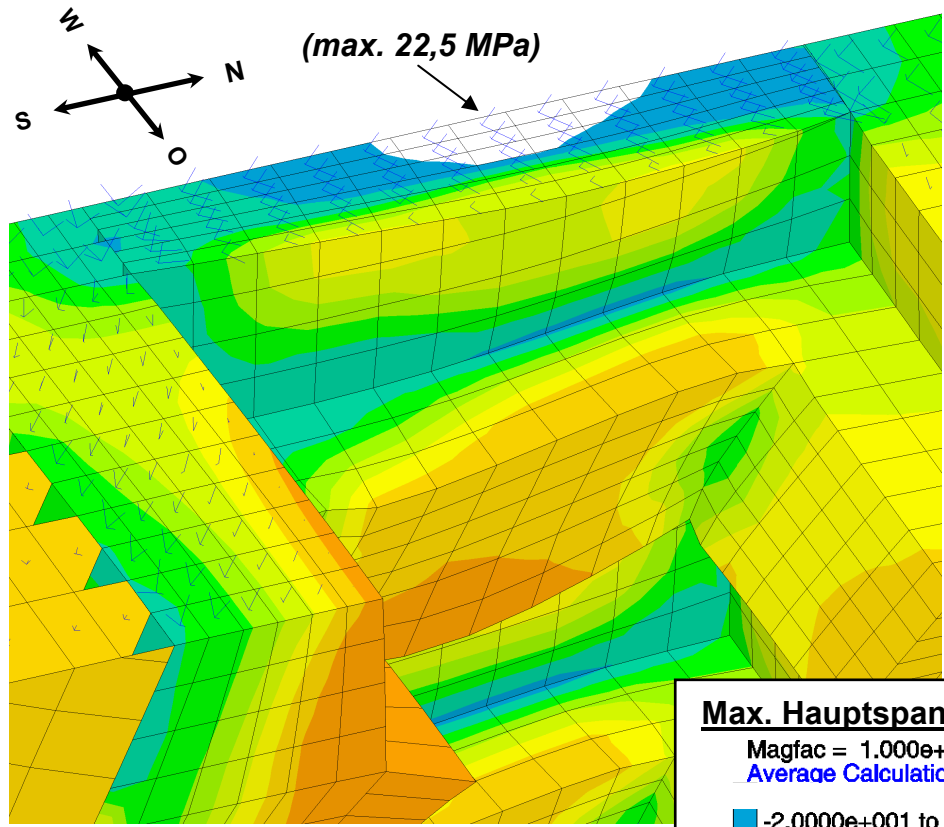
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_{3,eff} < 16$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
20

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Druck negativ



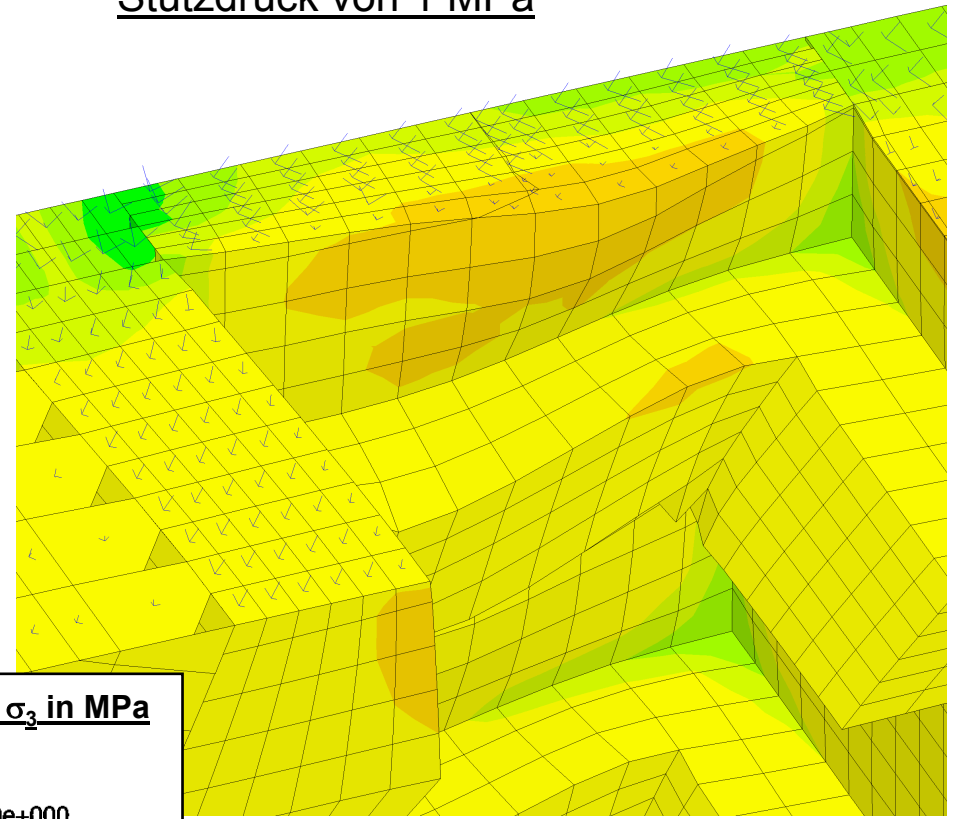
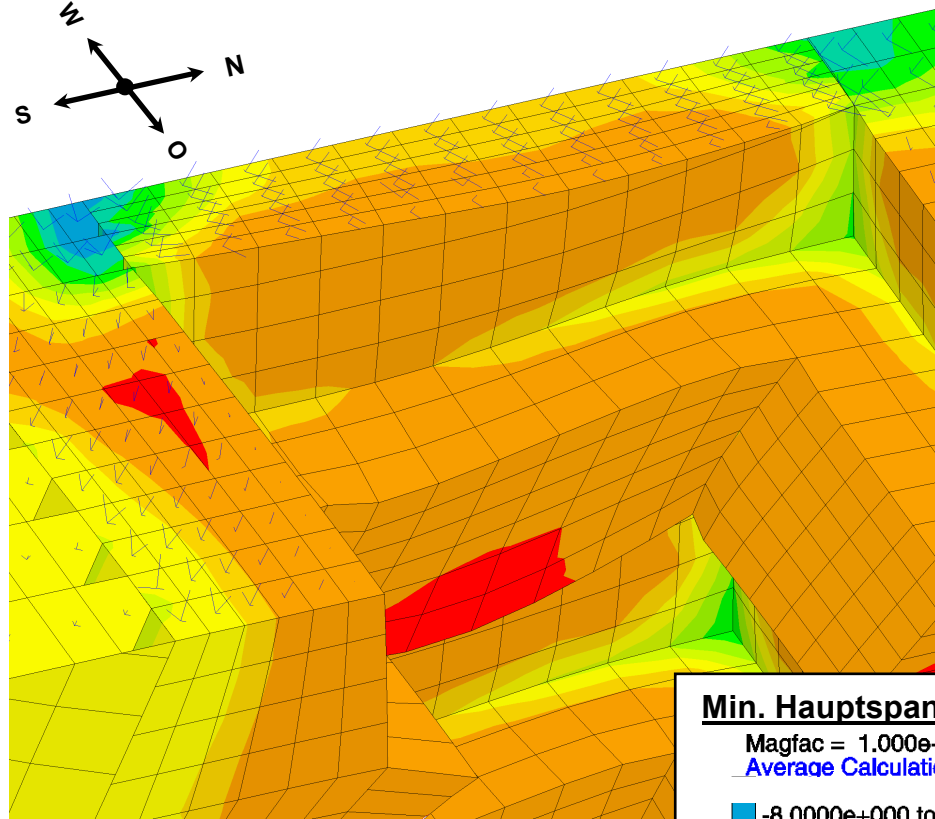
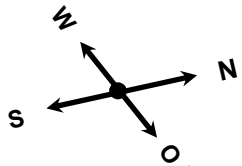
**Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH**
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 20$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

Anlage
21

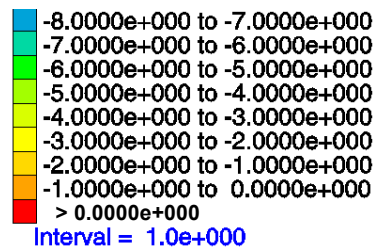
2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation



Druck negativ

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

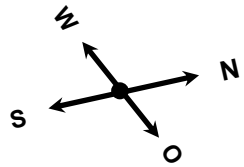
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 8$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

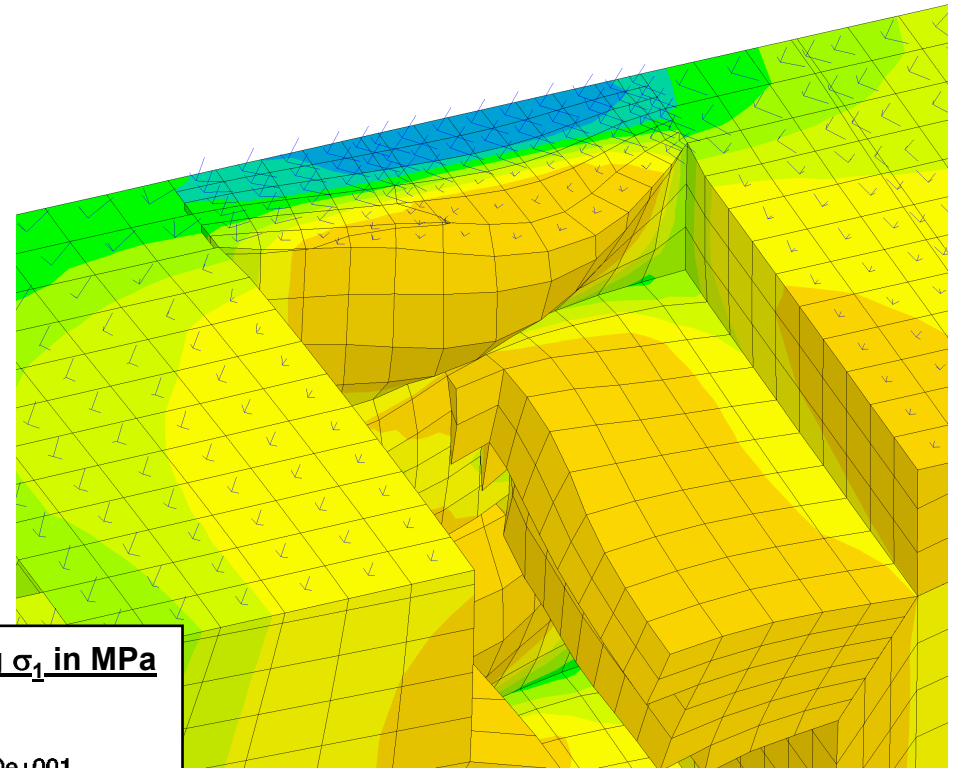
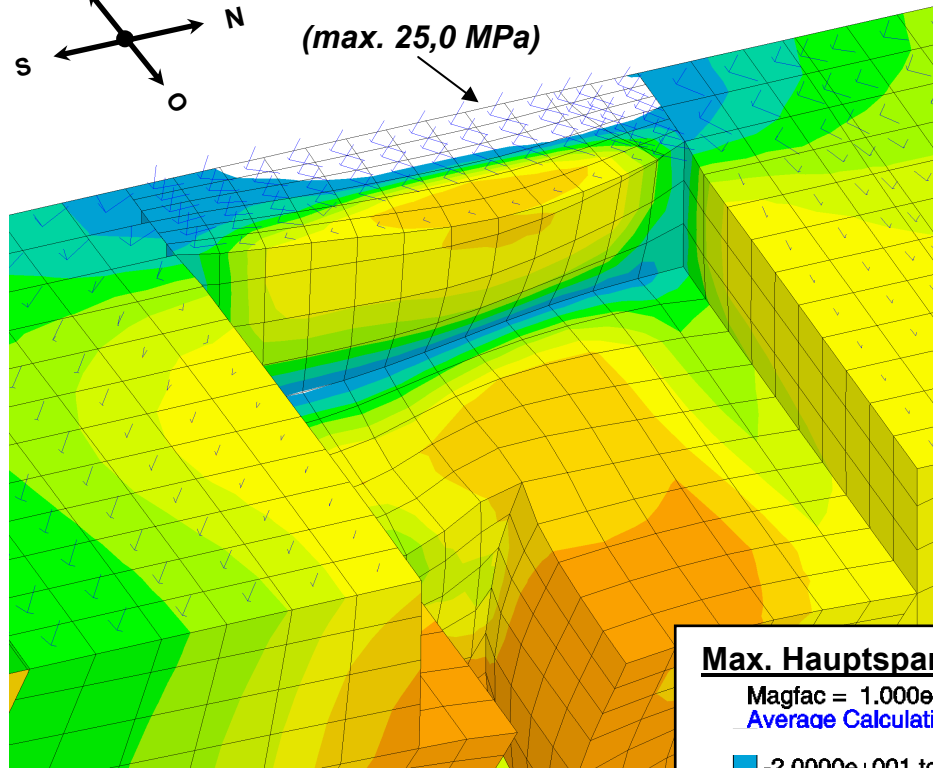
Anlage
22

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa

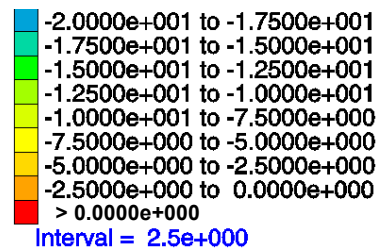


(max. 25,0 MPa)



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation



Druck negativ

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

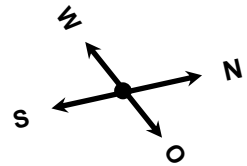
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 20$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

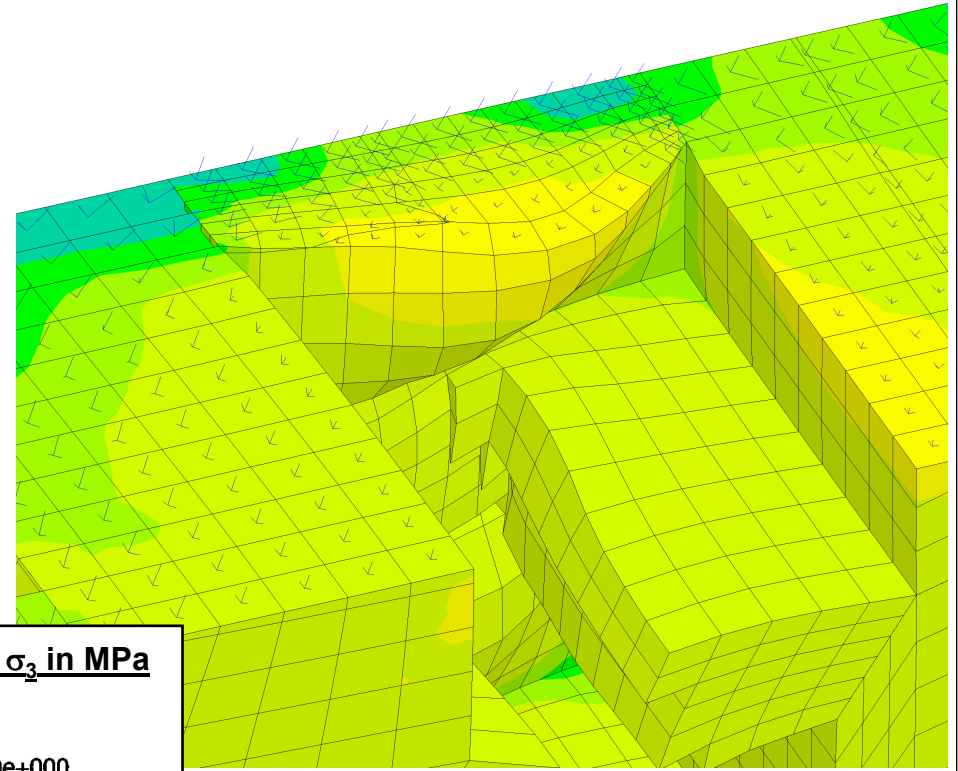
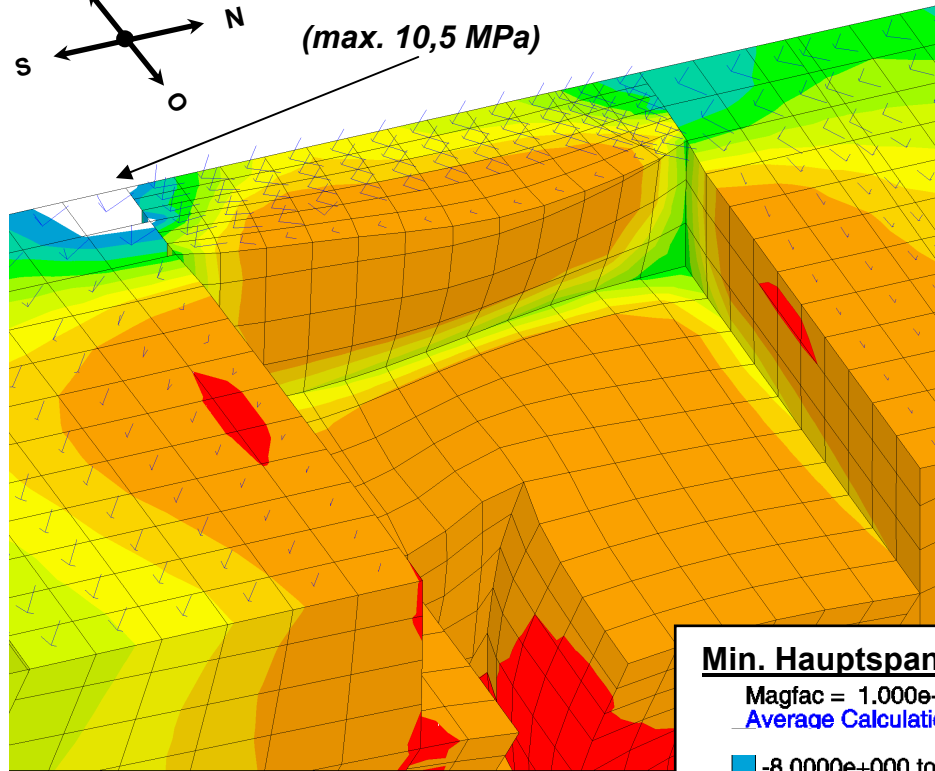
Anlage
23

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

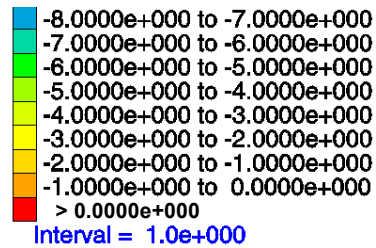


(max. 10,5 MPa)



Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation



Druck negativ

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

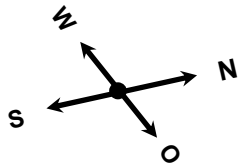
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 8$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

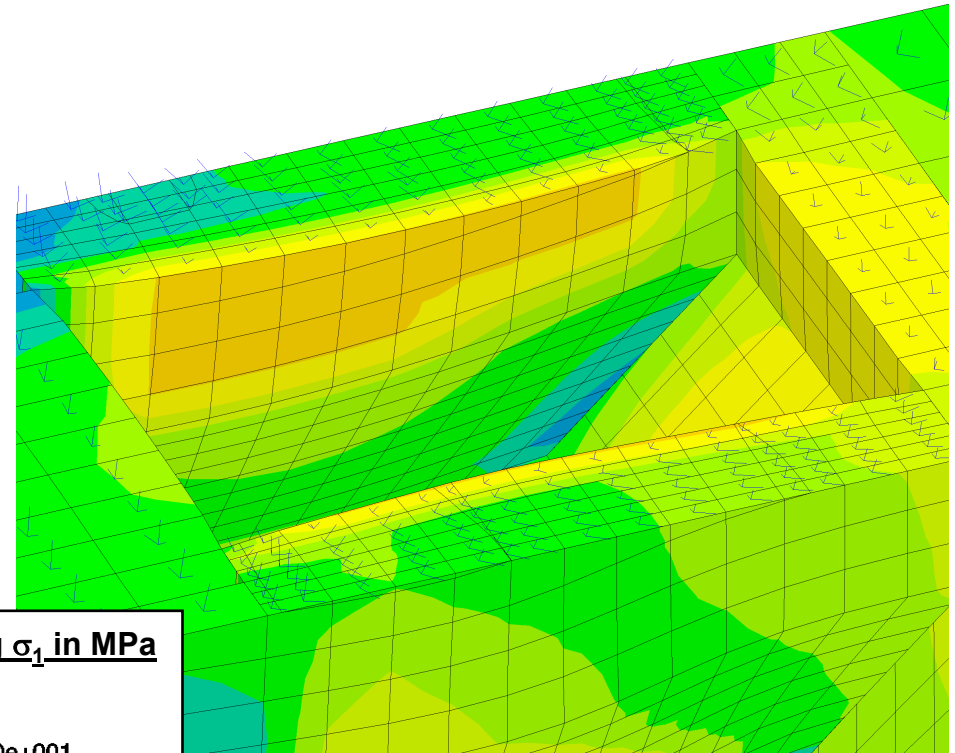
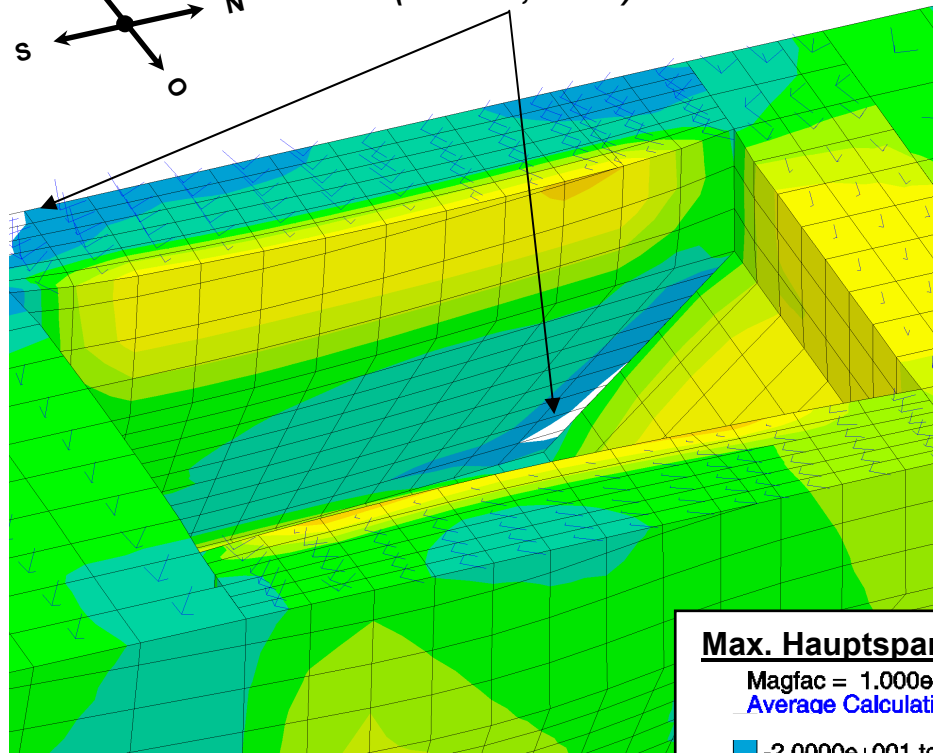
Anlage
24

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

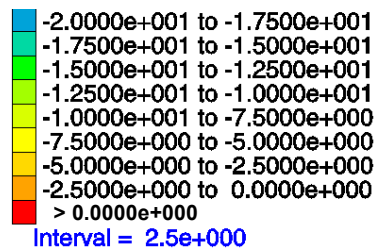


(max. 21,5 MPa)



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation



Druck negativ

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



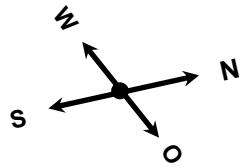
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

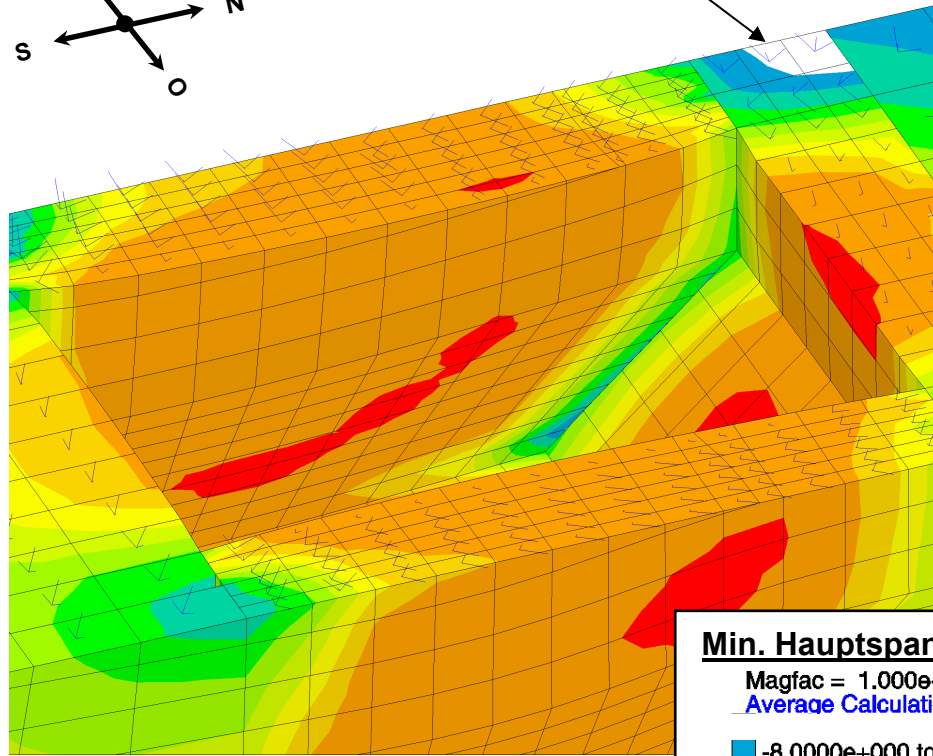
Vergleich $\sigma_1 < 20$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Anlage
25

2006



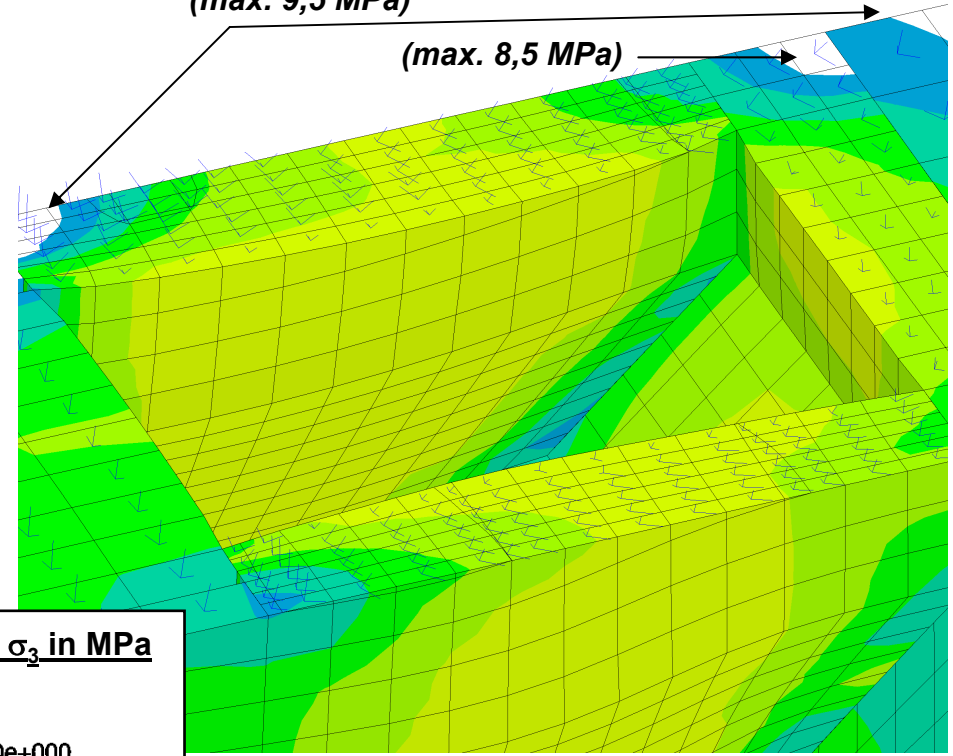
(max. 10,0 MPa)



2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

(max. 9,5 MPa)

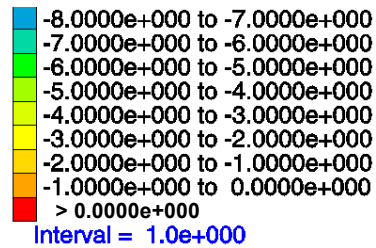
(max. 8,5 MPa)



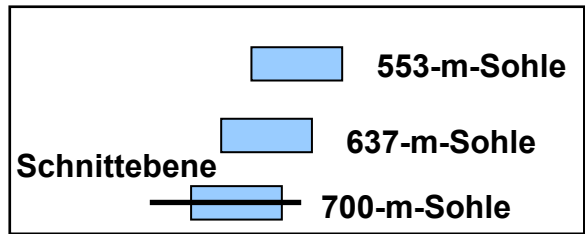
Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000

Average Calculation



Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

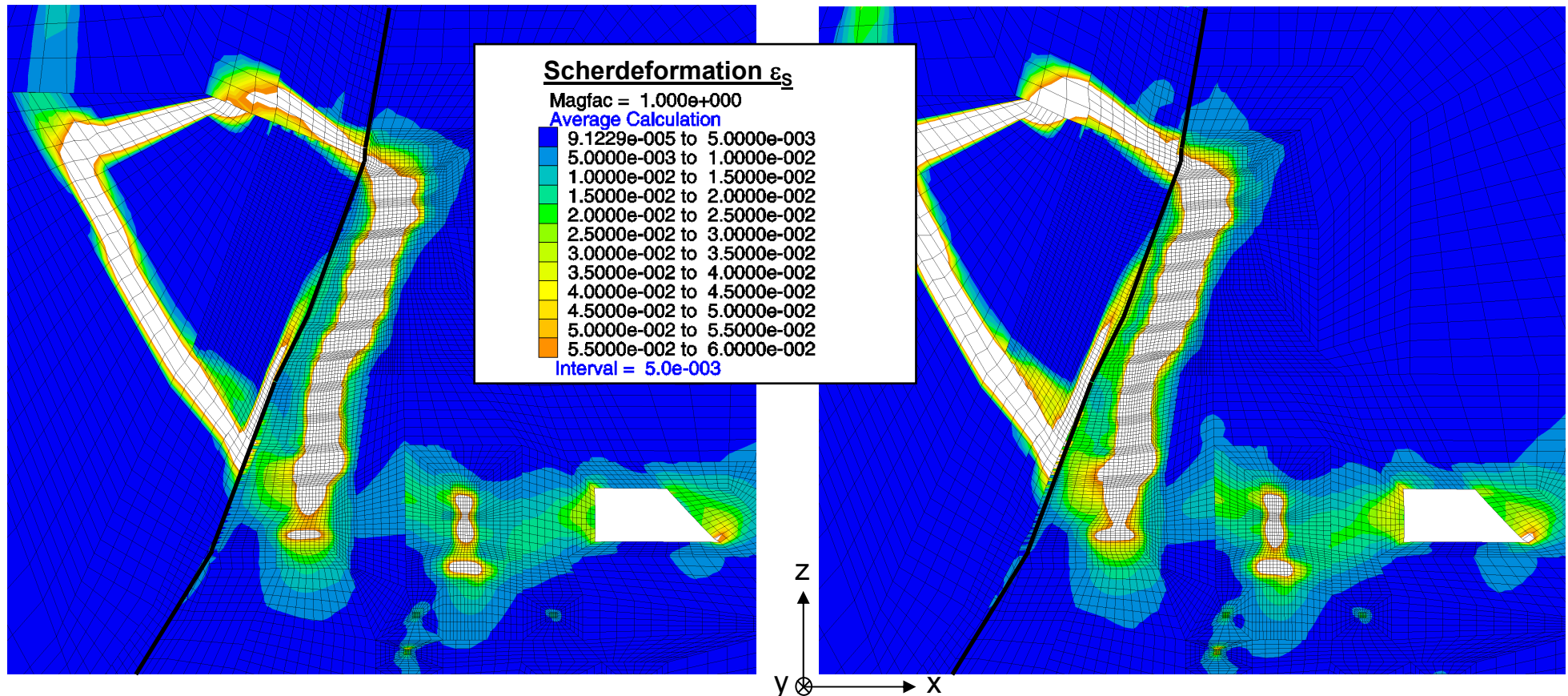
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 8$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Anlage
26

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

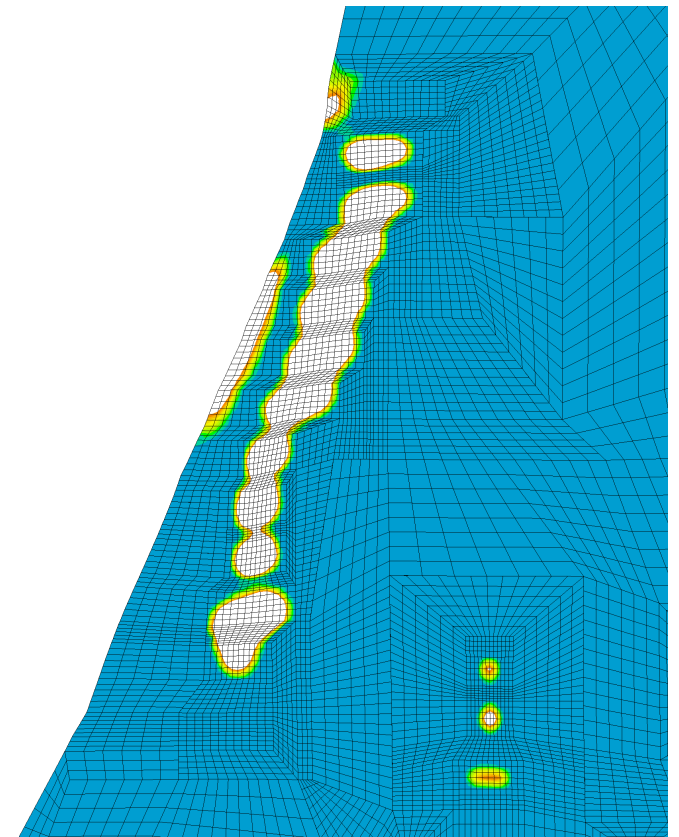
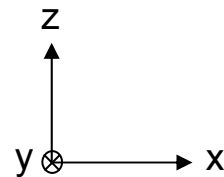
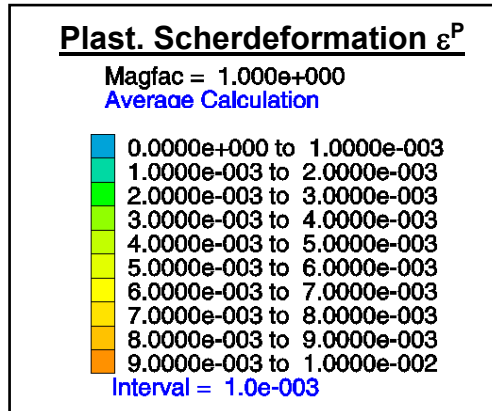
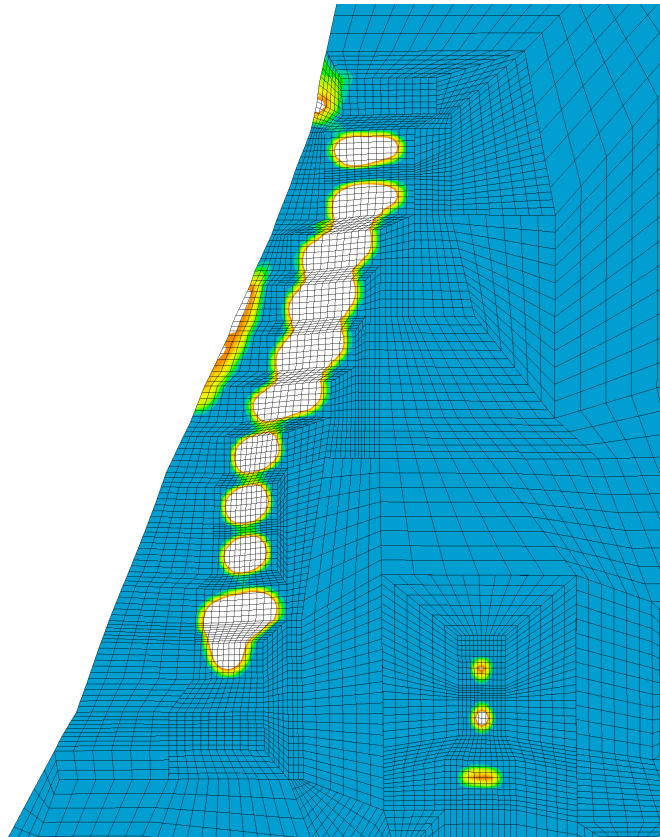
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Scherdeformation < 6 % 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
27

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



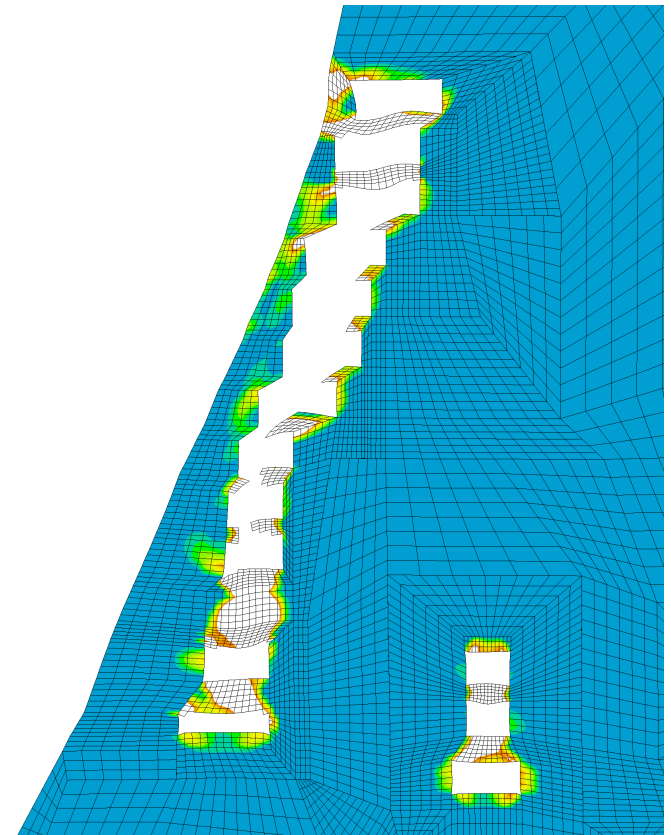
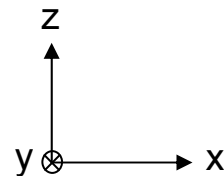
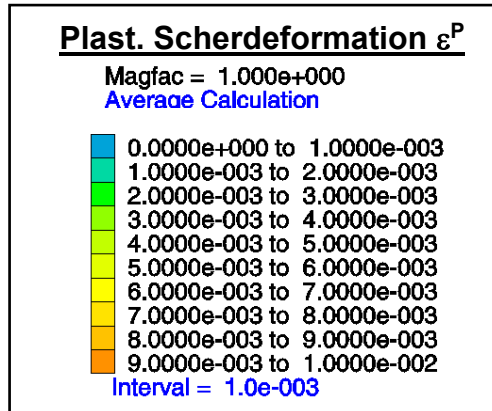
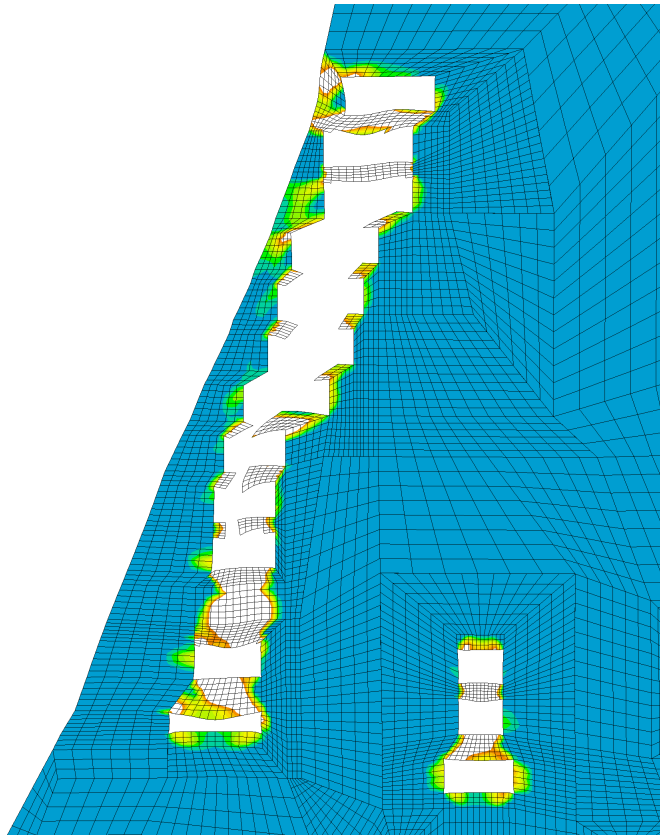
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeformation < 1 % 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
28

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

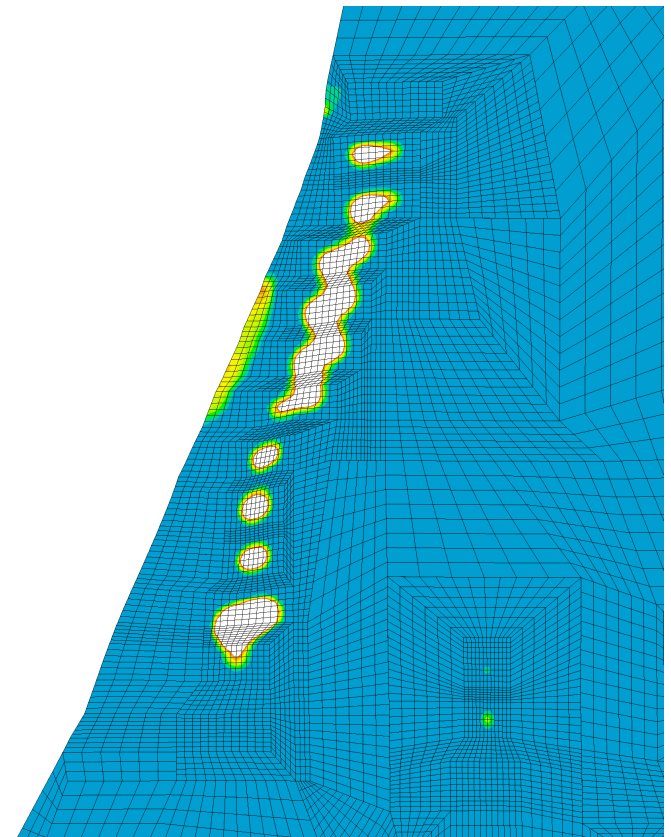
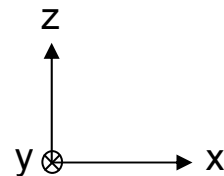
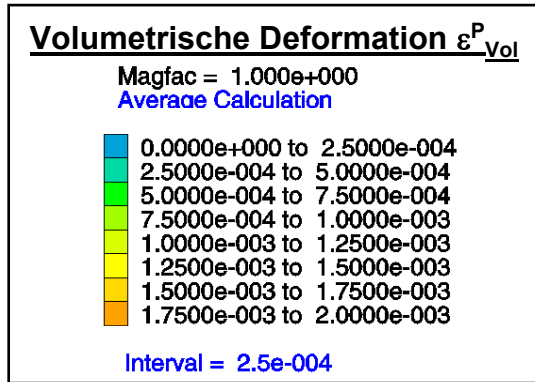
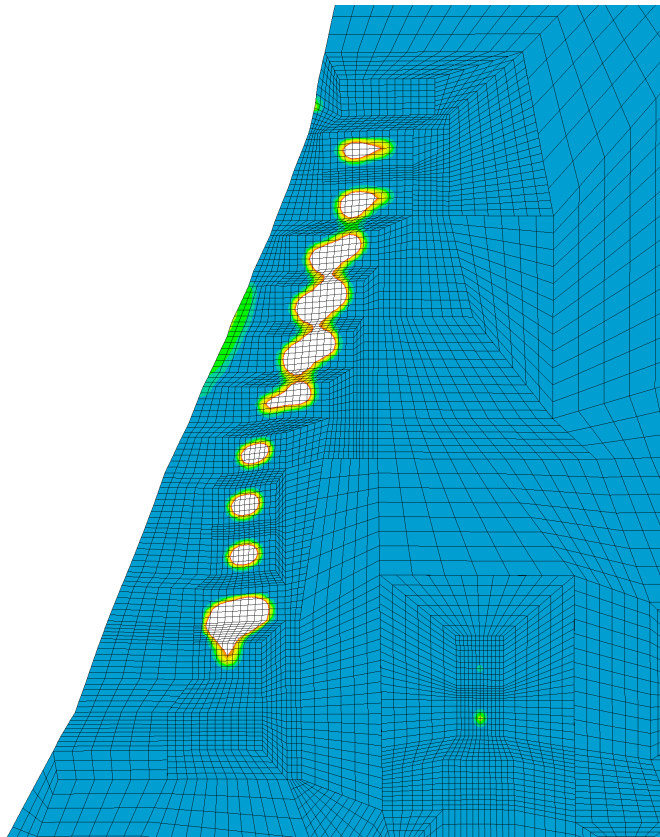
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeformation < 1 % 2006 und 2016
(Schnitt Kammermitte)

Anlage
29

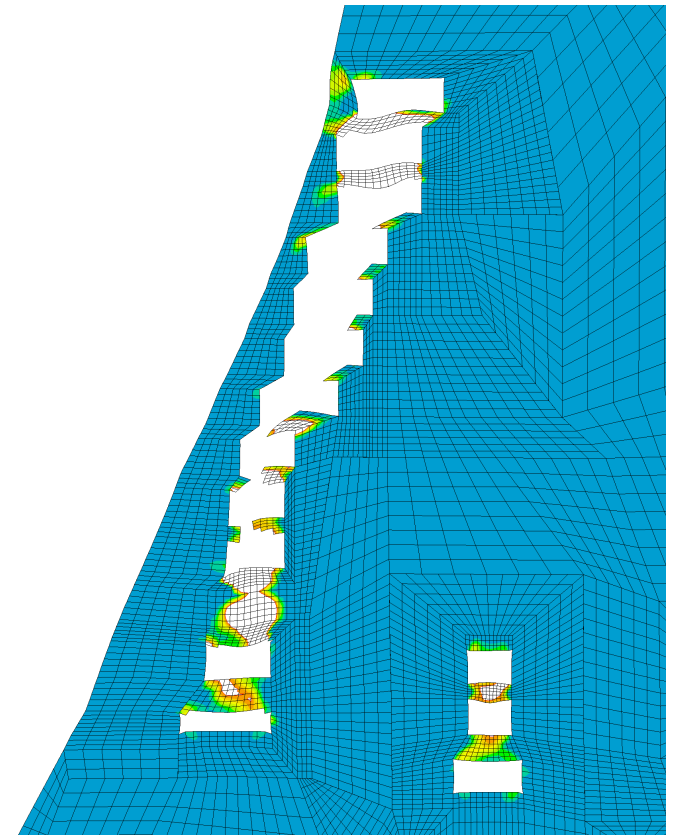
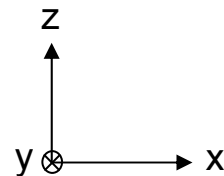
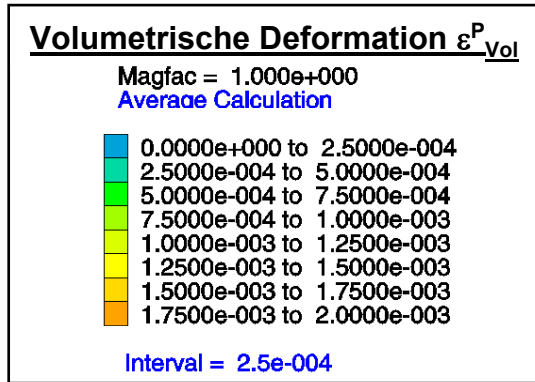
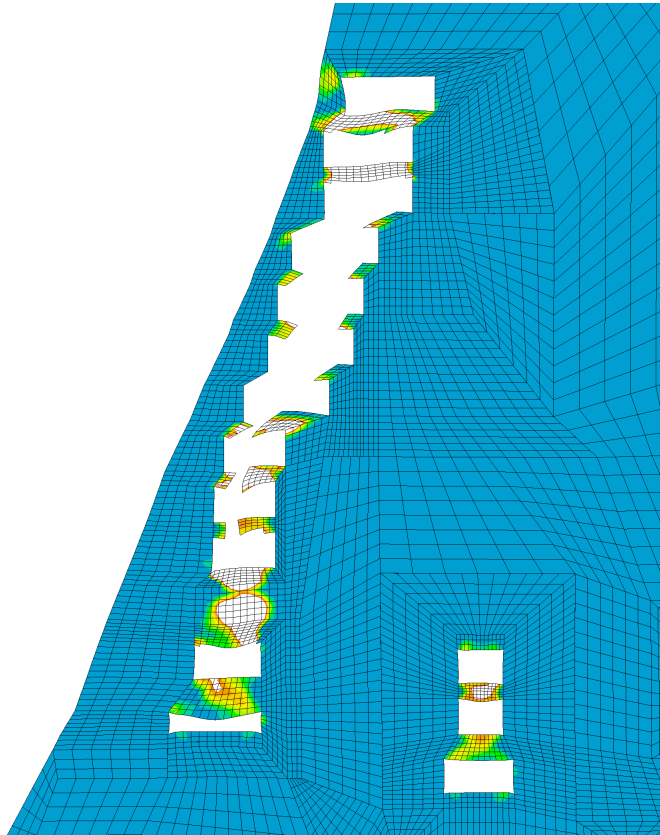
2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa

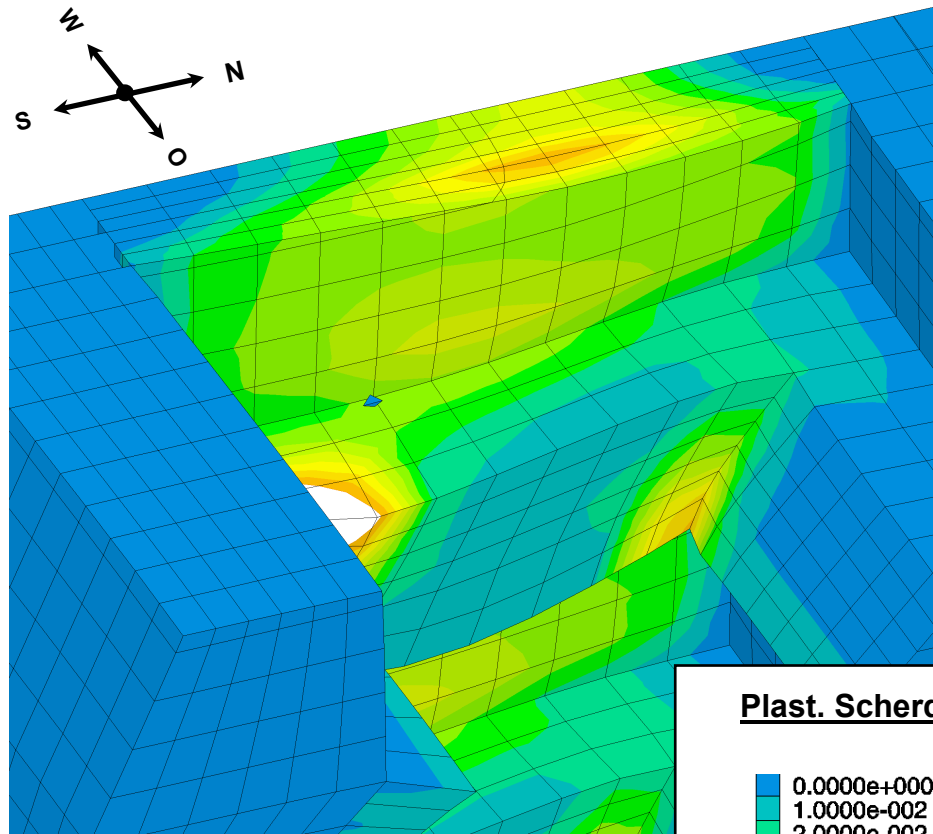
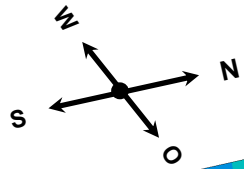


2006

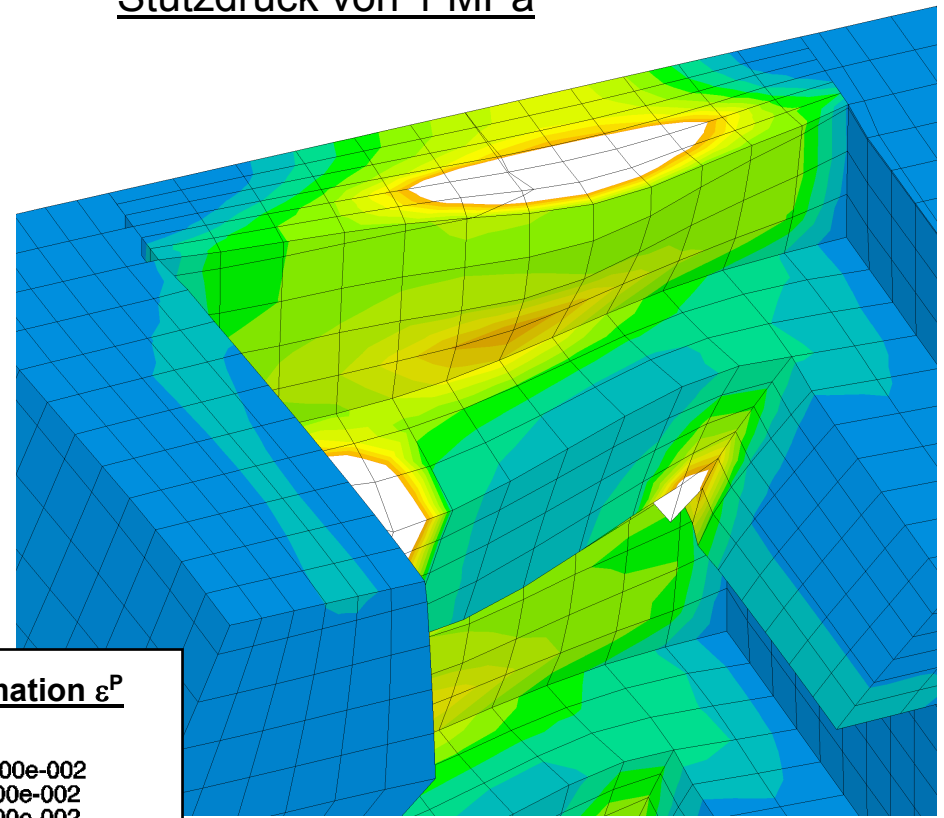
2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



2006



2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



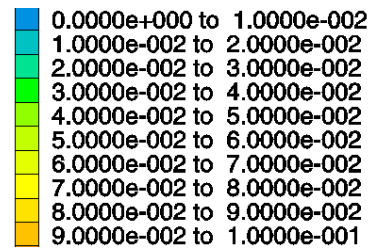
Schnittebene

 553-m-Sohle

 637-m-Sohle

 700-m-Sohle

Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

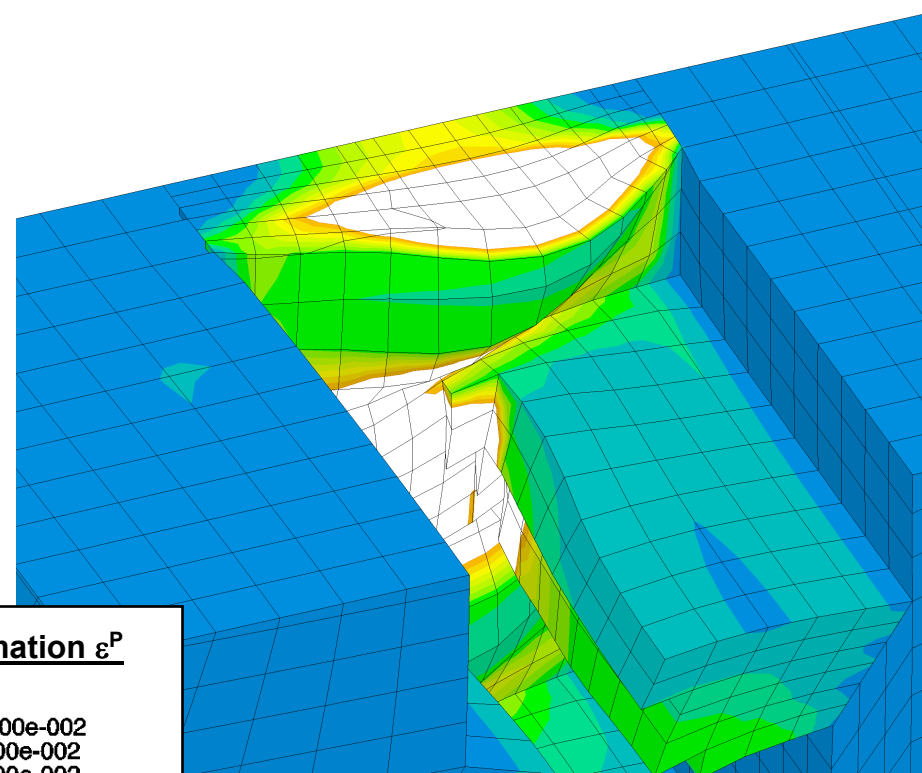
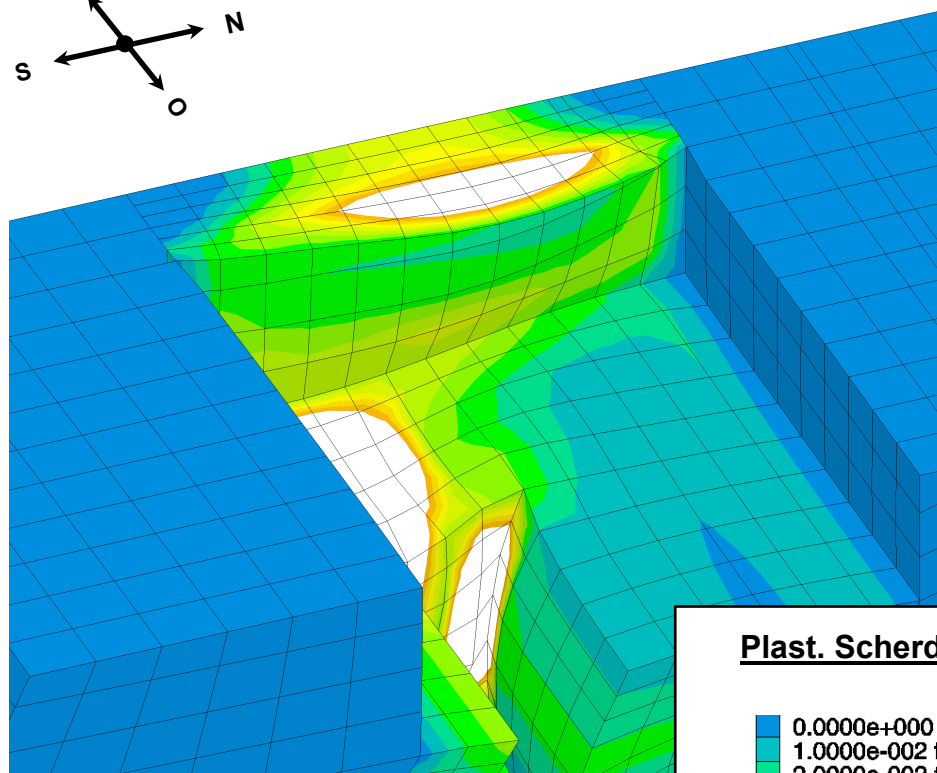
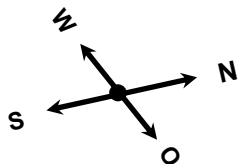
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

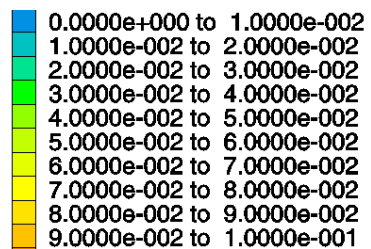
Anlage
32

2006

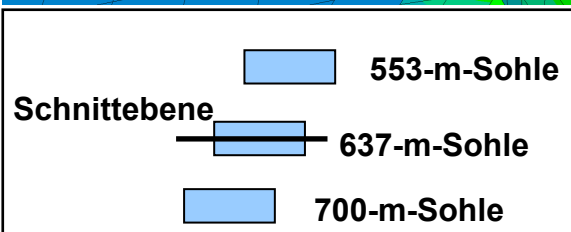
2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

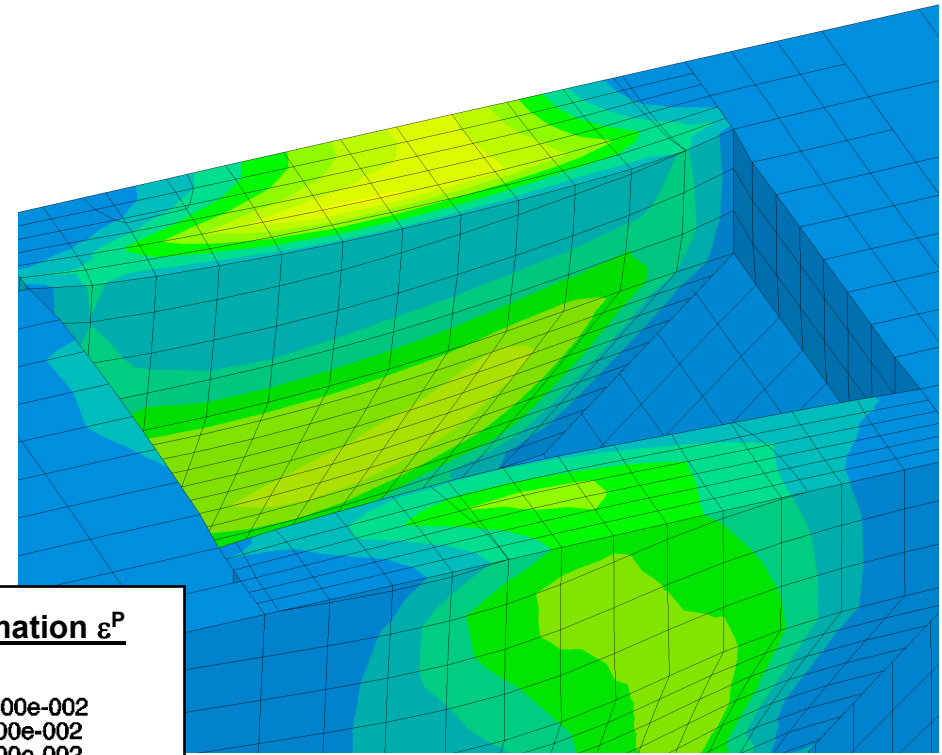
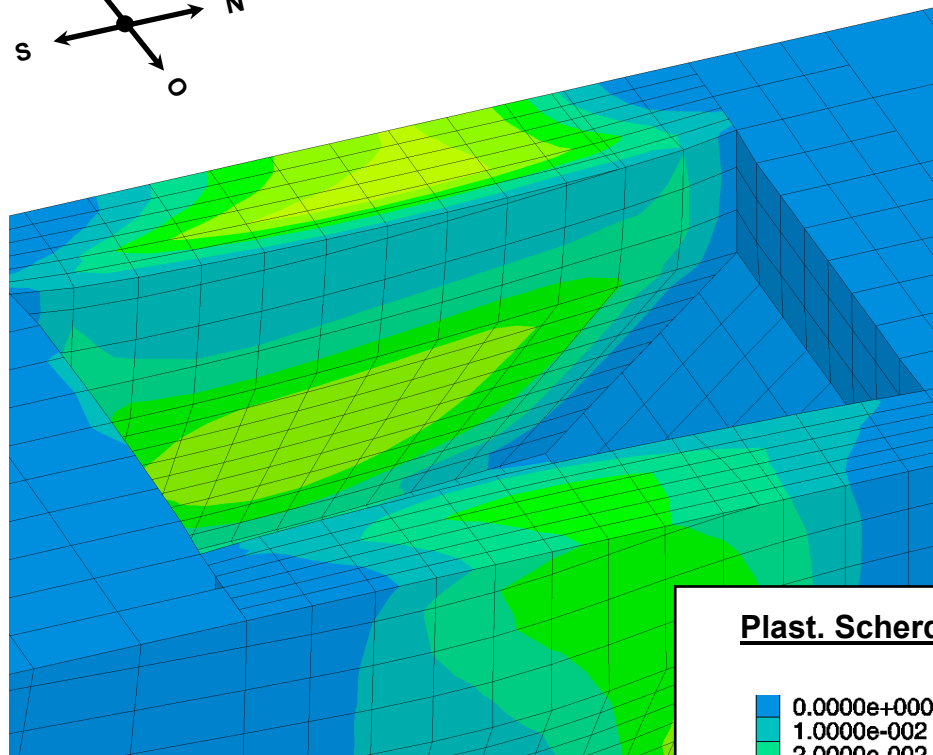
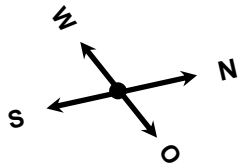
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

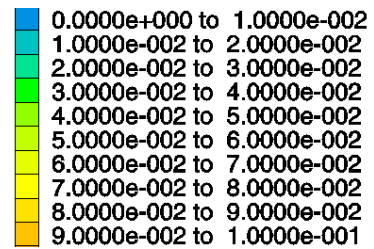
Anlage
33

2006

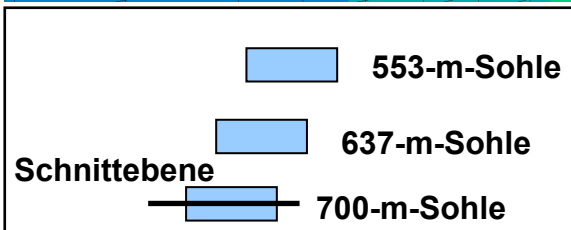
2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

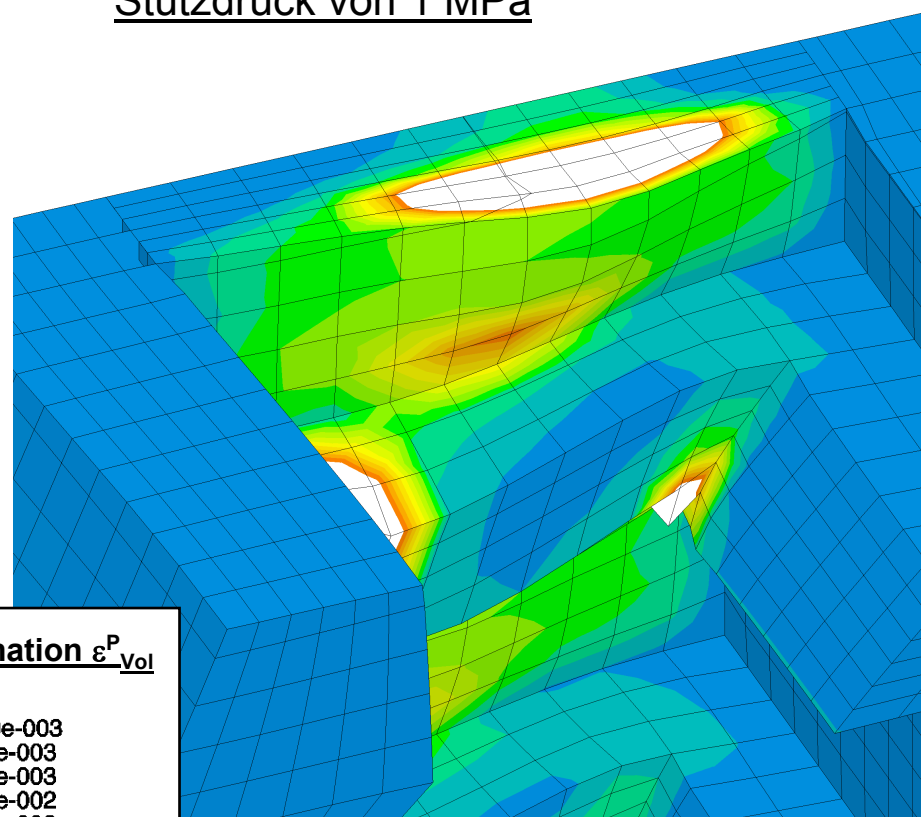
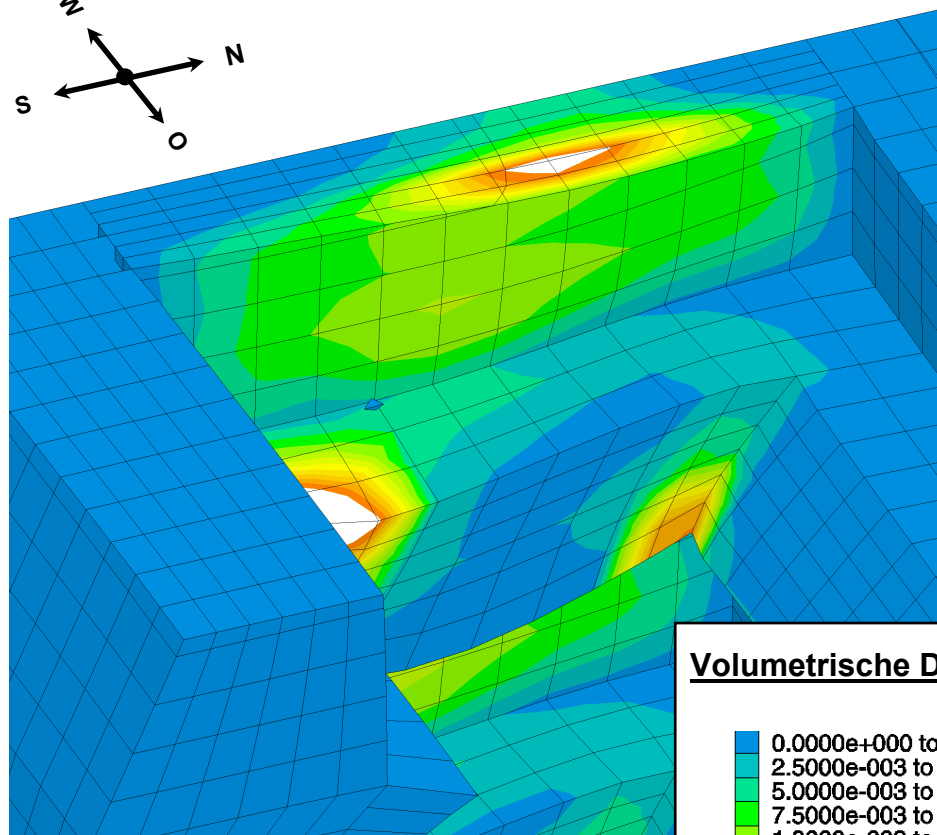
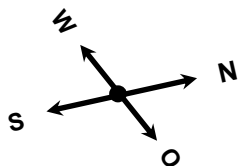
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

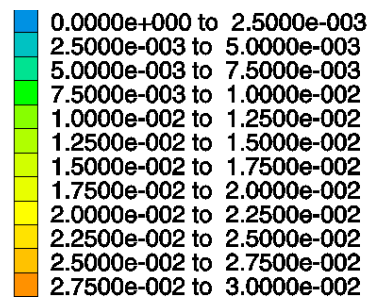
Anlage
34

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Volumetrische Deformation ϵ_{Vol}^P



Interval = 2.5e-003

Schnittebene

 553-m-Sohle

 637-m-Sohle

 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

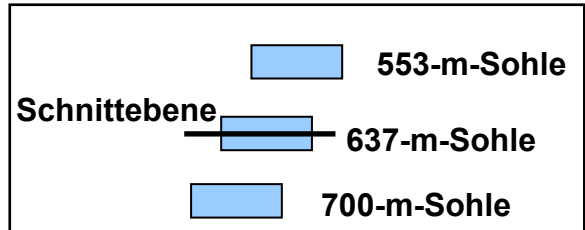
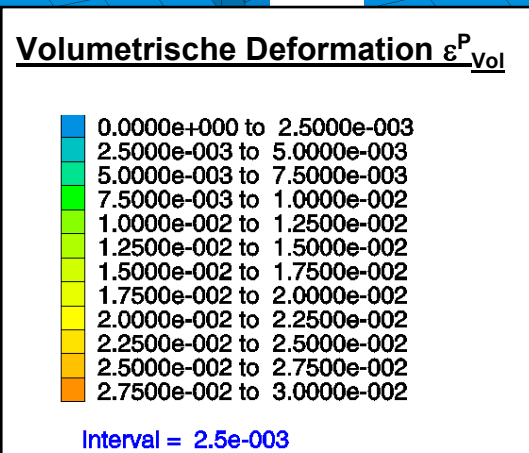
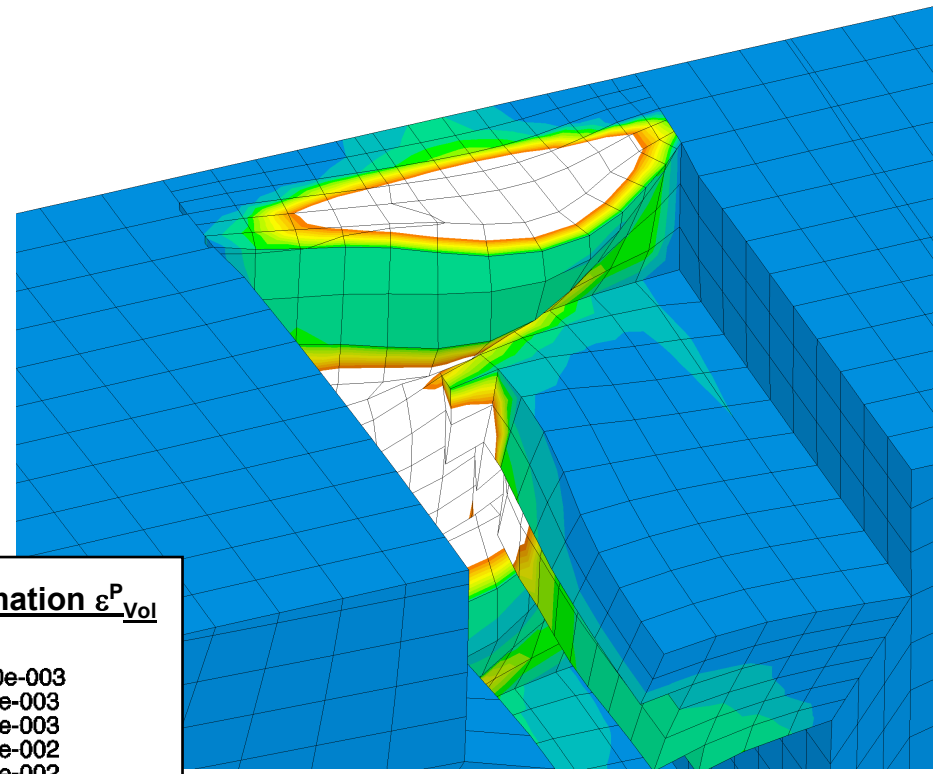
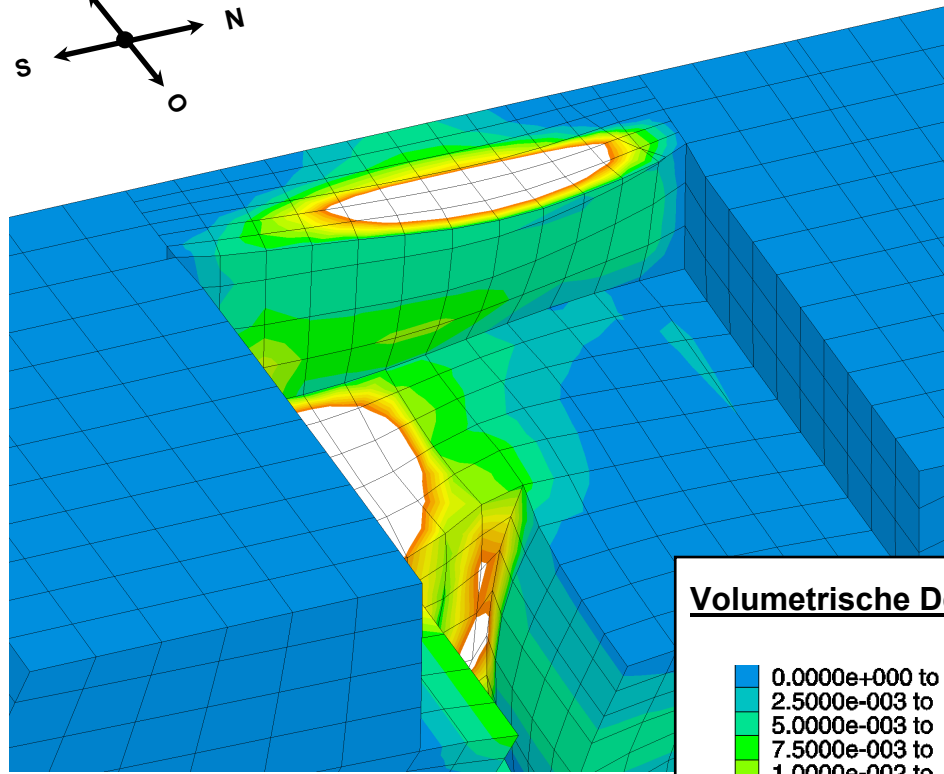
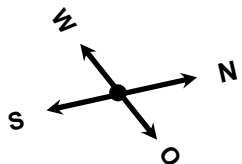
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vol. Deformation < 3 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

Anlage
35

2006

2016 bei Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



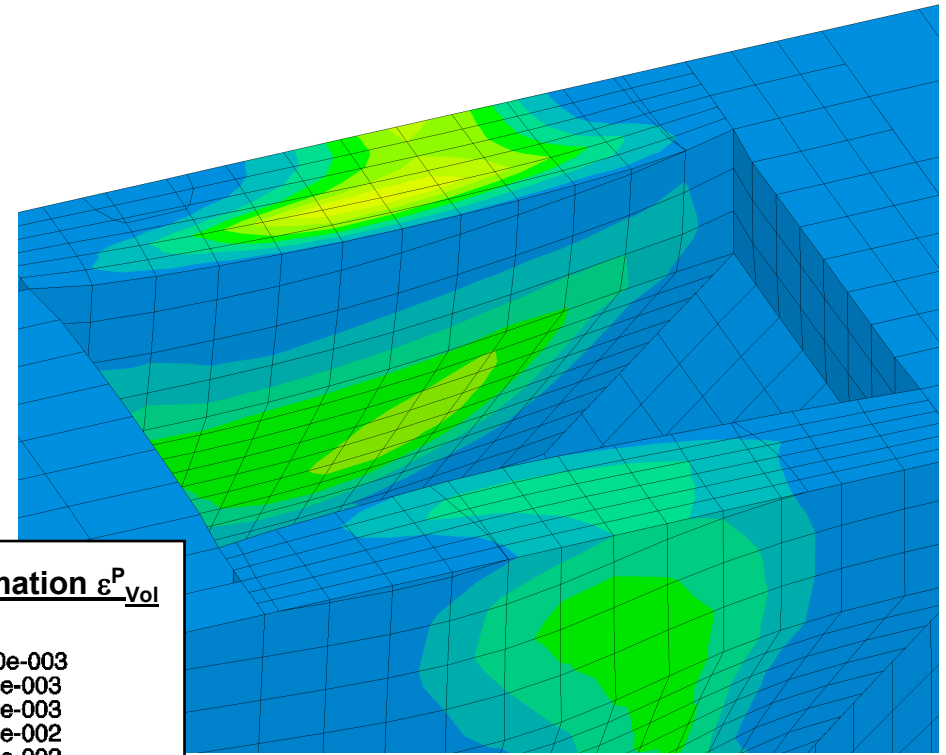
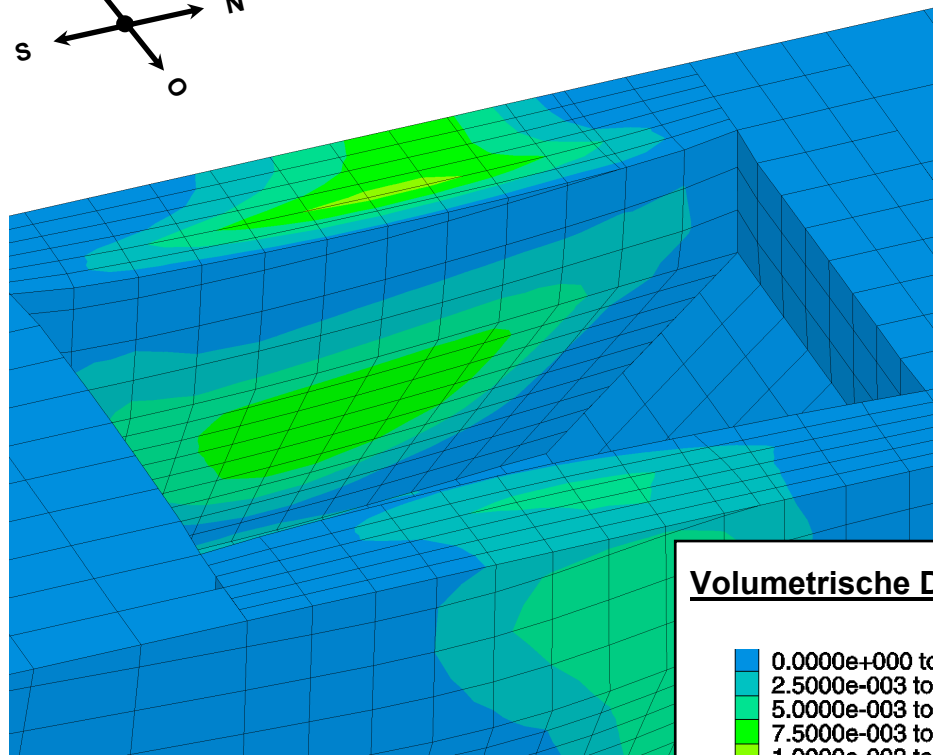
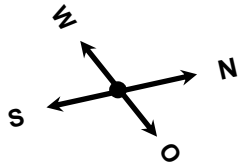
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vol. Deformation < 3 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

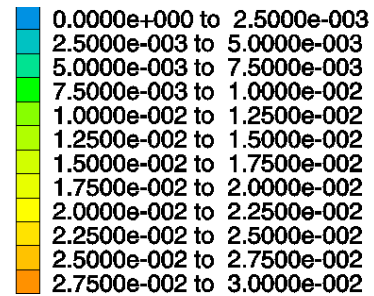
Anlage
36

2006

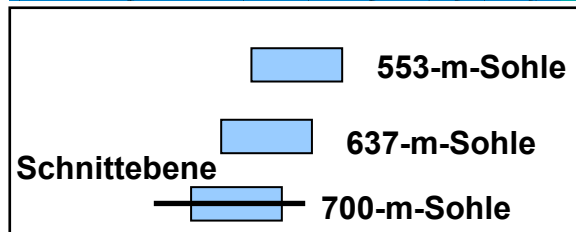
2016 bei Flutung mit pneumatischem
Stützdruck von 1 MPa



Volumetrische Deformation ε_{Vol}^P



Interval = 2.5e-003



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

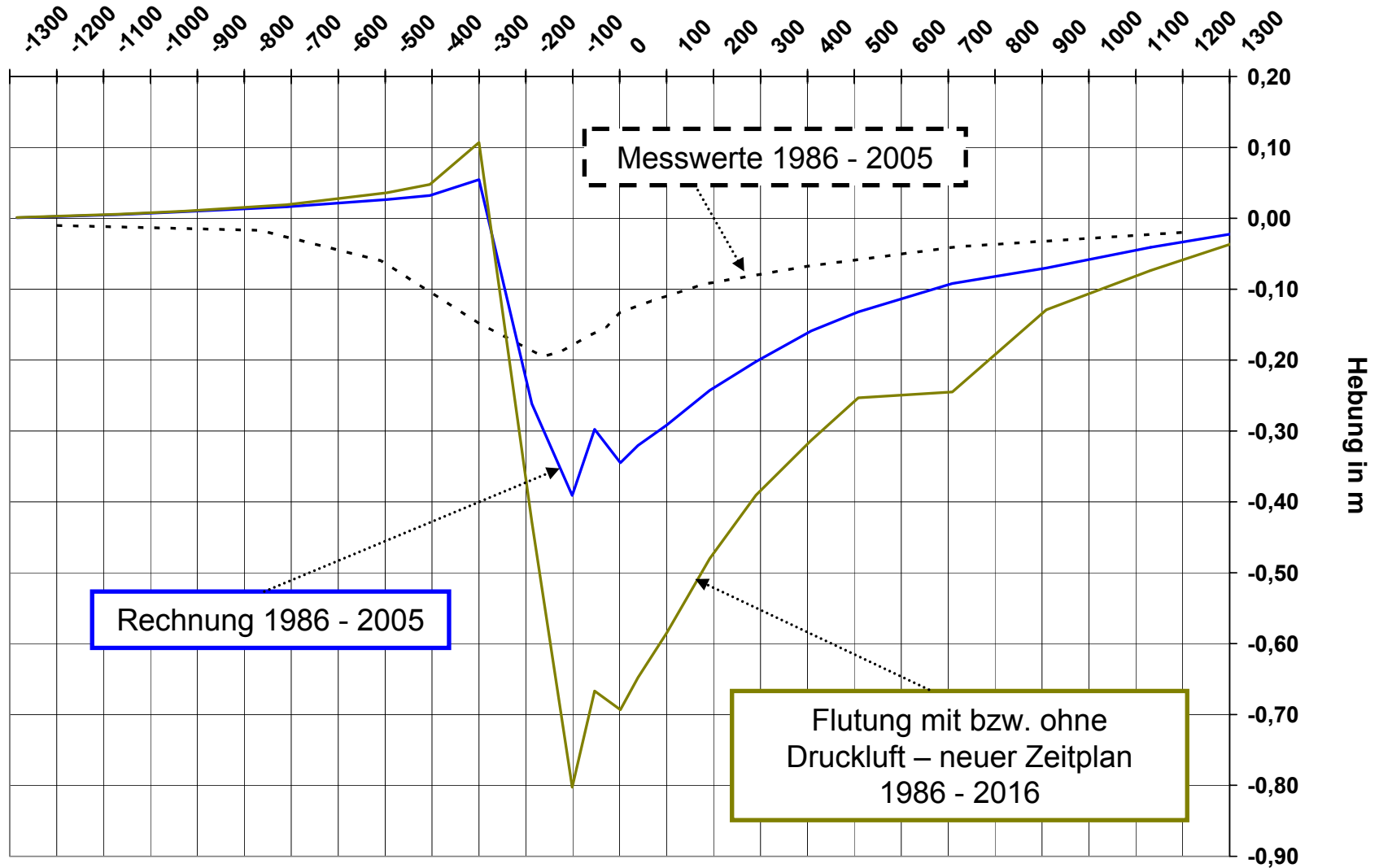
Vol. Deformation < 3 % 2006 und 2016
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Anlage
37

Süden

Entfernung von Schacht II in m

Norden



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Senkungen an Tagesoberfläche 1986 bis 2016

Anlage

38

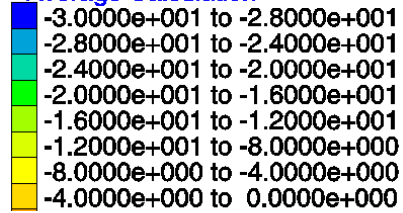
2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

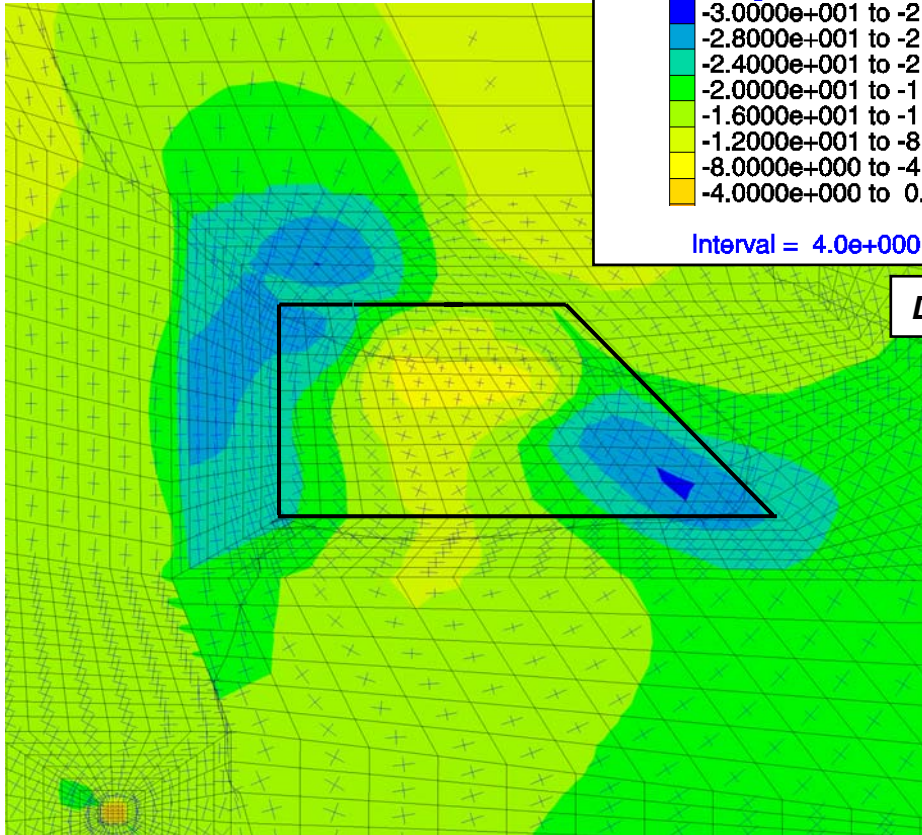
Max. Hauptspannung $\sigma_{1,eff}$ in MPa

Magfac = 1.000e+000

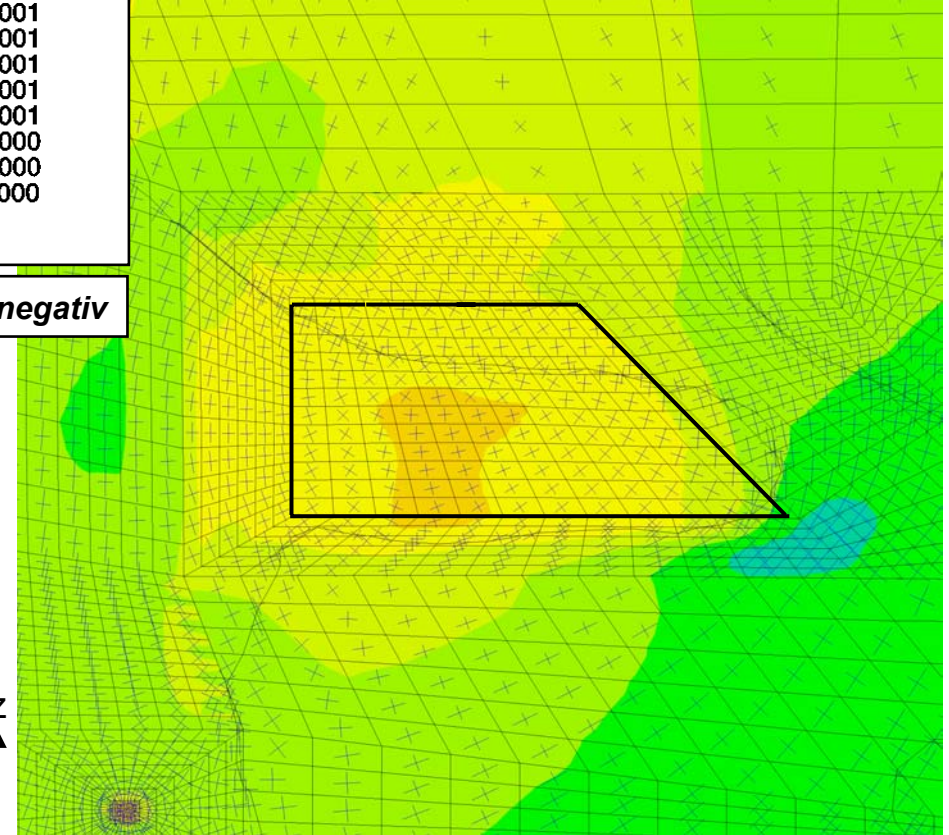
Average Calculation



Interval = 4.0e+000



Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_{1,eff} < 30$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
39

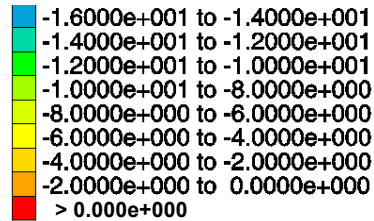
2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Min. Hauptspannung $\sigma_{3,eff}$ in MPa

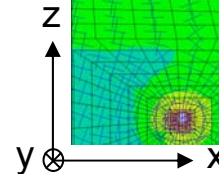
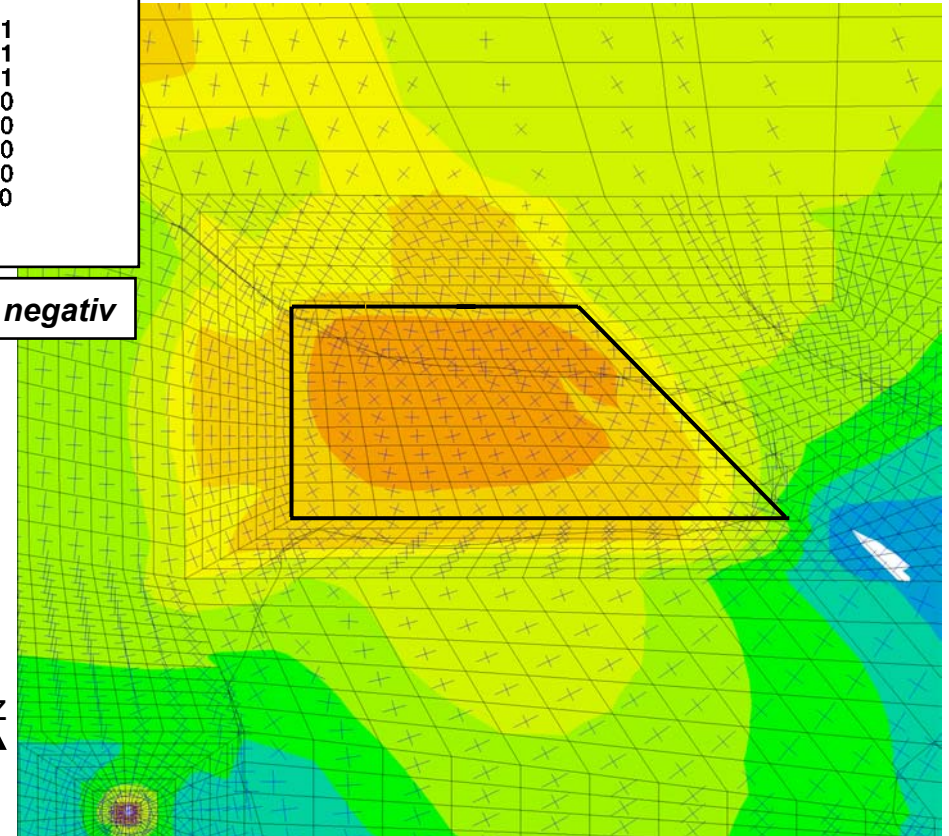
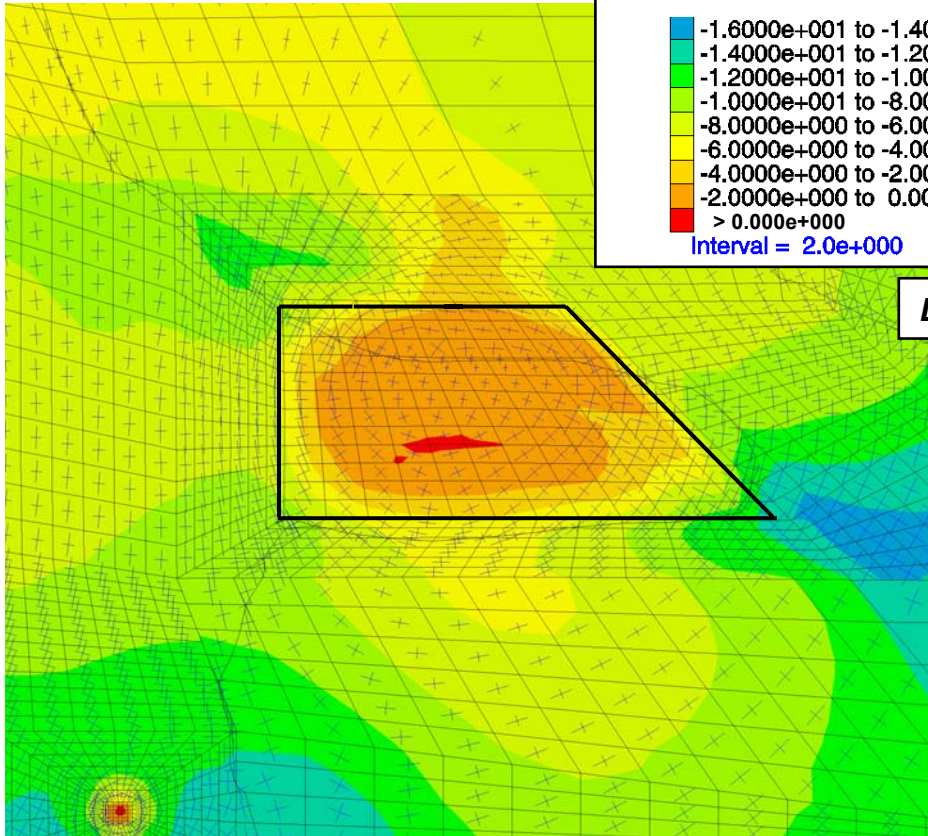
Magfac = 1.000e+000

Average Calculation



Interval = 2.0e+000

Druck negativ



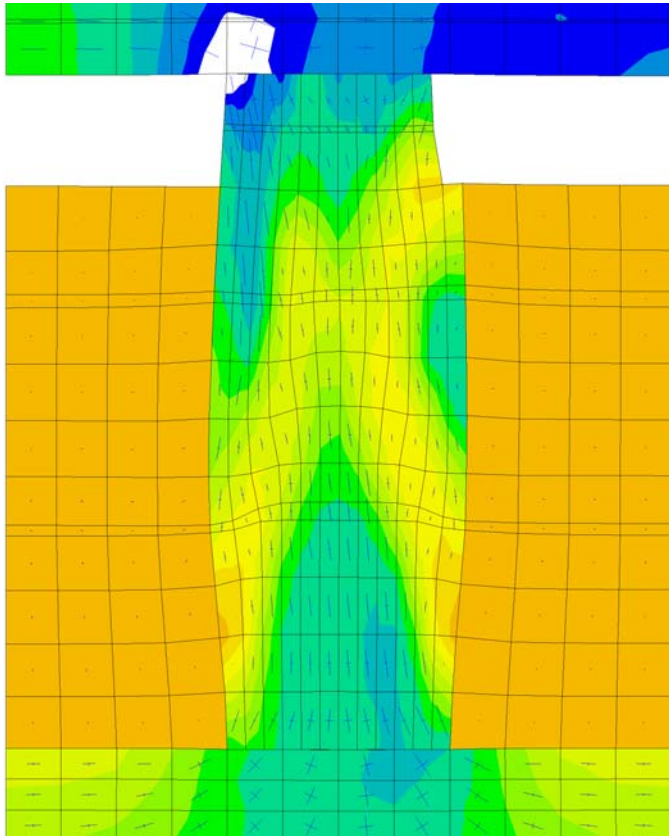
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_{3,eff} < 16$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt Pfeilermitte)

Anlage
40

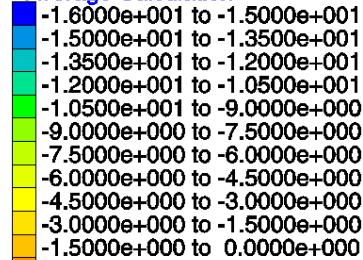
2006



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

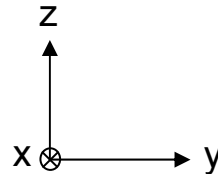
Magfac = 1.000e+000

Average Calculation

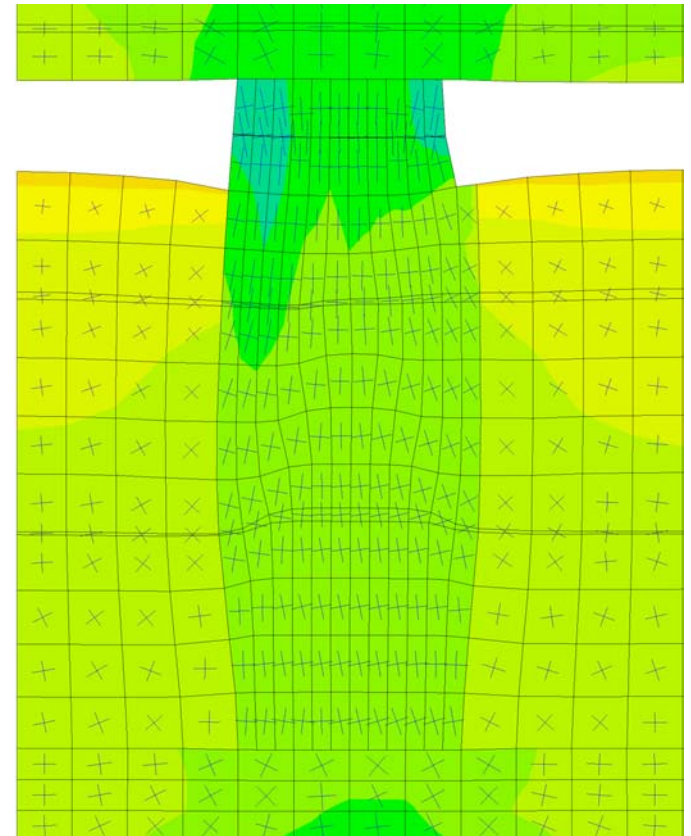


Interval = 1.5e+000

Druck negativ



2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

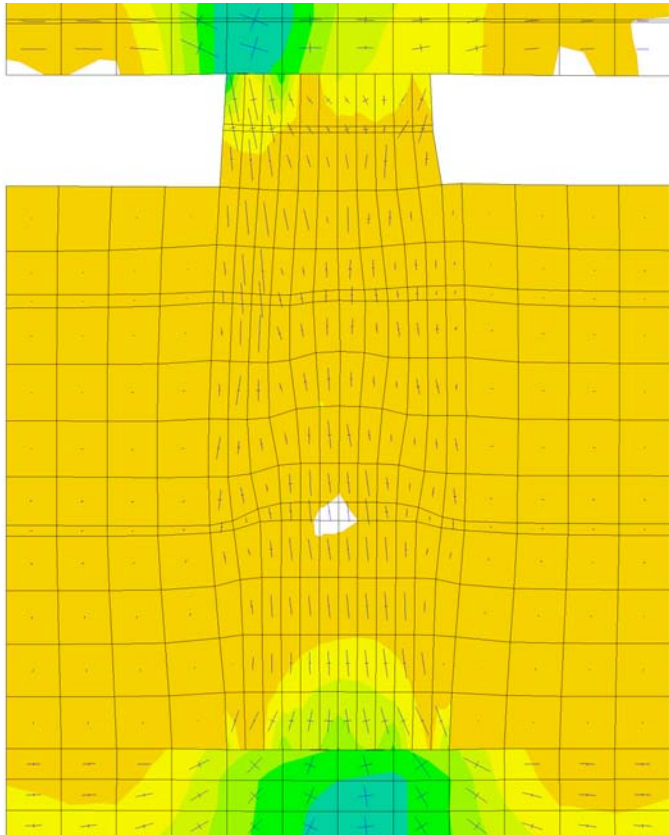
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 16$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
41

2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



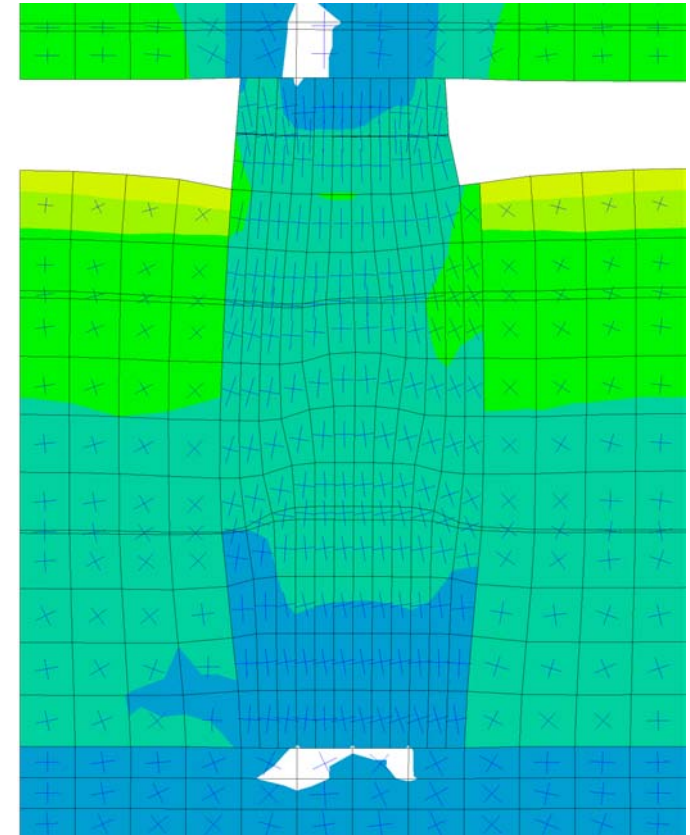
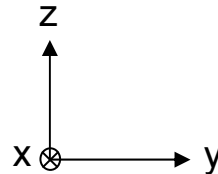
Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000

- 7.0000e+000 to -6.0000e+000
- 6.0000e+000 to -5.0000e+000
- 5.0000e+000 to -4.0000e+000
- 4.0000e+000 to -3.0000e+000
- 3.0000e+000 to -2.0000e+000
- 2.0000e+000 to -1.0000e+000
- 1.0000e+000 to 0.0000e+000

Interval = 1.0e+000

Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

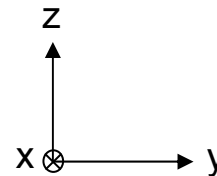
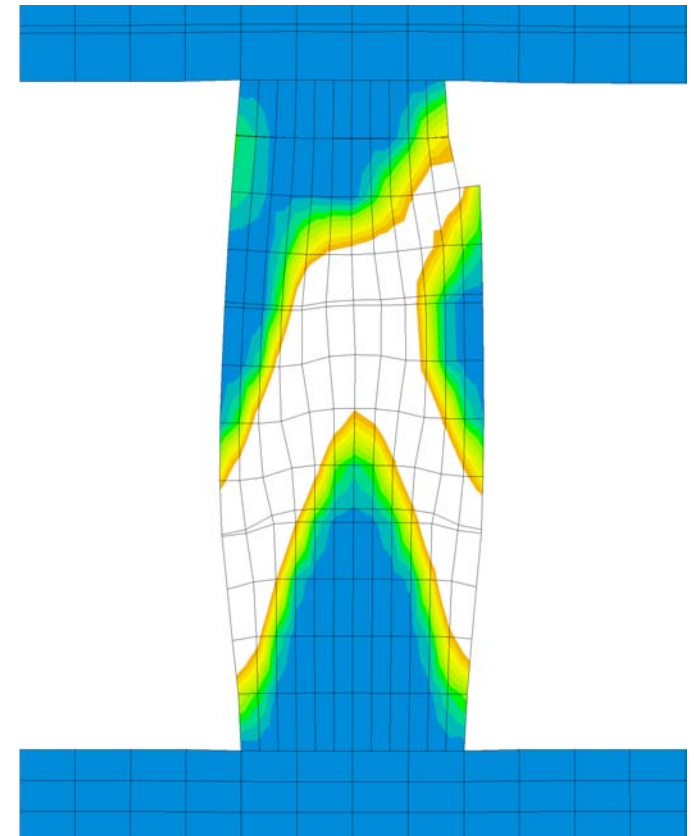
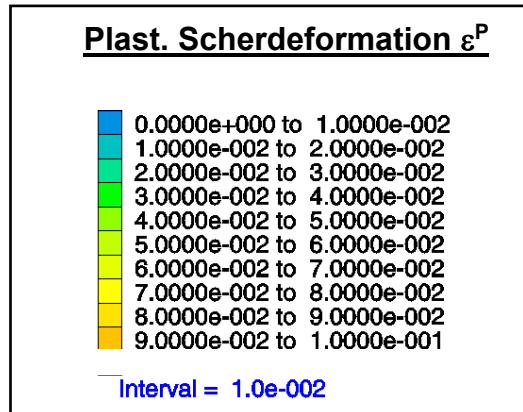
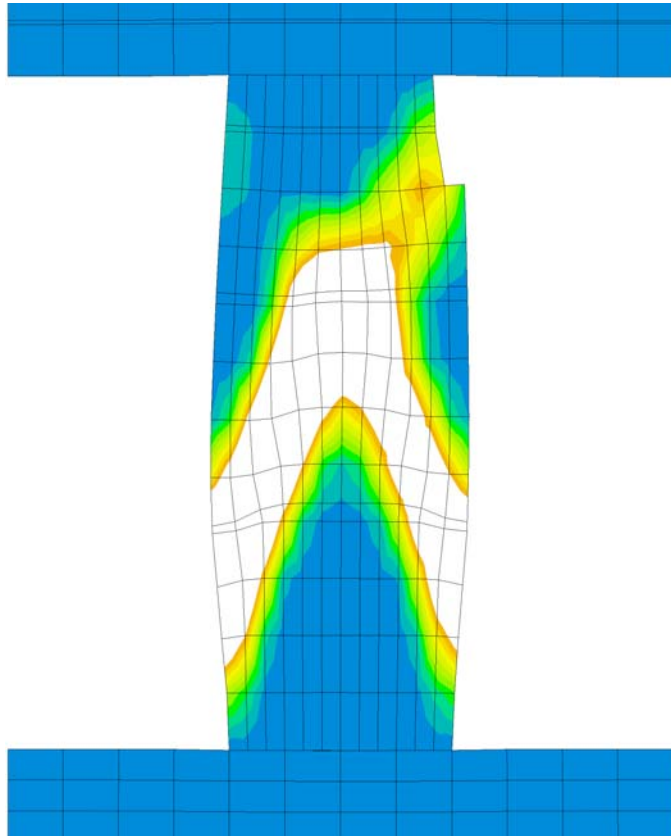
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 7$ MPa 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
42

2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

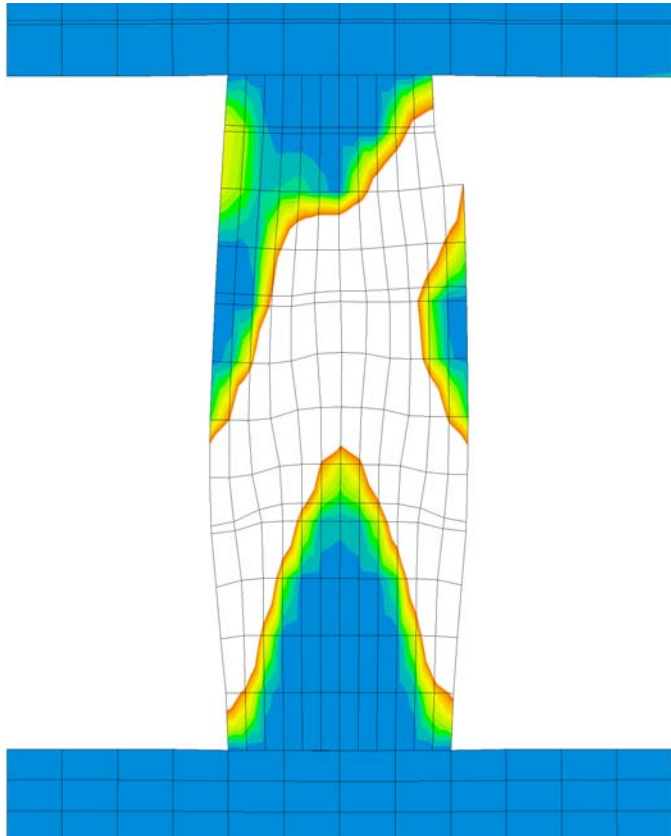
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
43

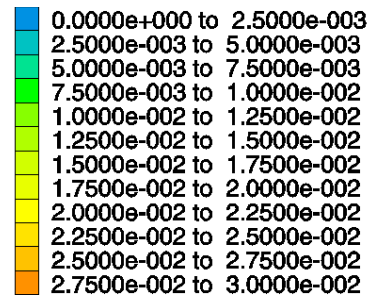
2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

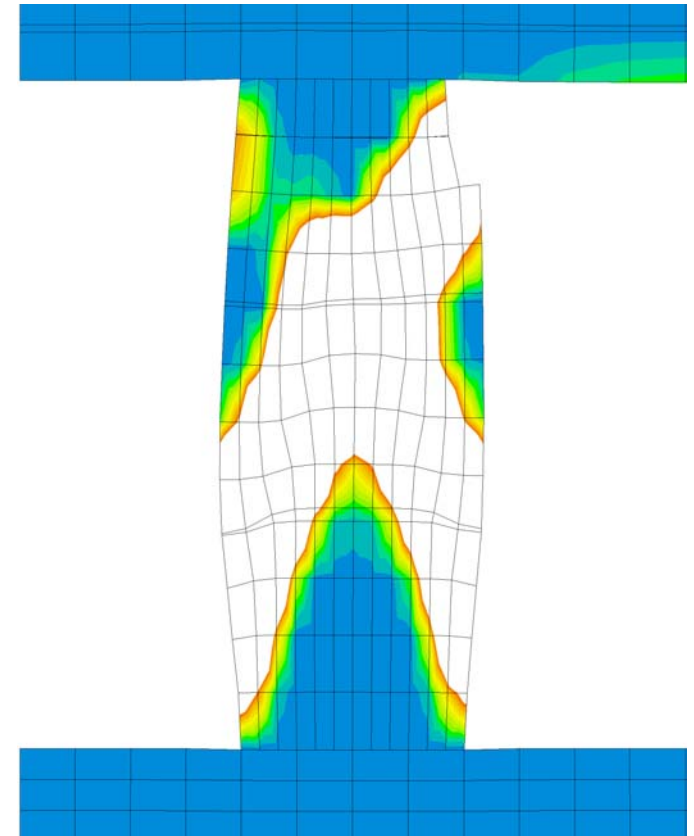
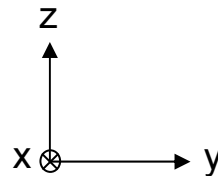


Volumetrische Deformation ϵ^P_{Vol}

Maafac = 1.000e+000



Interval = 2.5e-003



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

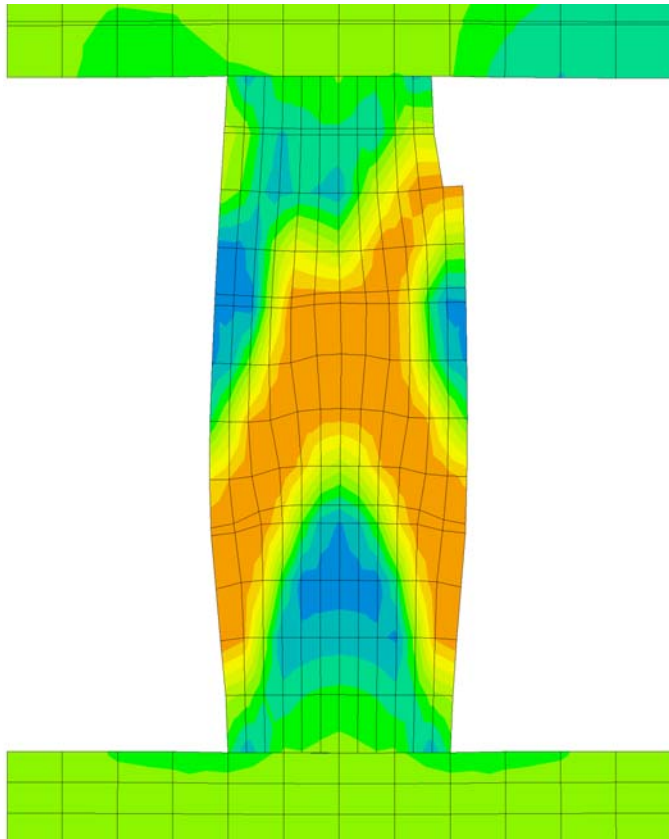
Vol. Deformation < 3 % 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage

44

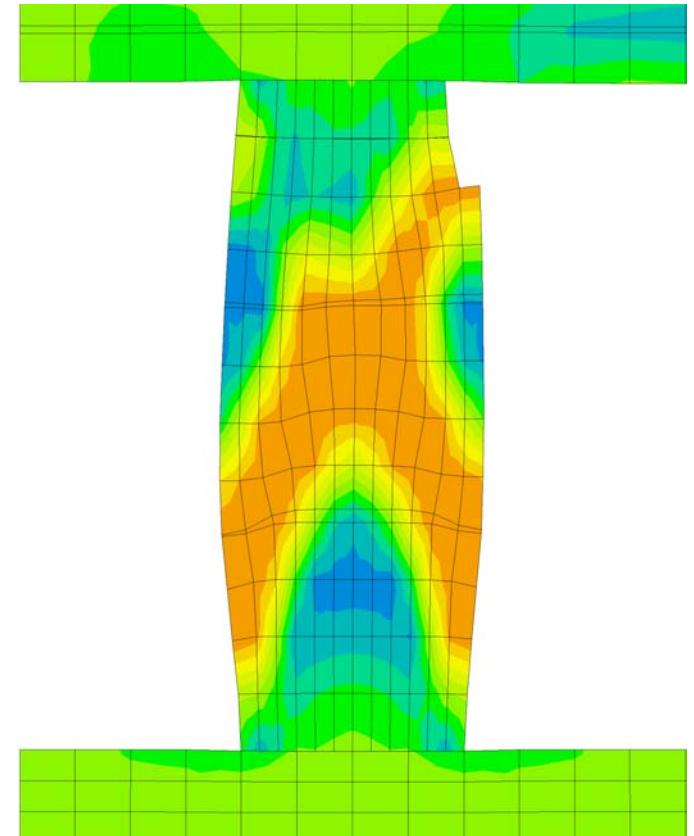
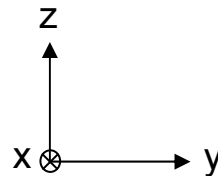
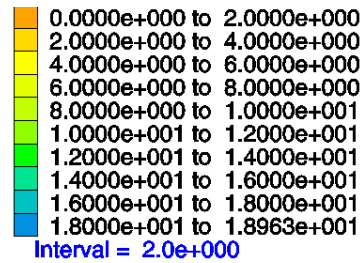
2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa



Einaxiale Druckfestigkeit in MPa

Maqfac = 1.000e+000



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

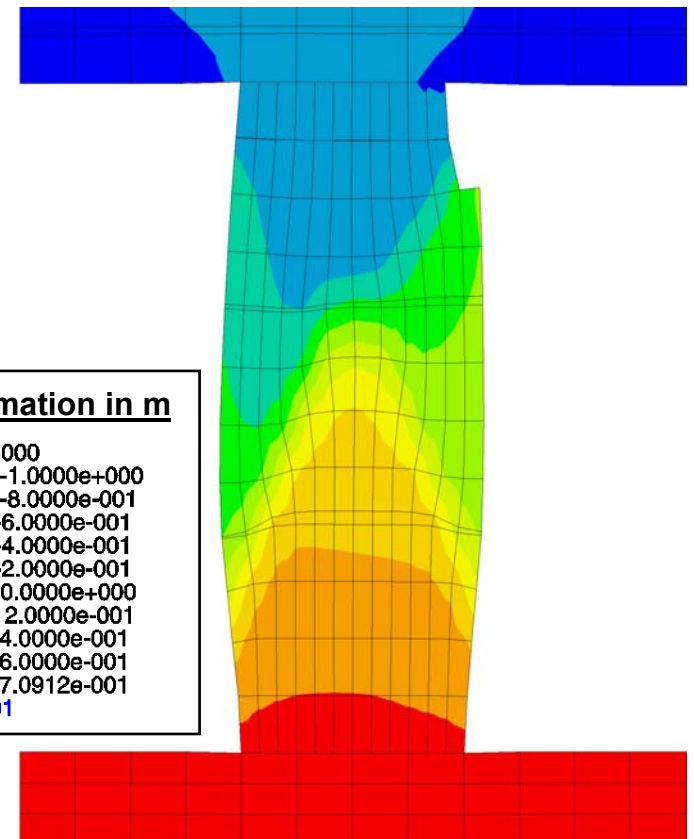
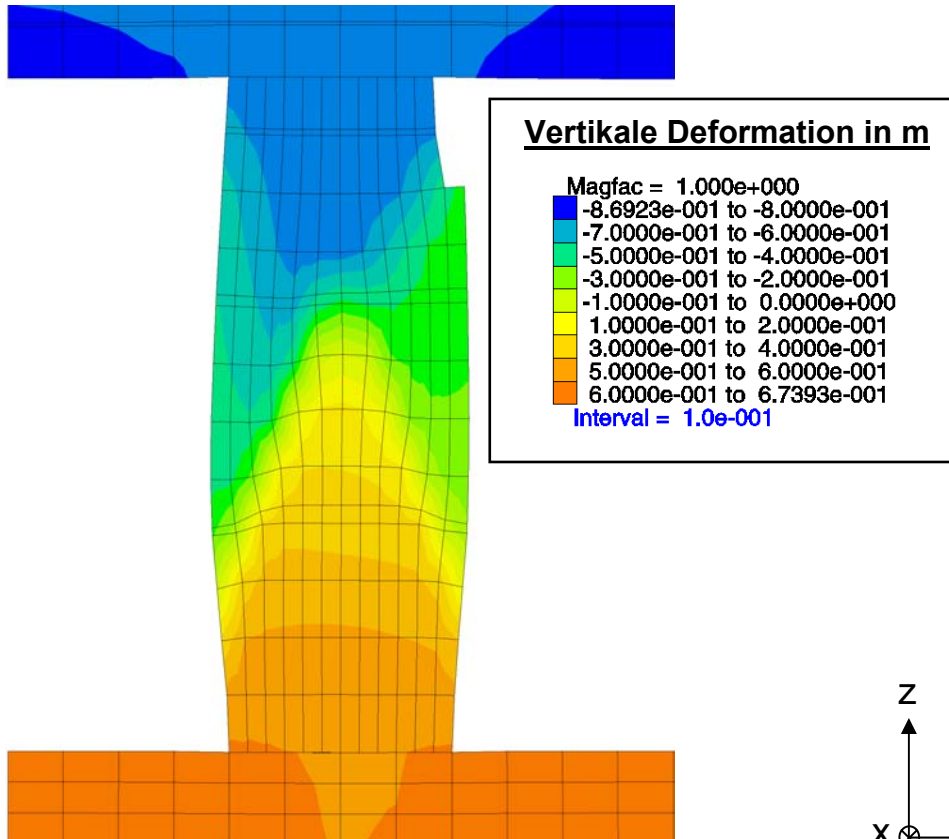
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Einaxiale Druckfestigkeit 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
45

2006

2016 bei Flutung mit
pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

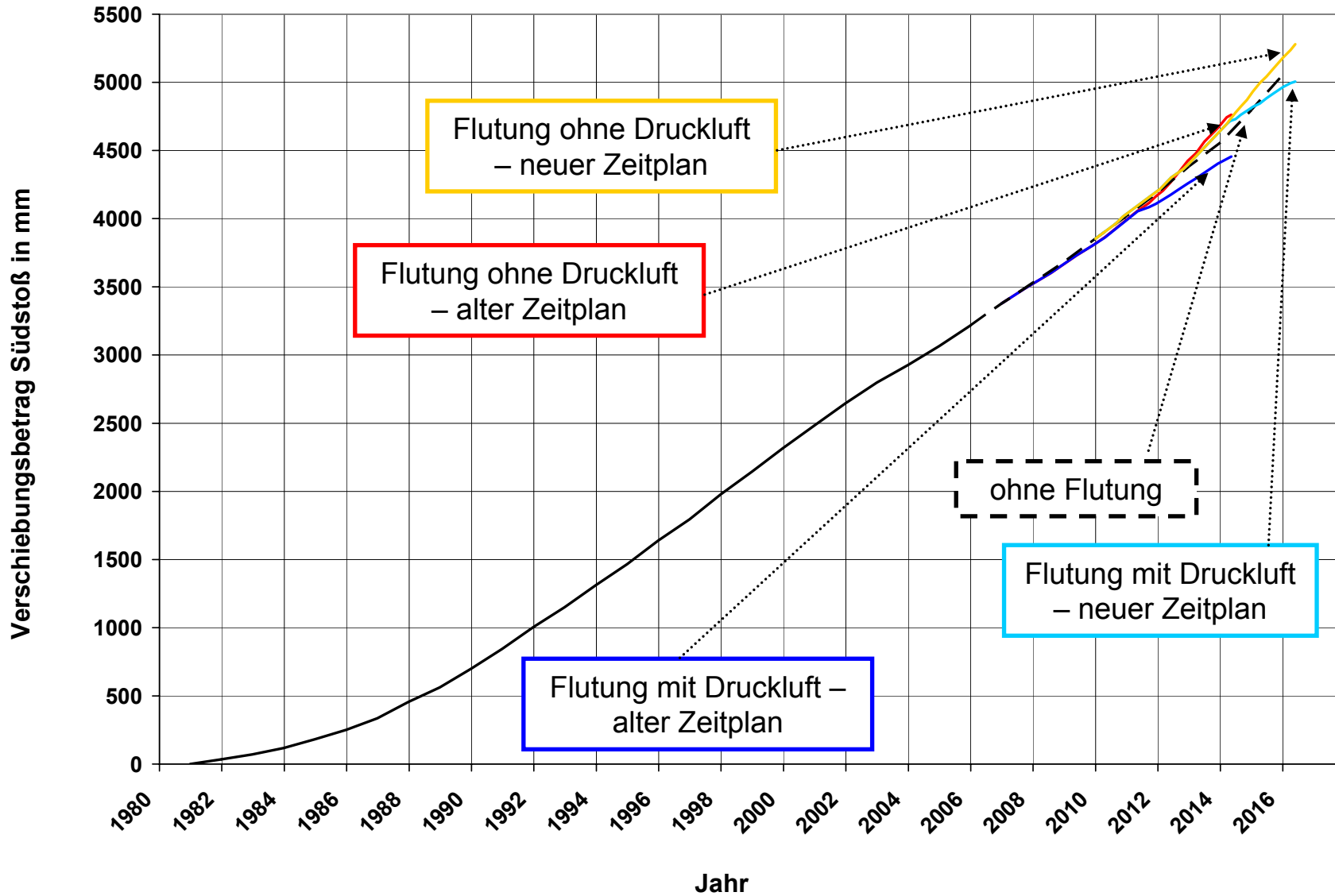


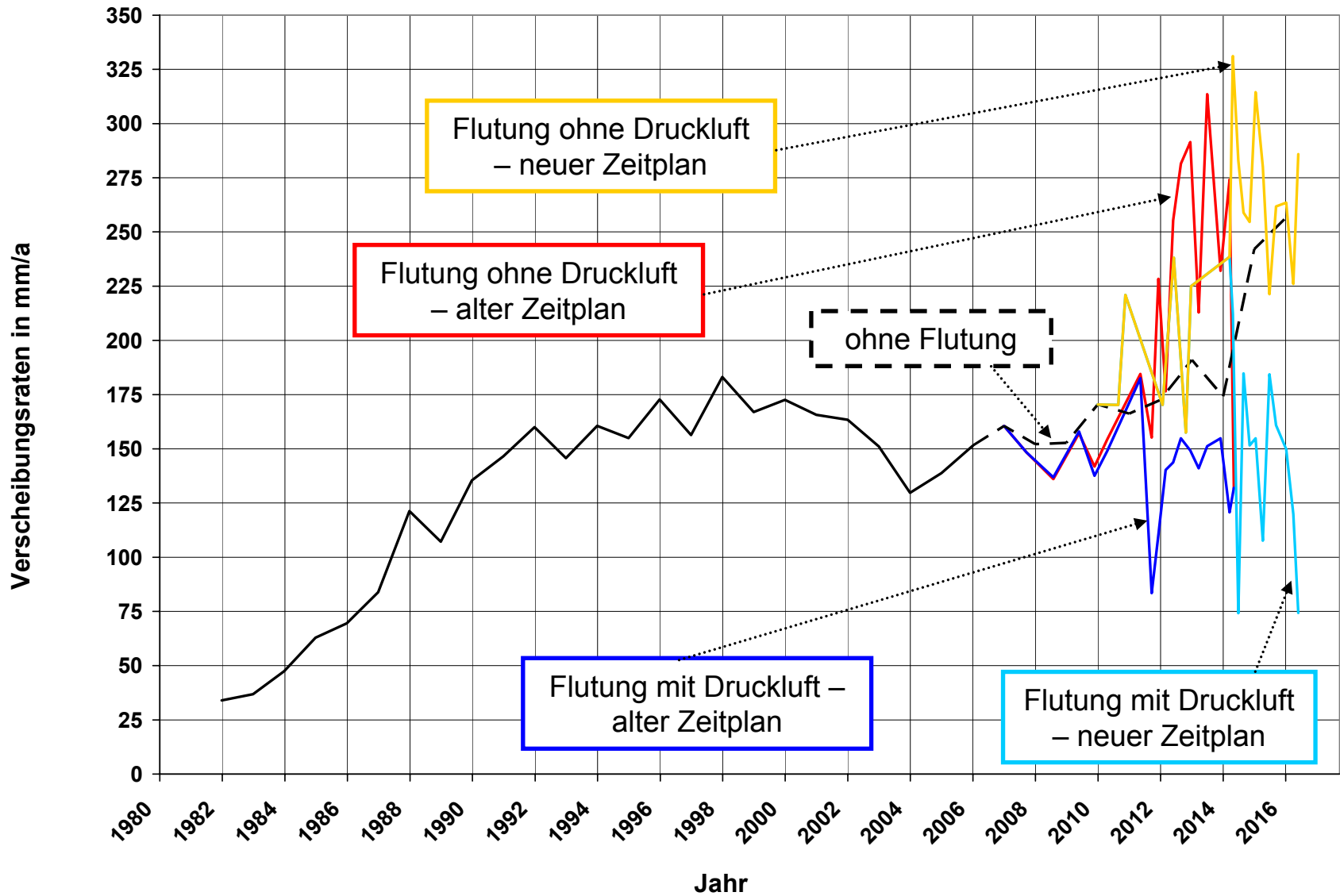
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vertikale Deformation 2006 und 2016
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
46



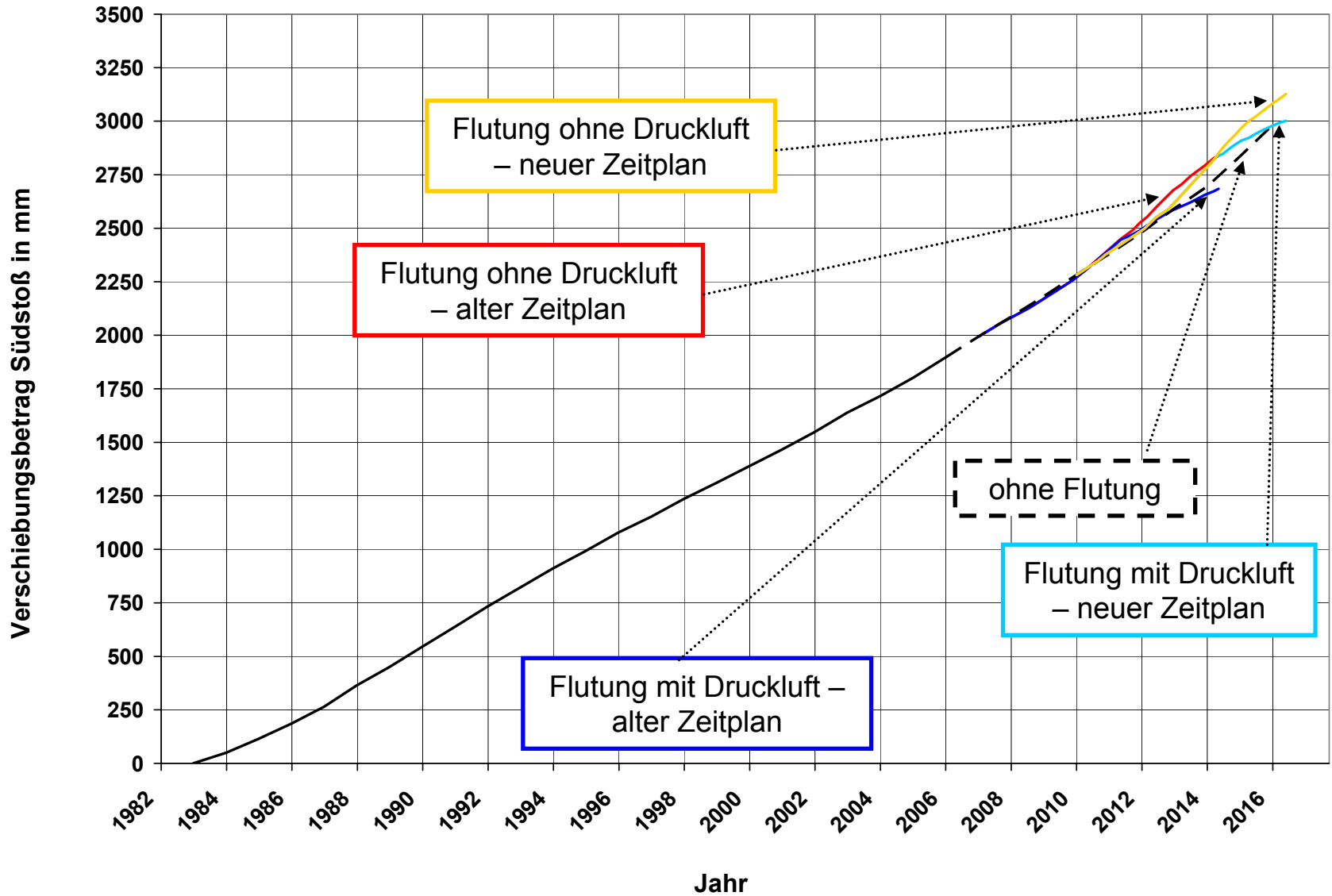


Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Verschiebungsraten Südstoß 553-m-Sohle bis 2016

Anlage
48

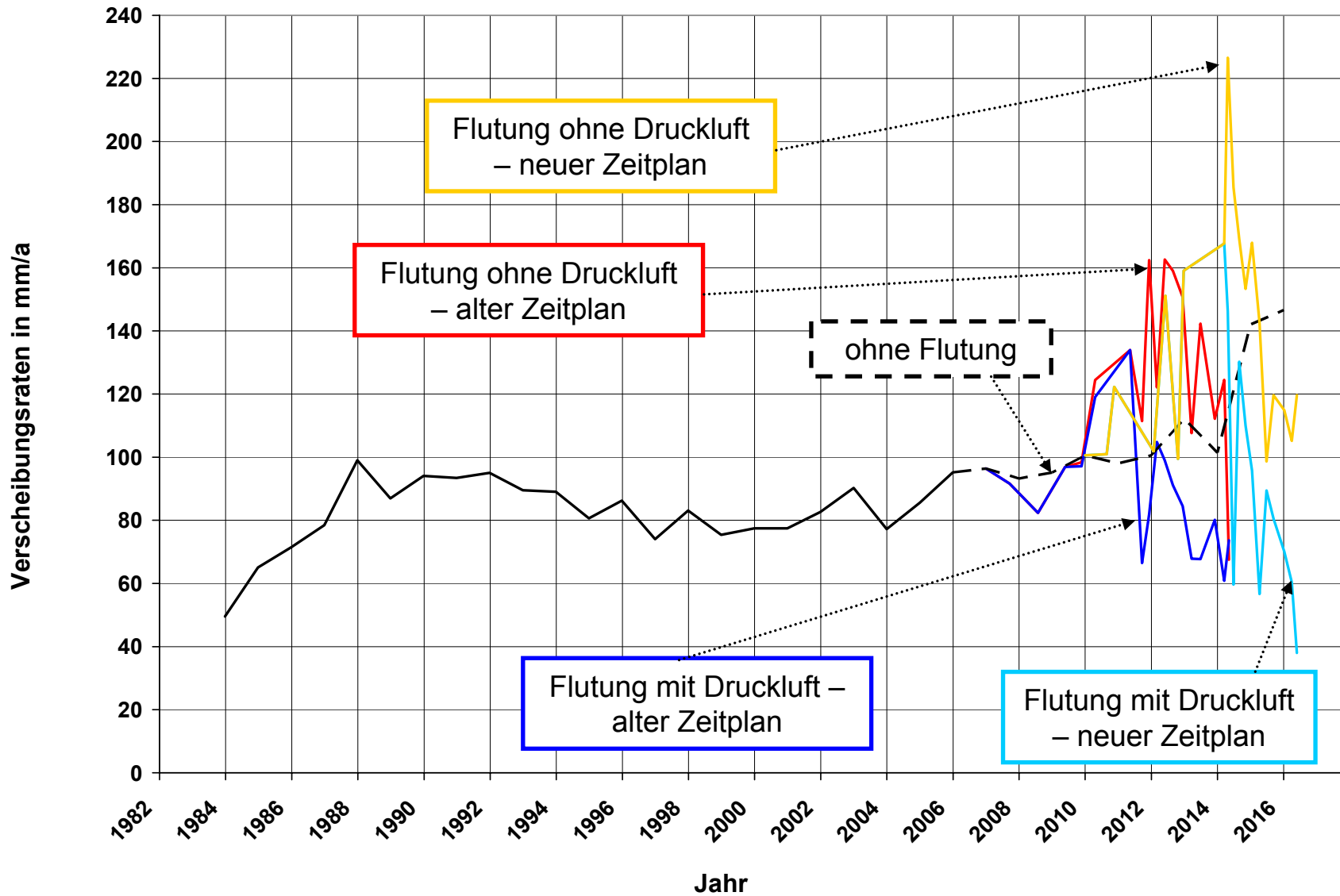


Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

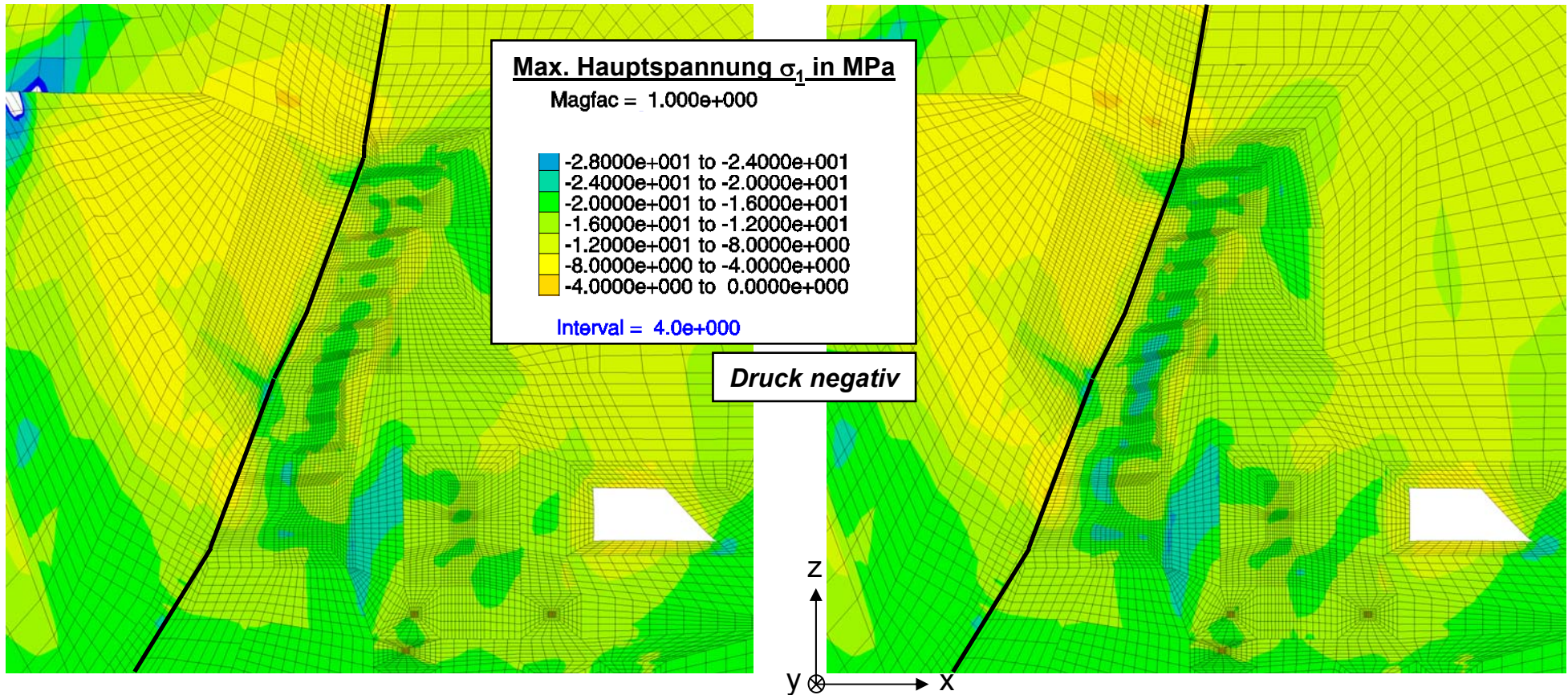
Verschiebungsbetrag Südstoß 700-m-Sohle bis 2016

Anlage
49



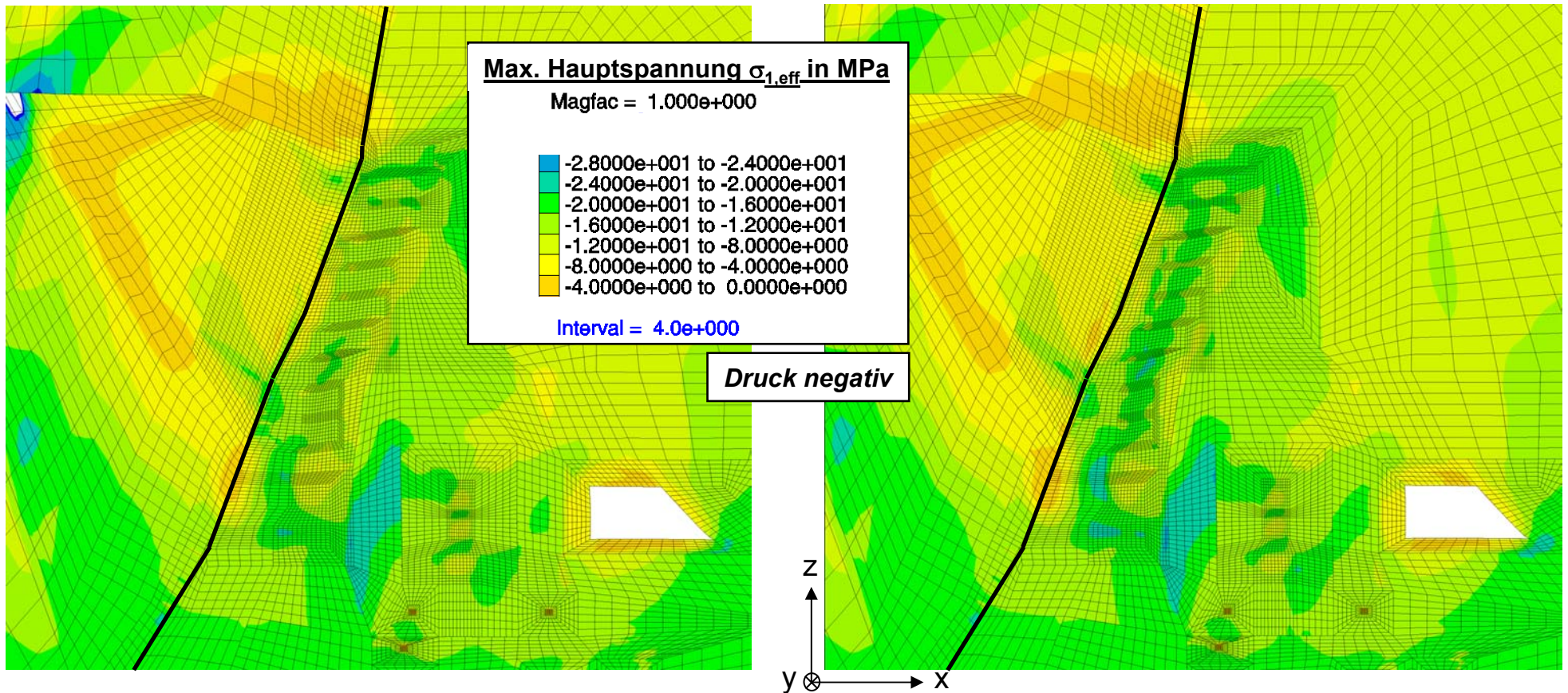
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



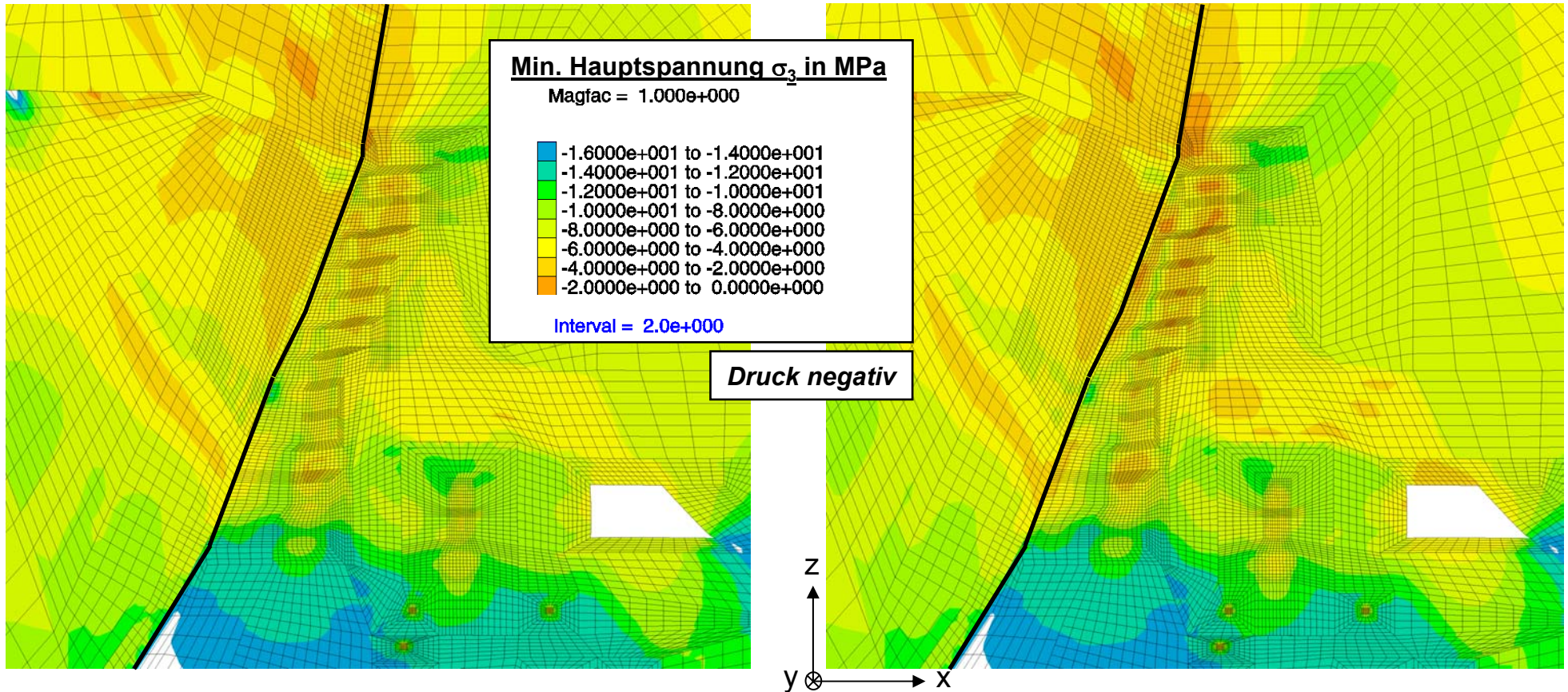
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



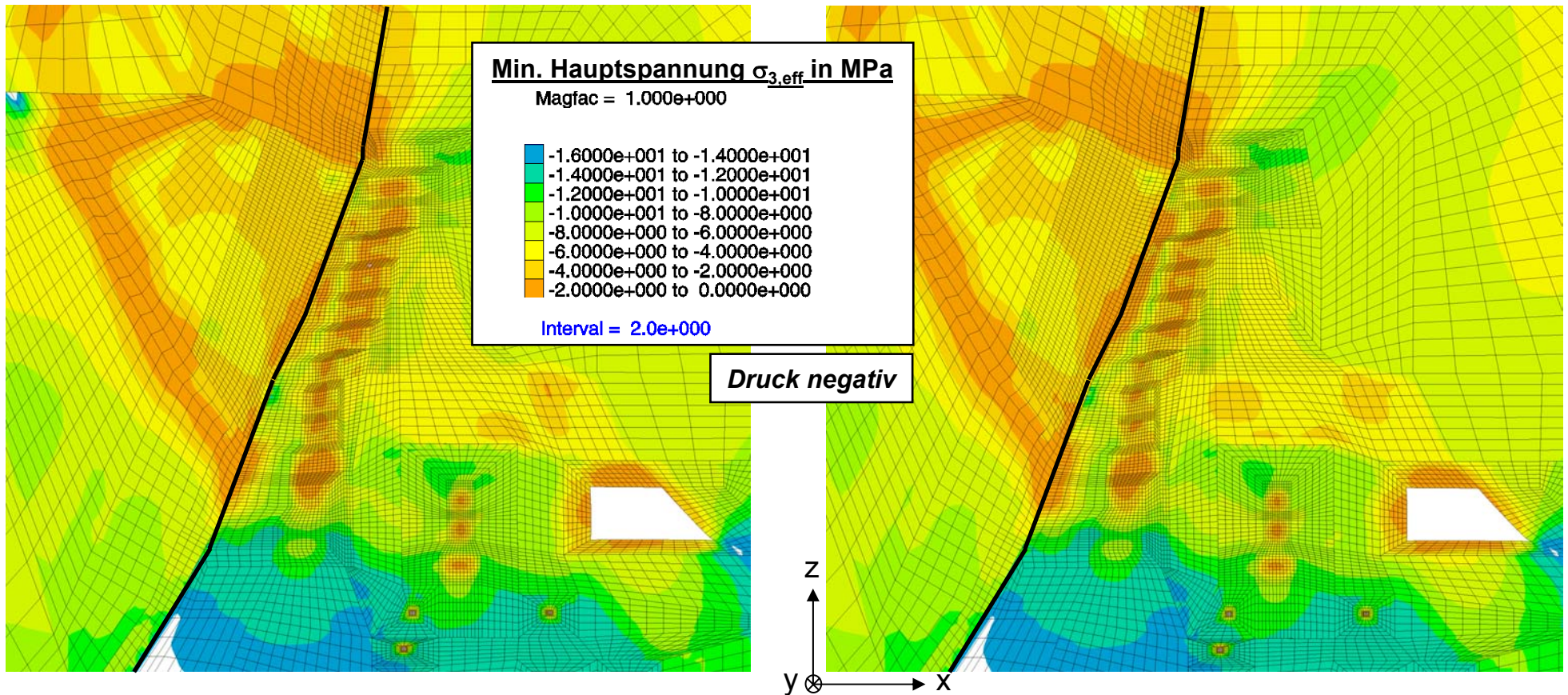
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



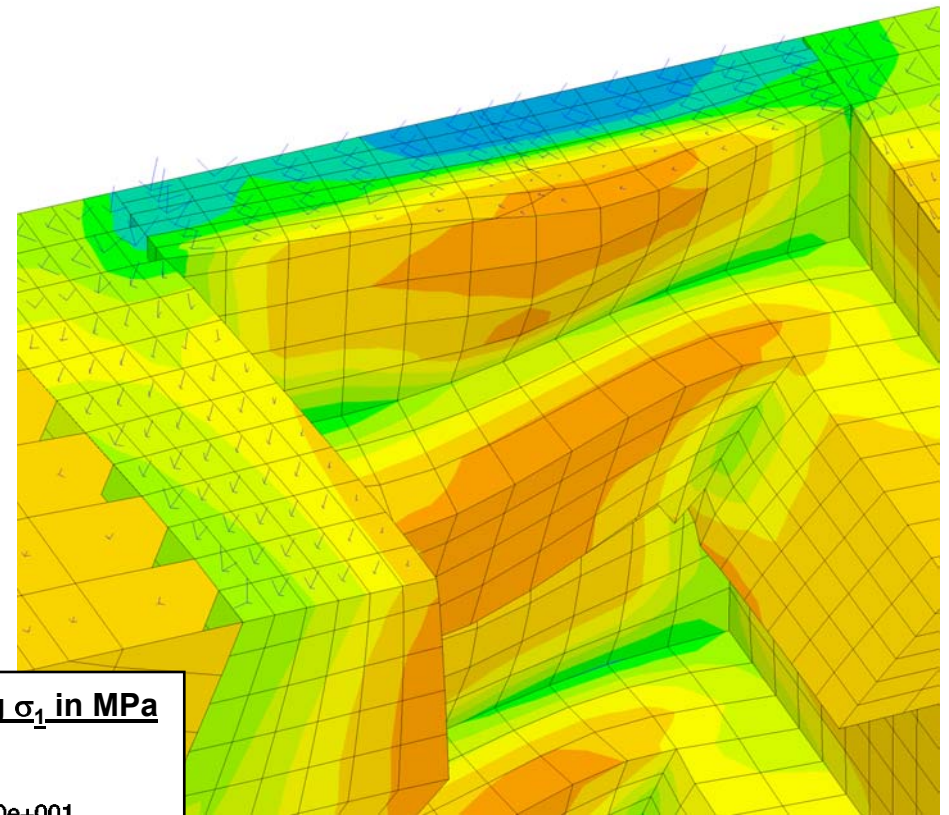
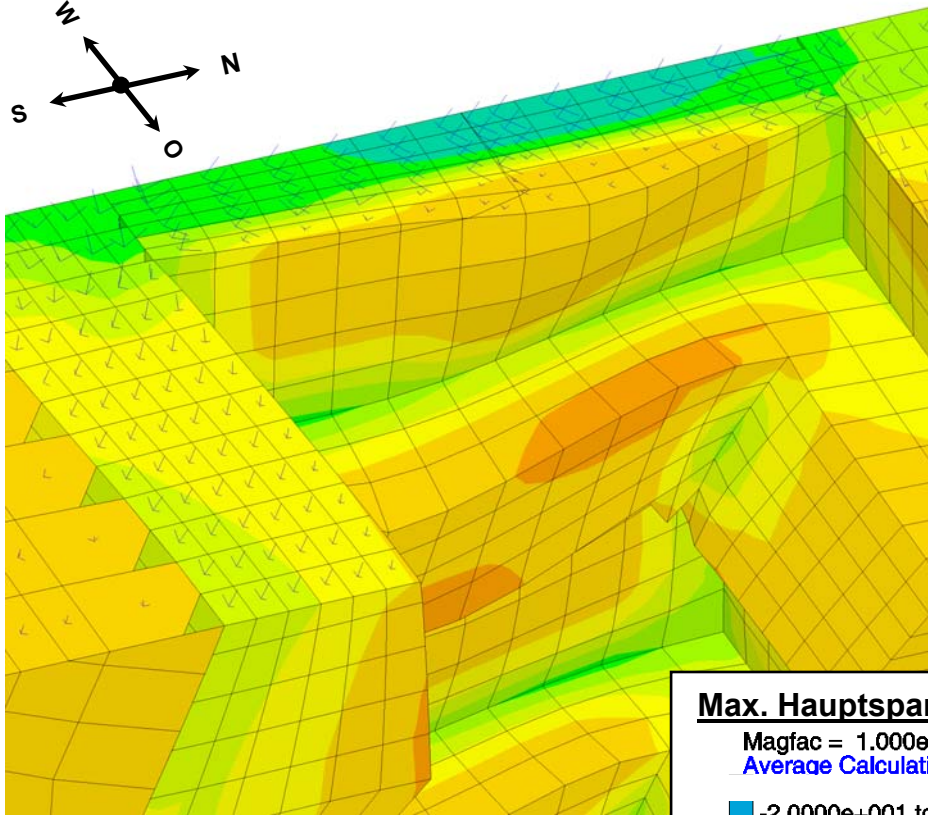
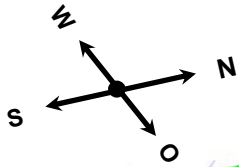
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle

Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation

| | |
|--------------|------------------------------|
| Blue | -2.0000e+001 to -1.7500e+001 |
| Light Blue | -1.7500e+001 to -1.5000e+001 |
| Green | -1.5000e+001 to -1.2500e+001 |
| Yellow-Green | -1.2500e+001 to -1.0000e+001 |
| Yellow | -1.0000e+001 to -7.5000e+000 |
| Orange | -7.5000e+000 to -5.0000e+000 |
| Red-Orange | -5.0000e+000 to -2.5000e+000 |
| Red | -2.5000e+000 to 0.0000e+000 |
| Dark Red | > 0.0000e+000 |

Interval = 2.5e+000

Druck negativ



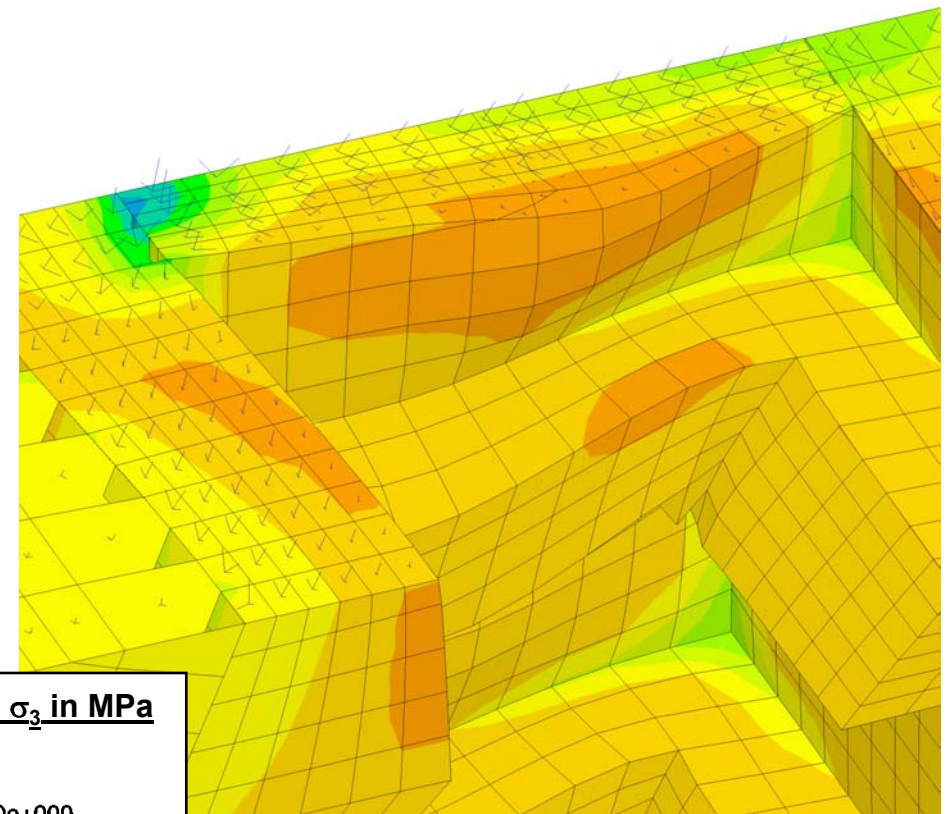
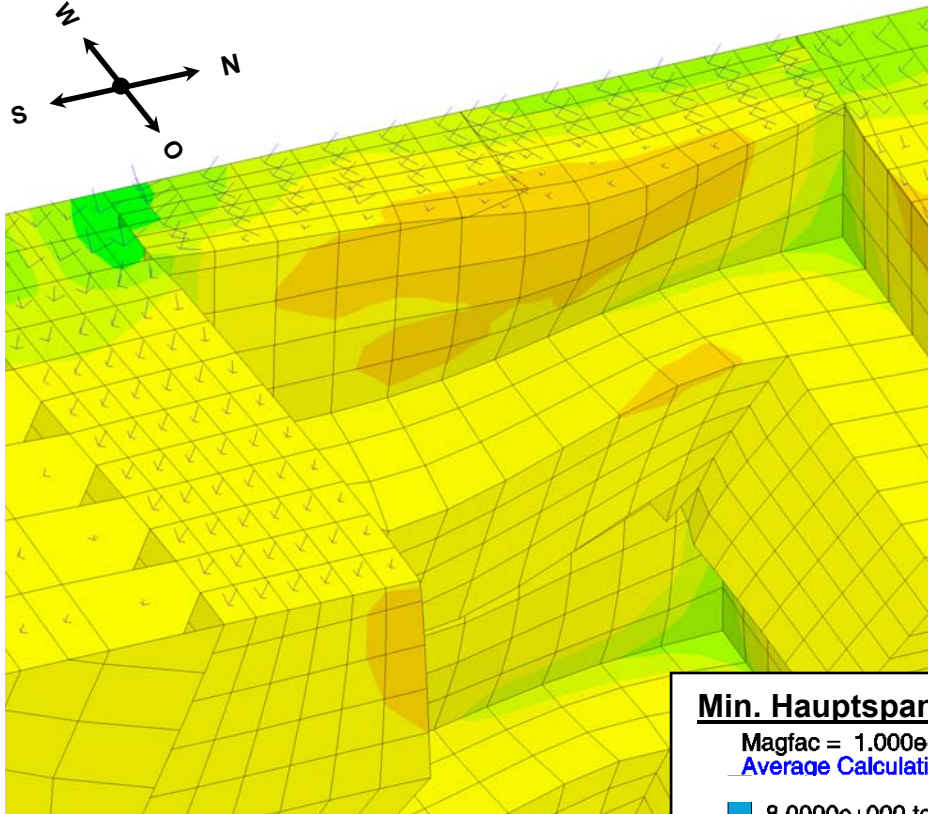
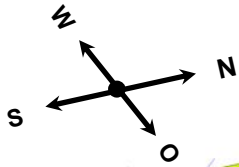
**Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH**
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 20$ MPa 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

Anlage
55

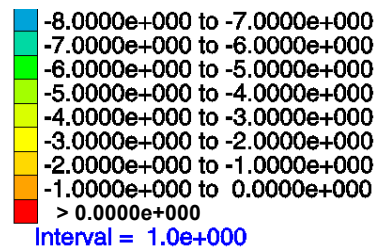
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

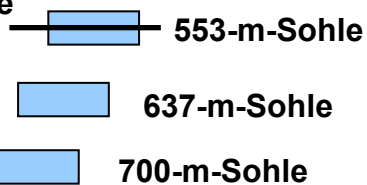


Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation



Schnittebene



Druck negativ



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

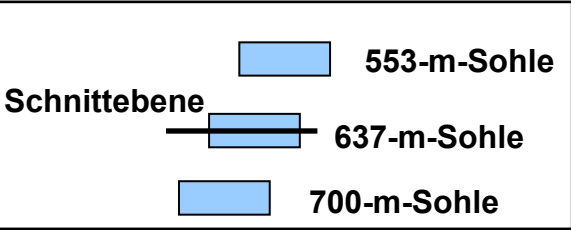
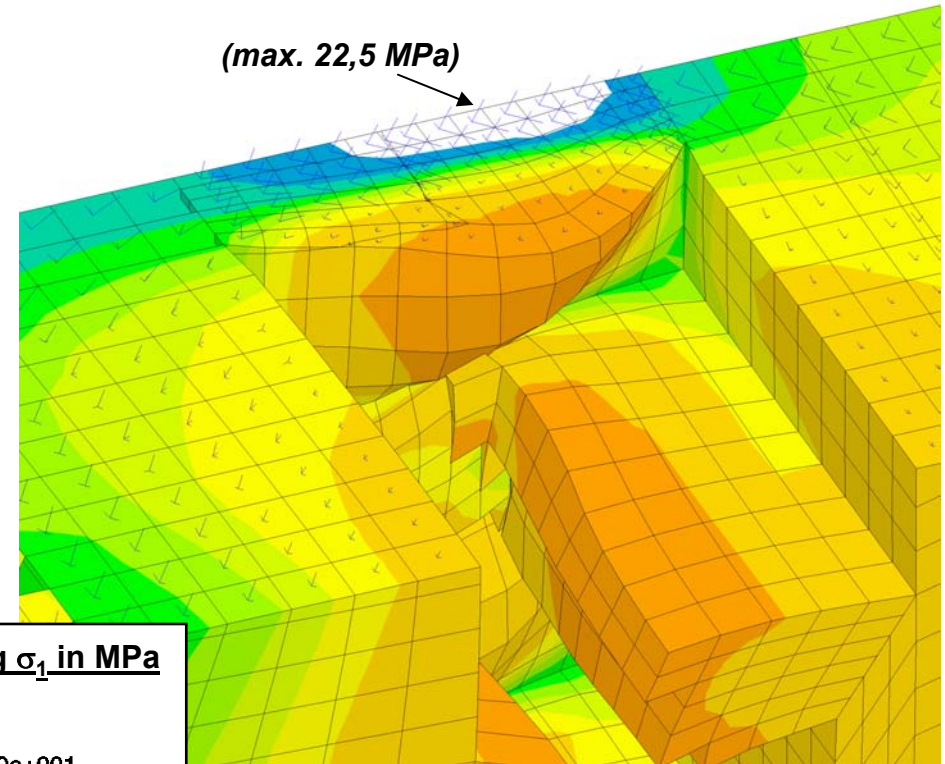
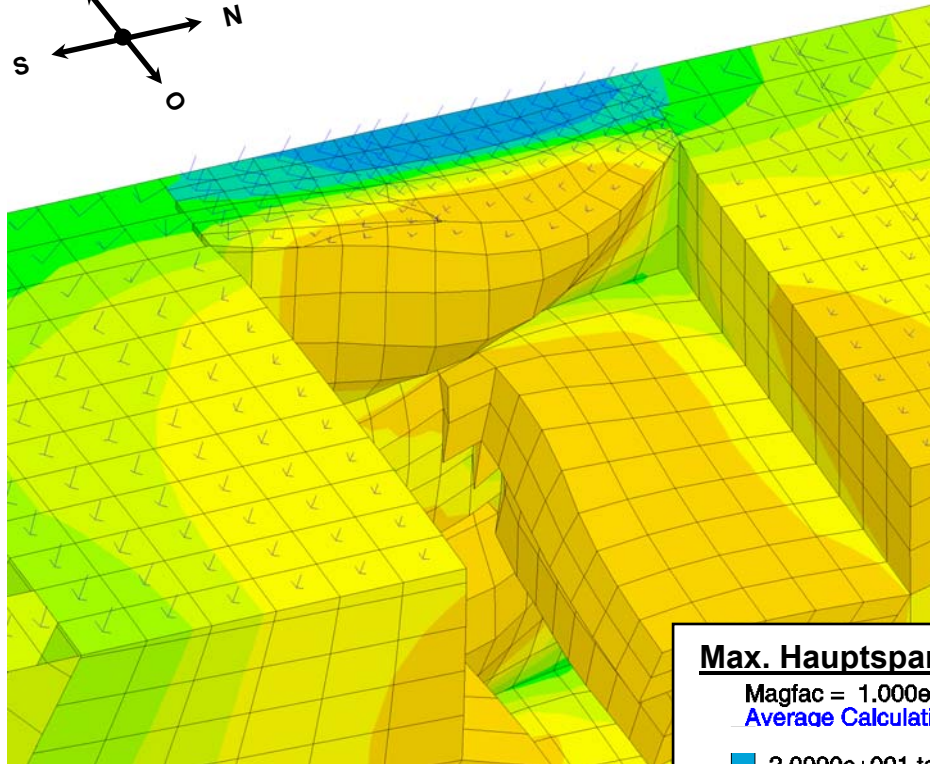
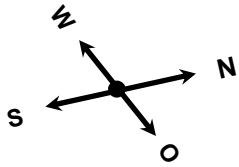
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 8$ MPa 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

Anlage
56

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation

| | |
|--|------------------------------|
| | -2.0000e+001 to -1.7500e+001 |
| | -1.7500e+001 to -1.5000e+001 |
| | -1.5000e+001 to -1.2500e+001 |
| | -1.2500e+001 to -1.0000e+001 |
| | -1.0000e+001 to -7.5000e+000 |
| | -7.5000e+000 to -5.0000e+000 |
| | -5.0000e+000 to -2.5000e+000 |
| | -2.5000e+000 to 0.0000e+000 |
| | > 0.0000e+000 |

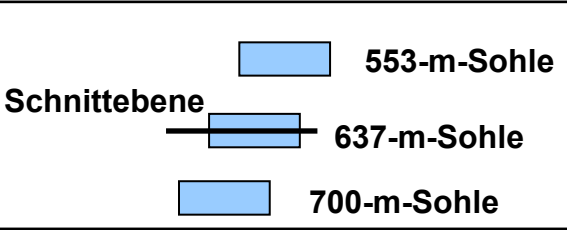
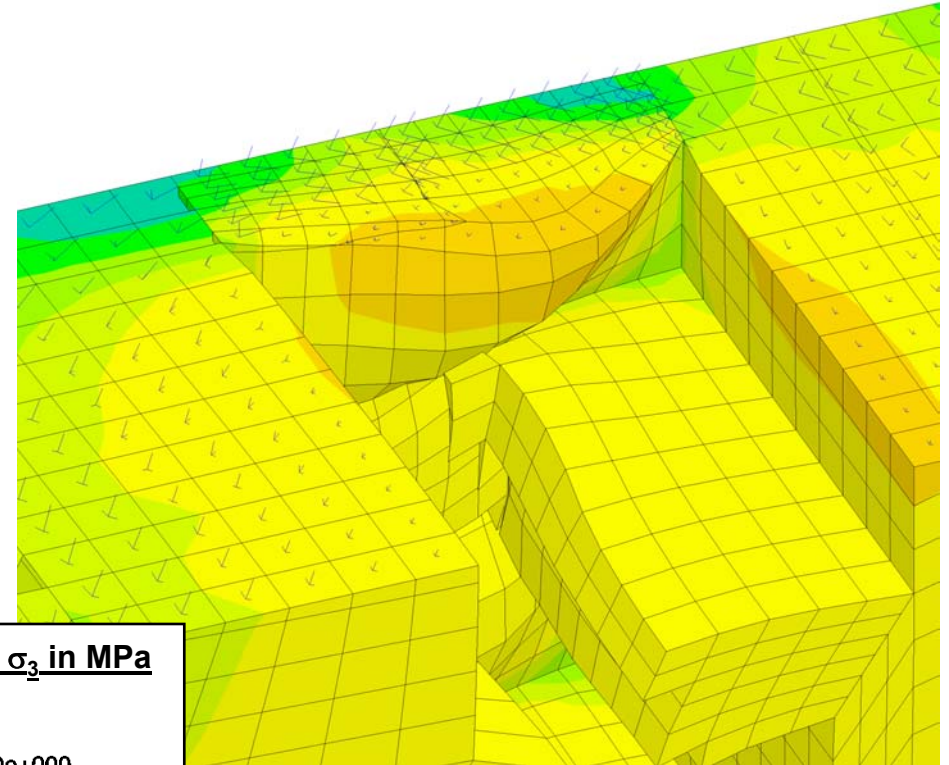
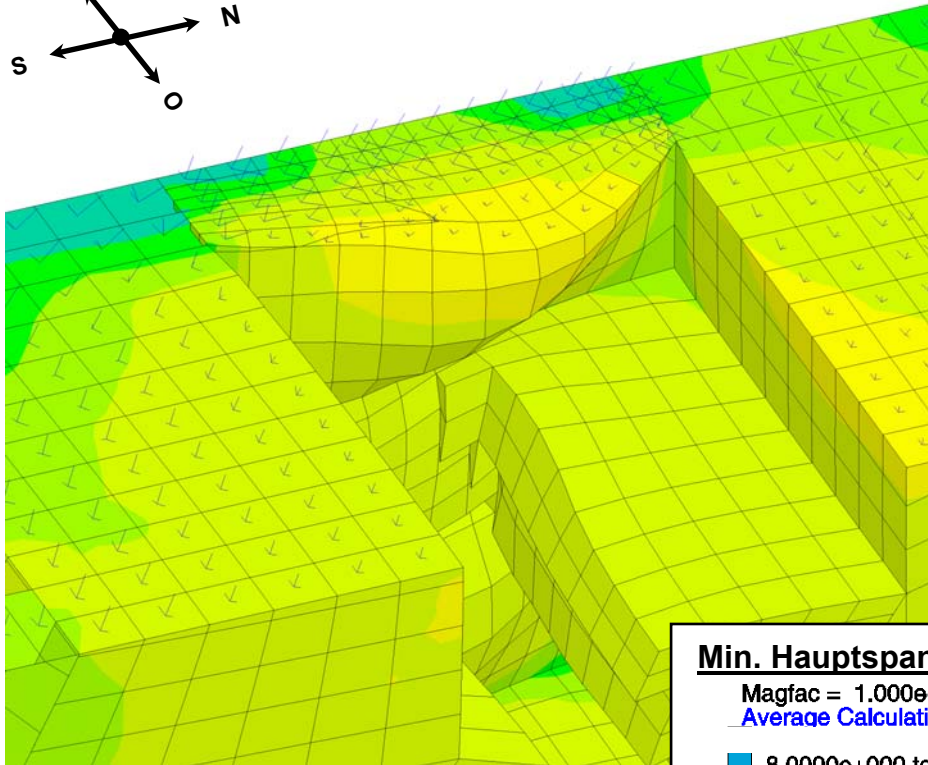
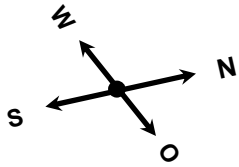
Interval = 2.5e+000

Druck negativ



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation

| | |
|--------------|------------------------------|
| Blue | -8.0000e+000 to -7.0000e+000 |
| Light Blue | -7.0000e+000 to -6.0000e+000 |
| Green | -6.0000e+000 to -5.0000e+000 |
| Yellow-Green | -5.0000e+000 to -4.0000e+000 |
| Yellow | -4.0000e+000 to -3.0000e+000 |
| Orange | -3.0000e+000 to -2.0000e+000 |
| Red-Orange | -2.0000e+000 to -1.0000e+000 |
| Red | -1.0000e+000 to 0.0000e+000 |
| Dark Red | > 0.0000e+000 |

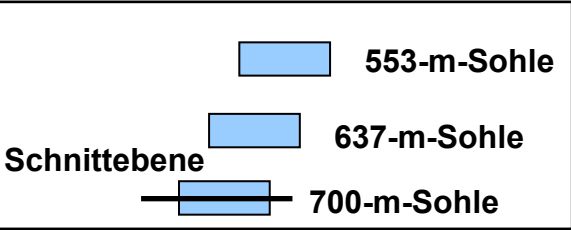
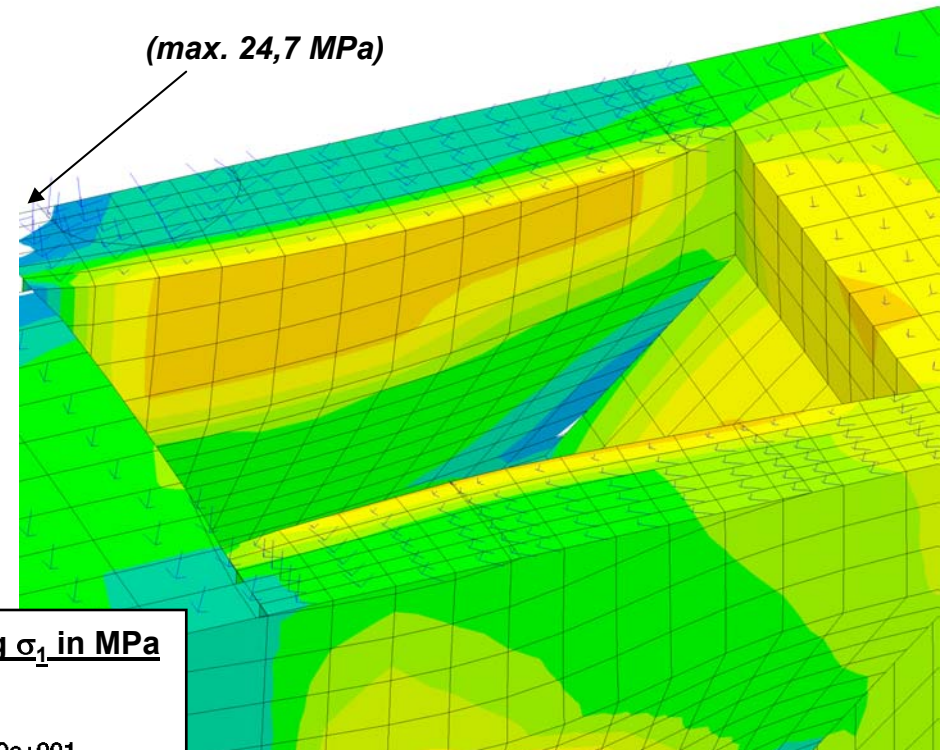
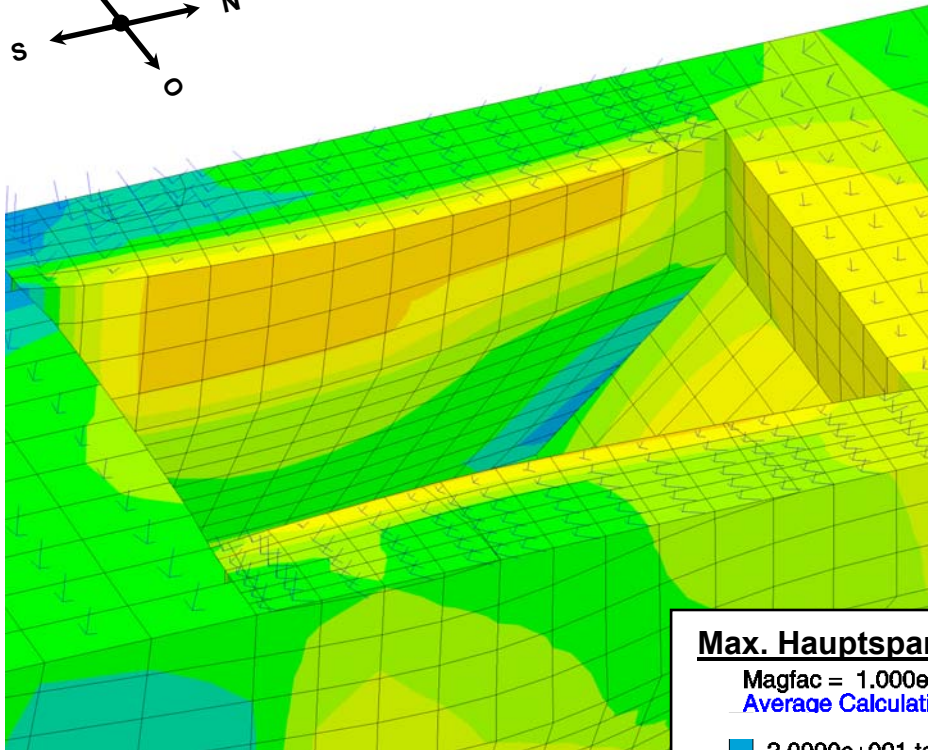
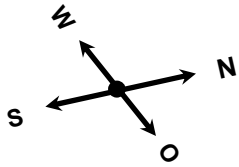
Interval = 1.0e+000

Druck negativ



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation

| | |
|--|------------------------------|
| | -2.0000e+001 to -1.7500e+001 |
| | -1.7500e+001 to -1.5000e+001 |
| | -1.5000e+001 to -1.2500e+001 |
| | -1.2500e+001 to -1.0000e+001 |
| | -1.0000e+001 to -7.5000e+000 |
| | -7.5000e+000 to -5.0000e+000 |
| | -5.0000e+000 to -2.5000e+000 |
| | -2.5000e+000 to 0.0000e+000 |
| | > 0.0000e+000 |

Interval = 2.5e+000

Druck negativ



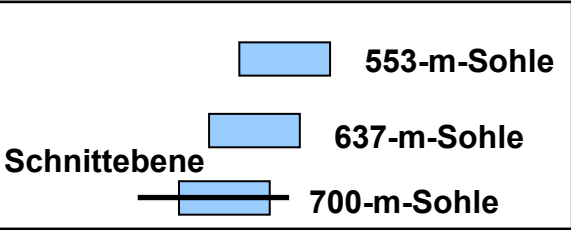
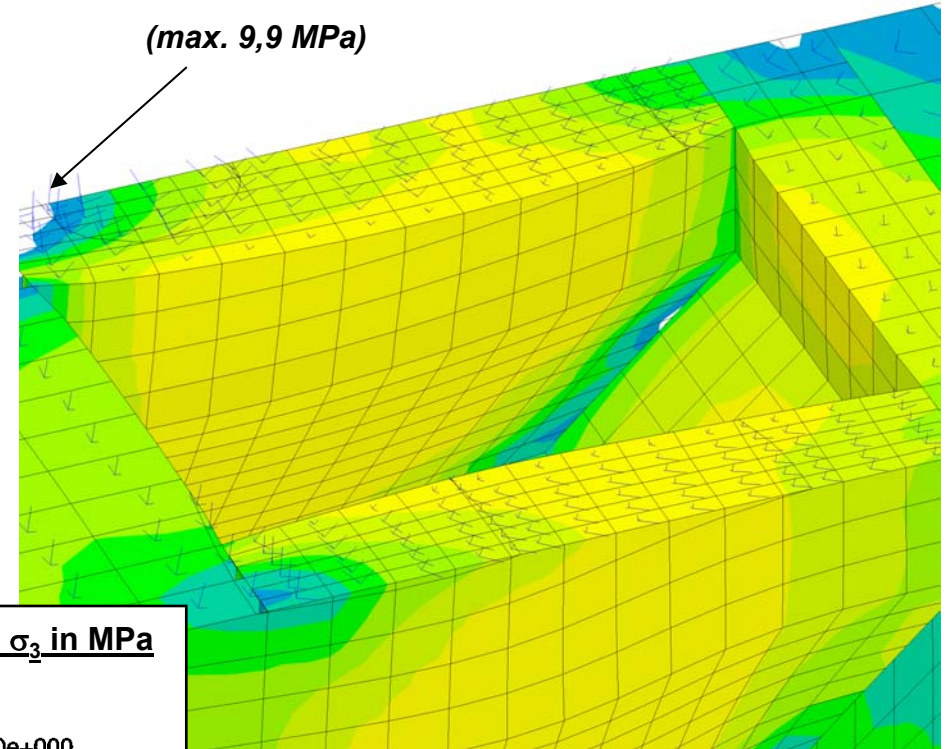
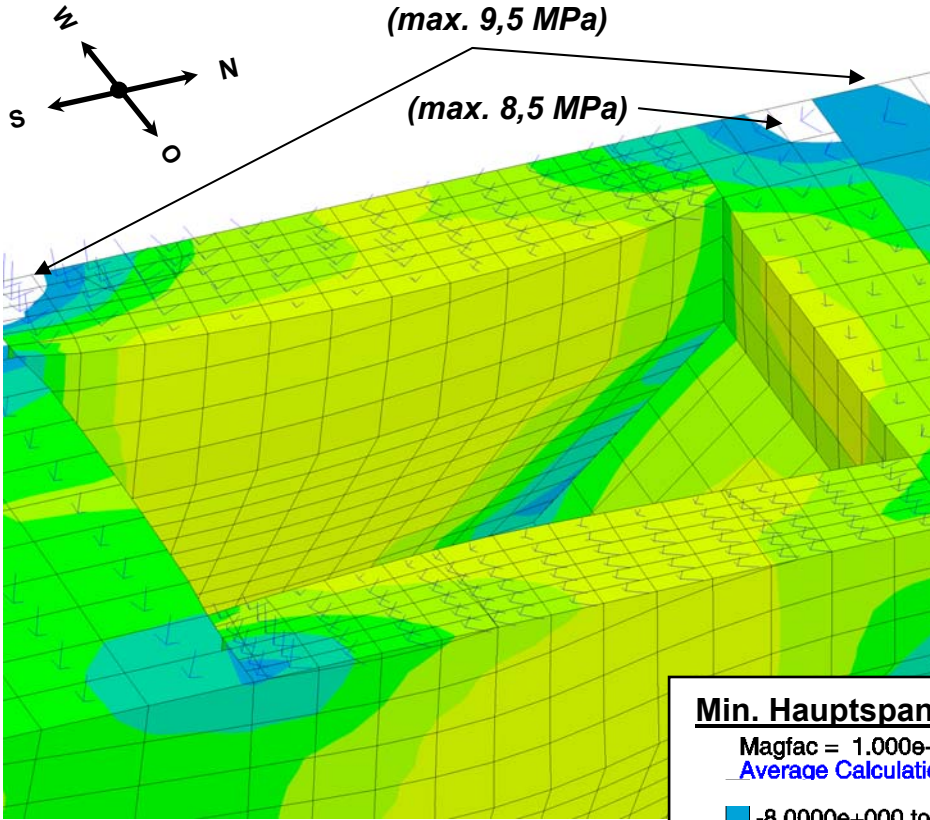
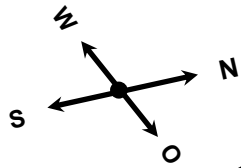
Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_1 < 20$ MPa 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Min. Hauptspannung σ_3 in MPa
 Magfac = 1.000e+000
 Average Calculation

| | |
|--------------|------------------------------|
| Blue | -8.0000e+000 to -7.0000e+000 |
| Light Blue | -7.0000e+000 to -6.0000e+000 |
| Green | -6.0000e+000 to -5.0000e+000 |
| Yellow-Green | -5.0000e+000 to -4.0000e+000 |
| Yellow | -4.0000e+000 to -3.0000e+000 |
| Orange | -3.0000e+000 to -2.0000e+000 |
| Red-Orange | -2.0000e+000 to -1.0000e+000 |
| Red | -1.0000e+000 to 0.0000e+000 |
| Dark Red | > 0.0000e+000 |

Interval = 1.0e+000

Druck negativ



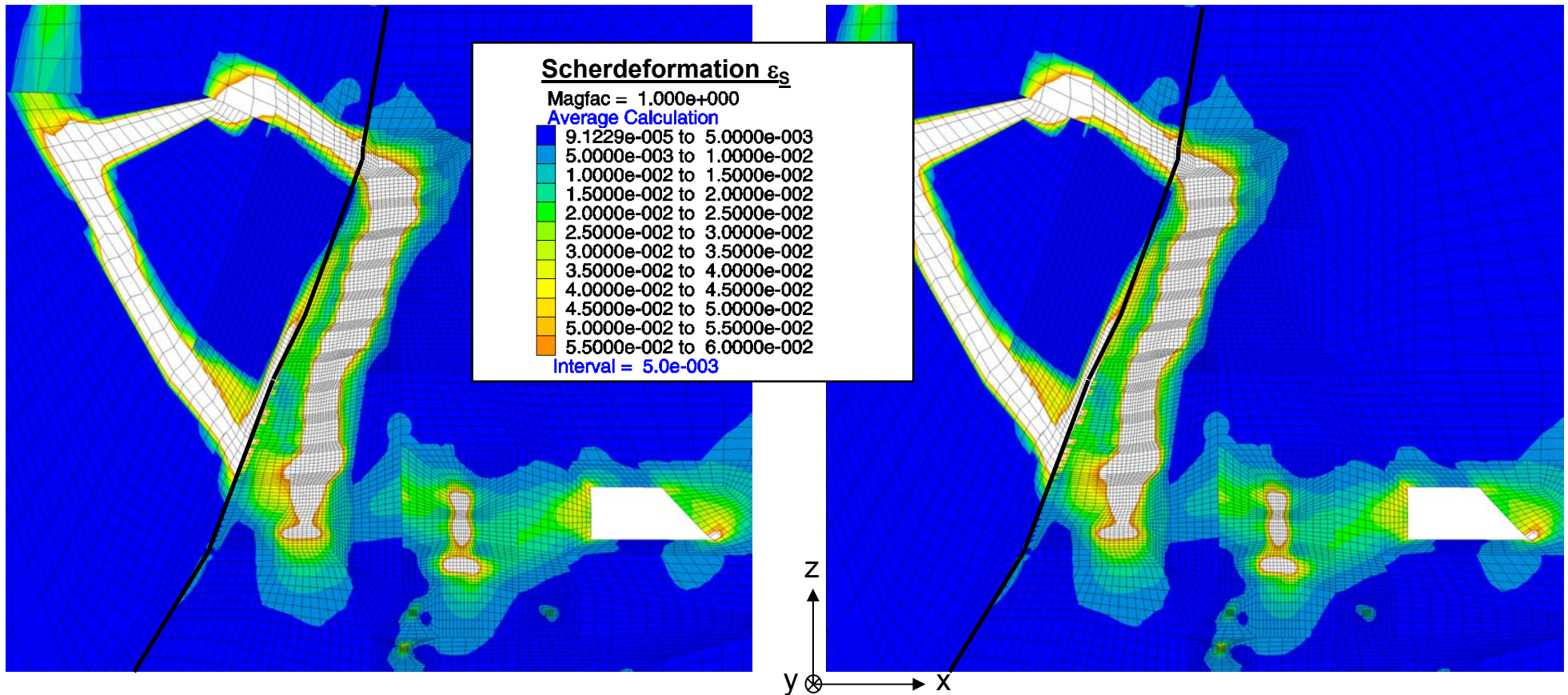
Institut für Gebirgsmechanik
 Leipzig GmbH
 Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vergleich $\sigma_3 < 8$ MPa 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
 (Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Anlage
60

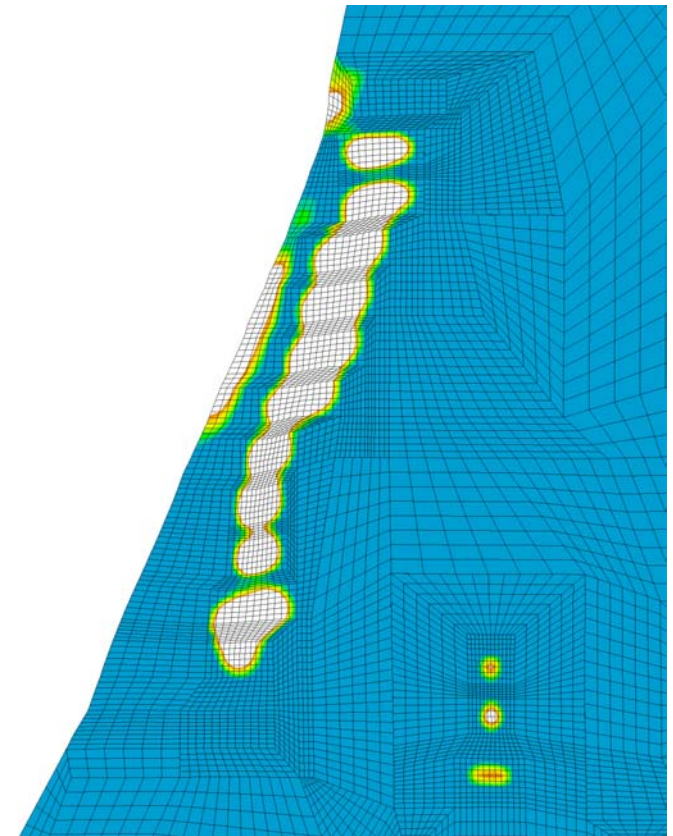
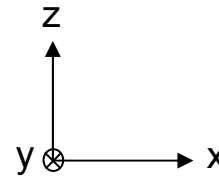
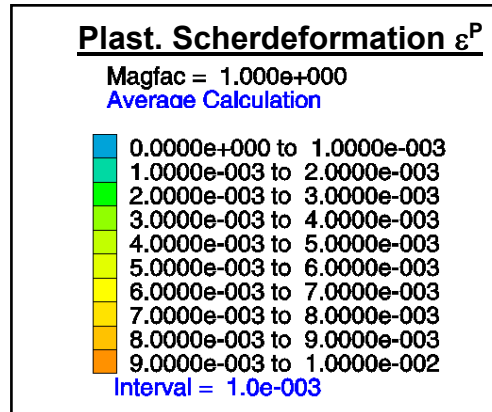
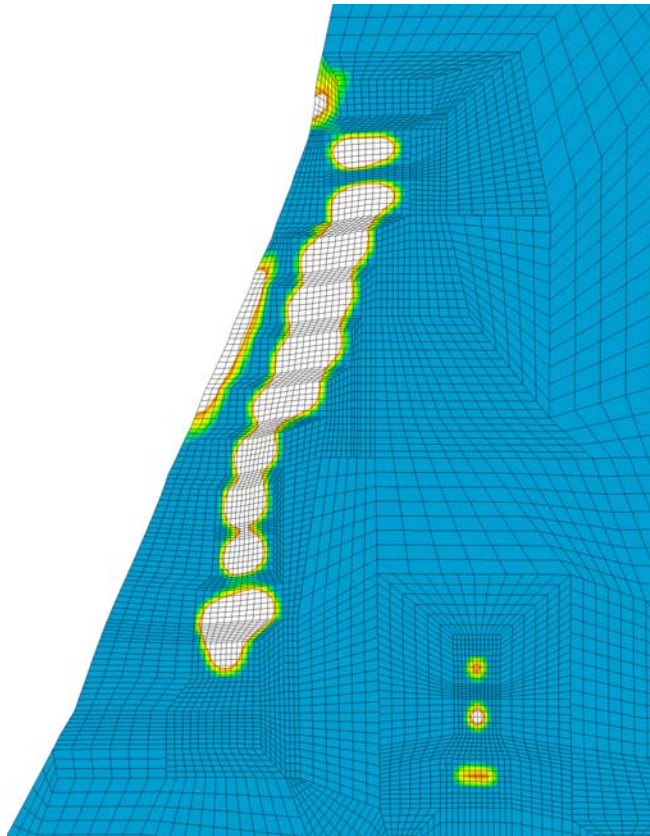
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



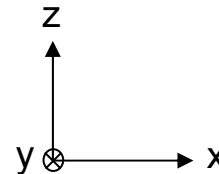
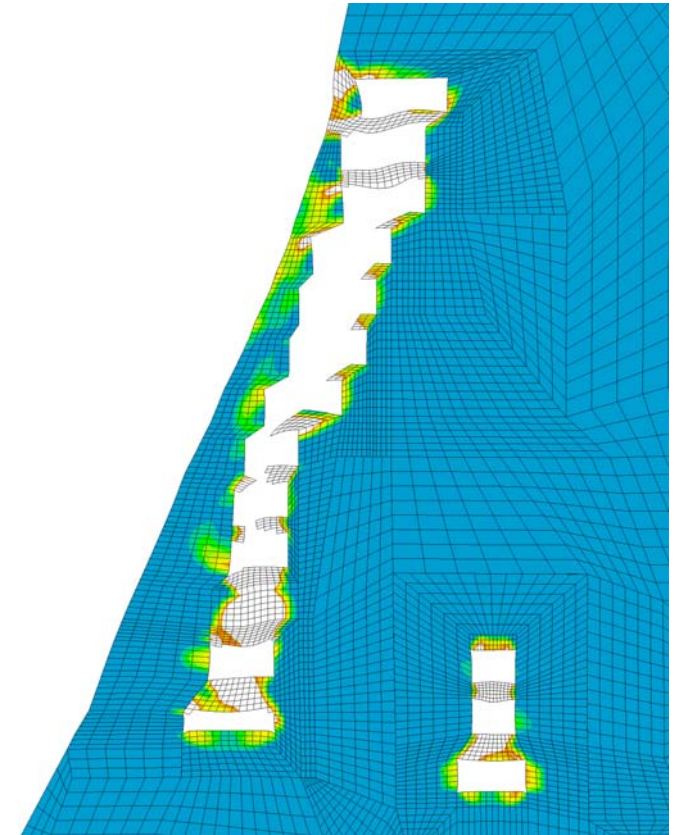
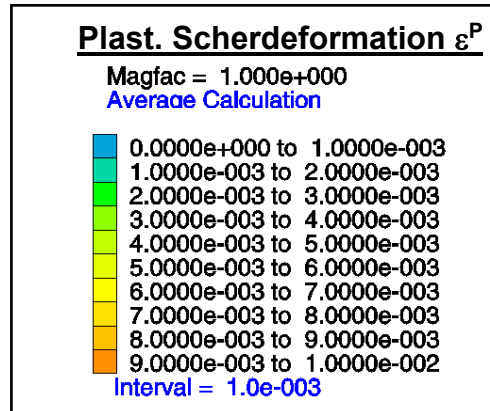
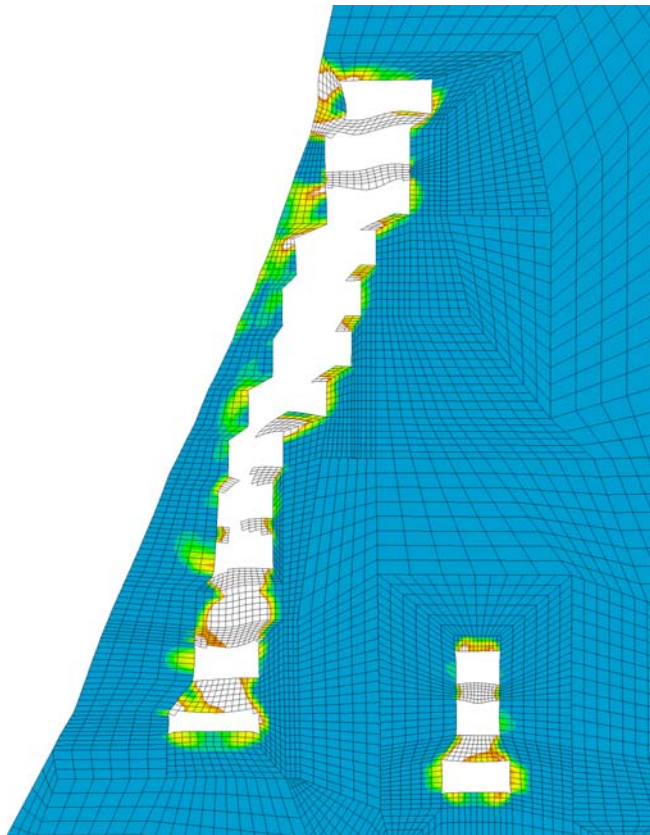
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



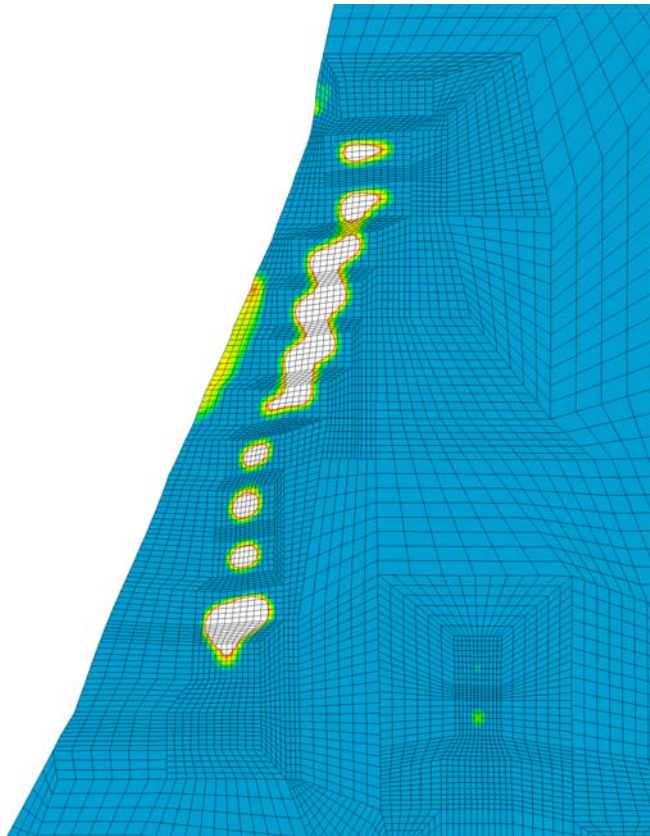
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



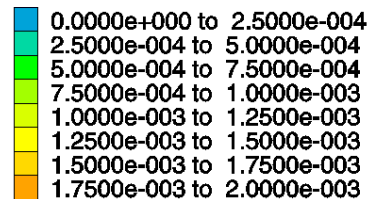
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

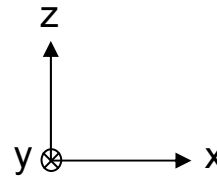
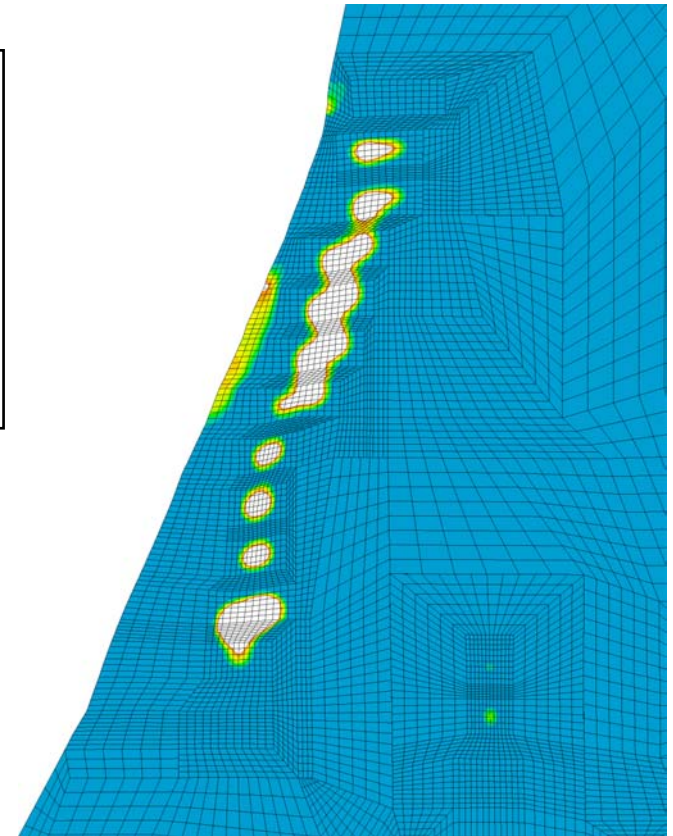


Volumetrische Deformation ε_{Vol}^P

Magfac = 1.000e+000
Average Calculation

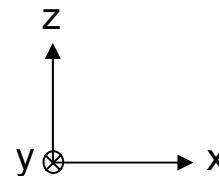
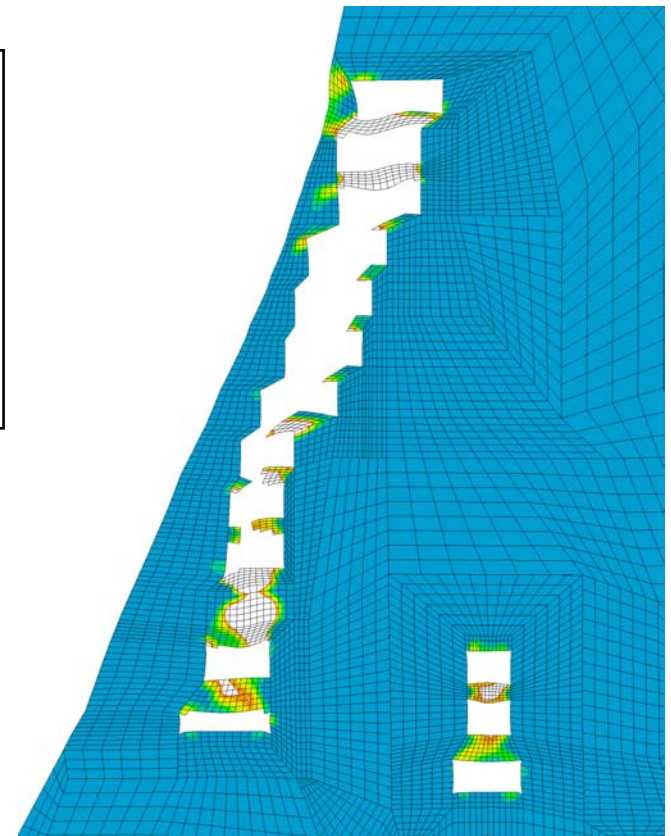
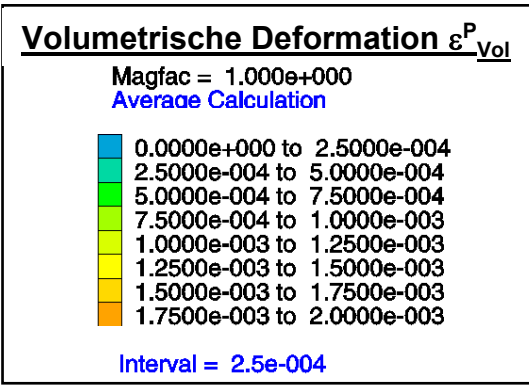
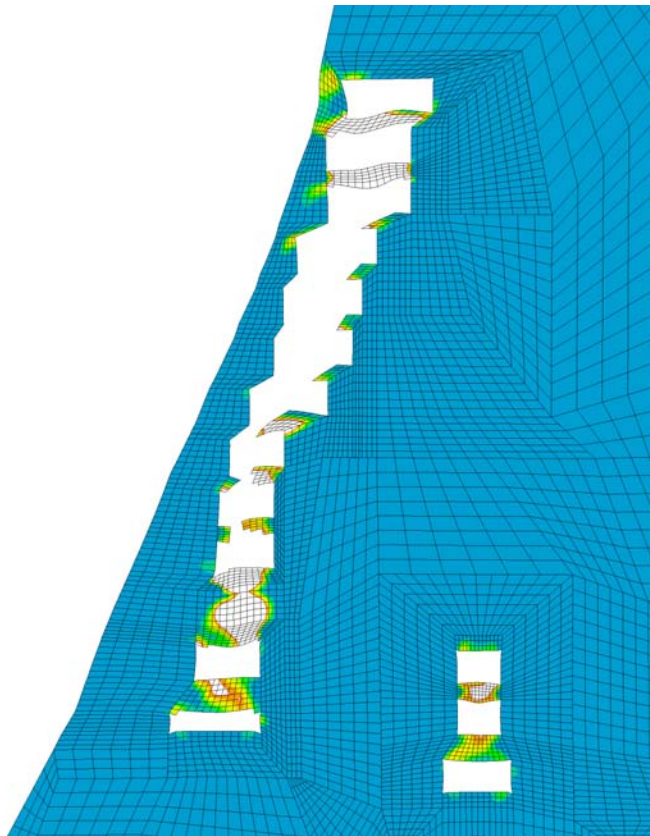


Interval = 2.5e-004



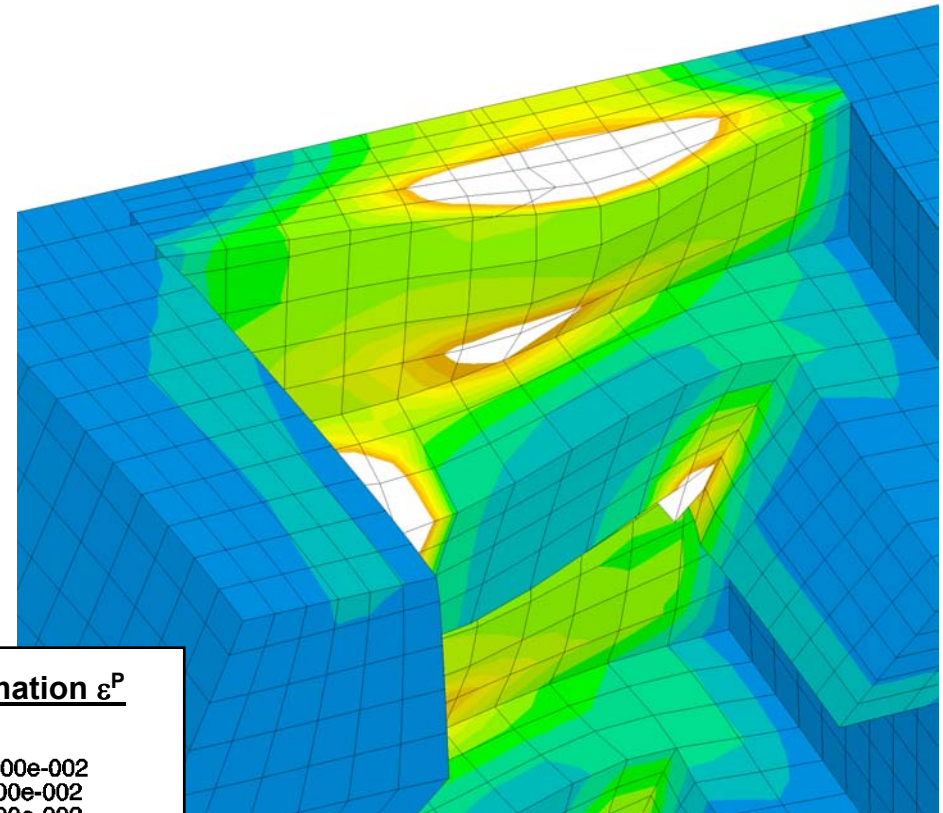
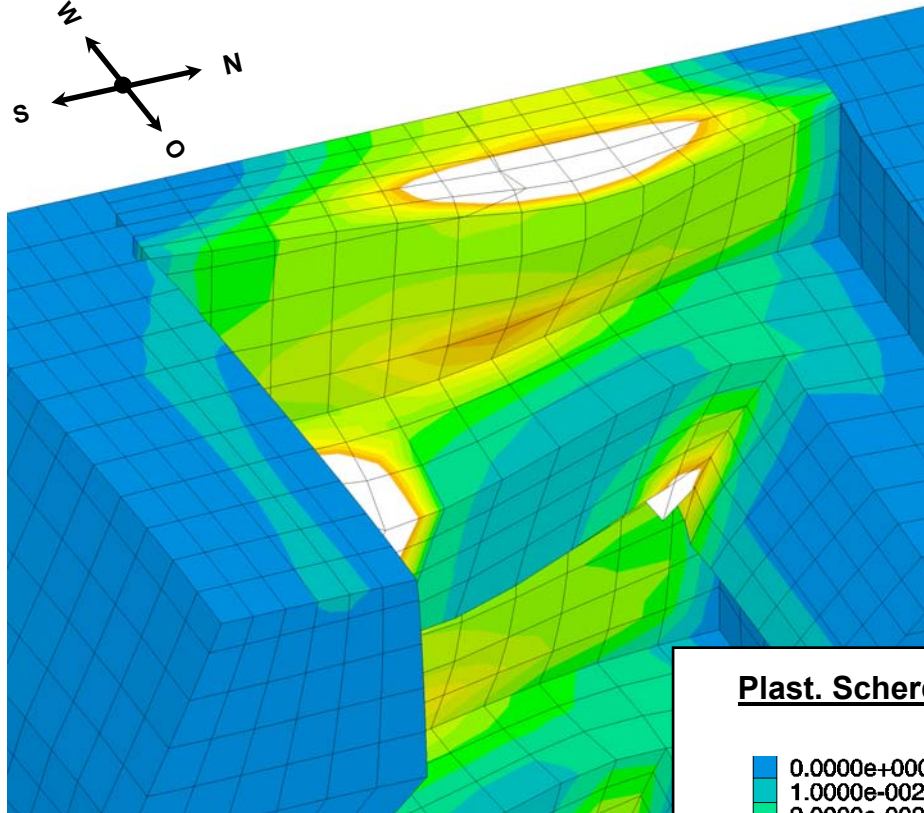
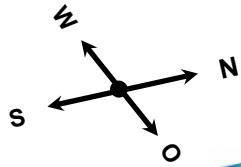
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

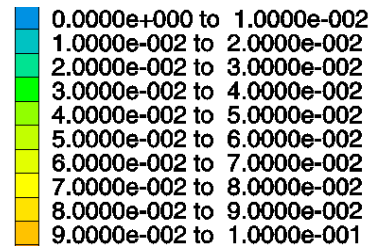


Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

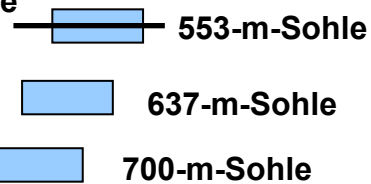


Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002

Schnittebene



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

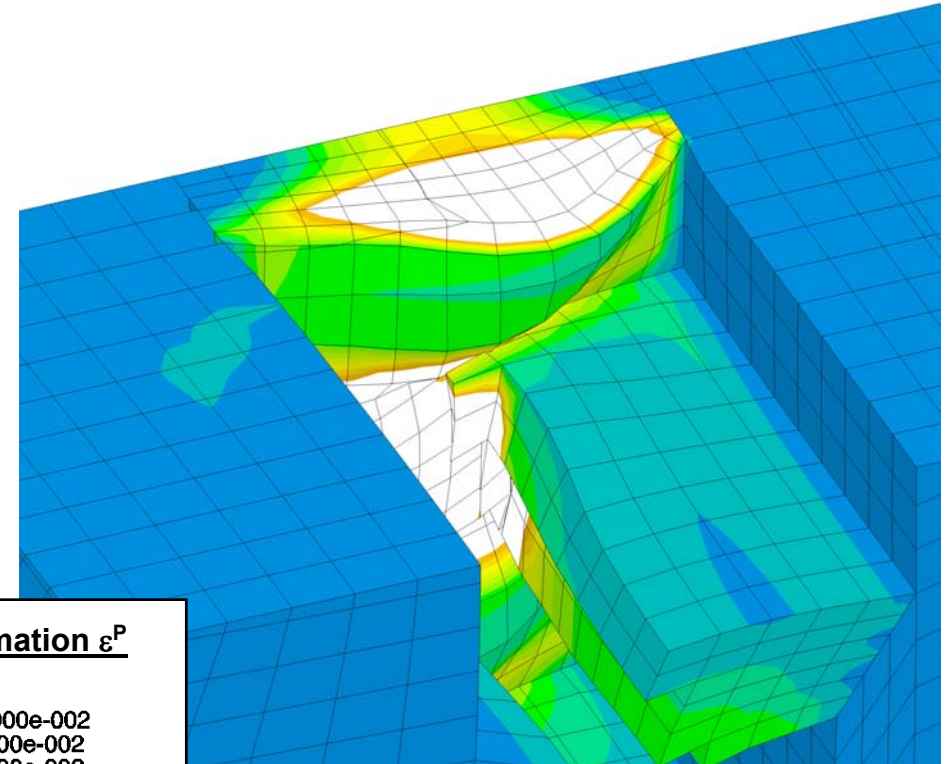
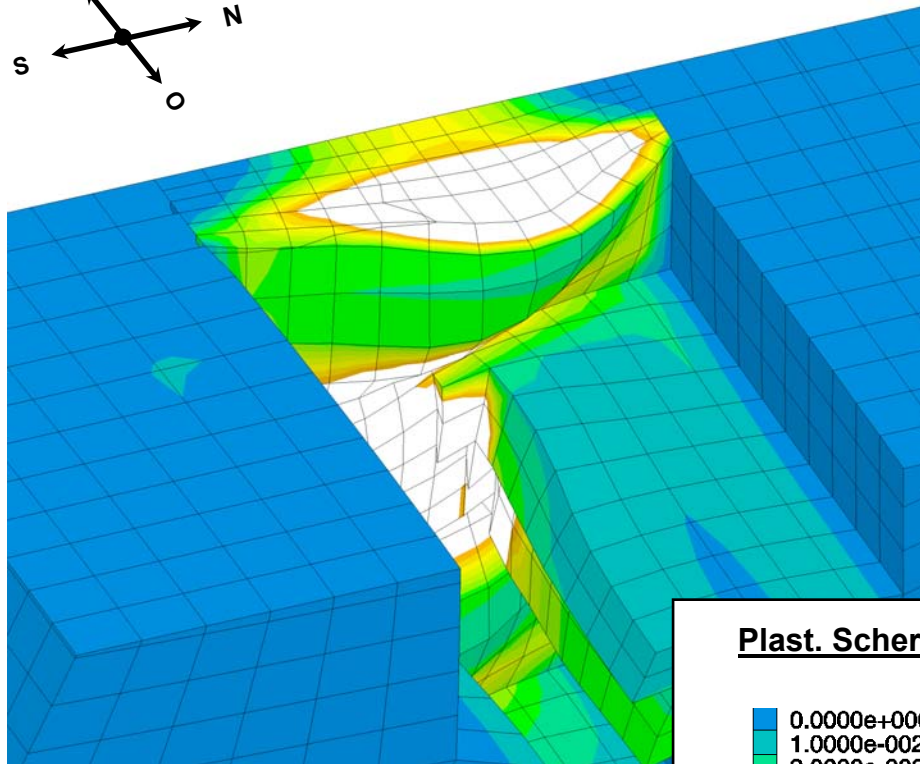
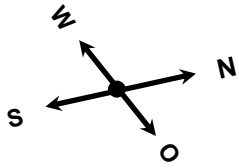
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

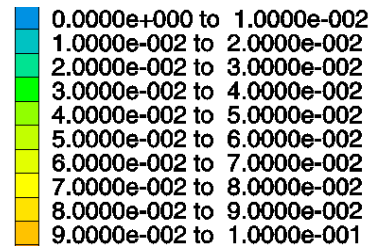
Anlage
66

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

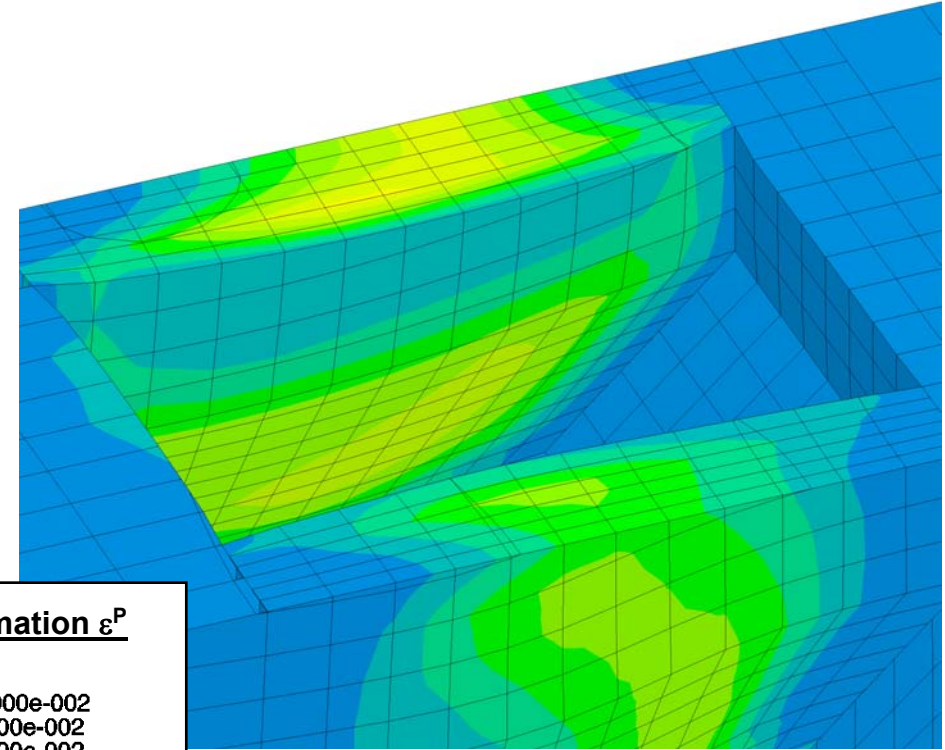
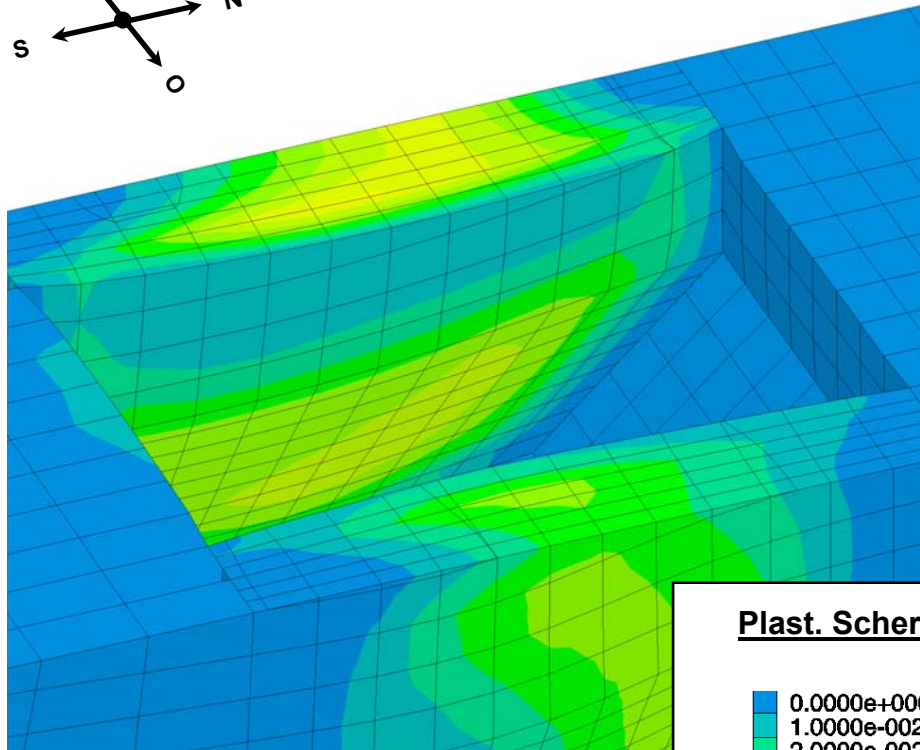
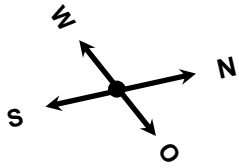
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

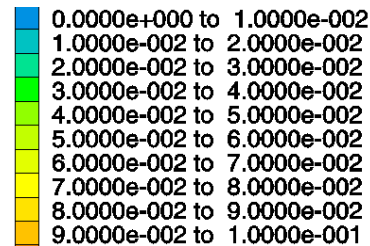
Anlage
67

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

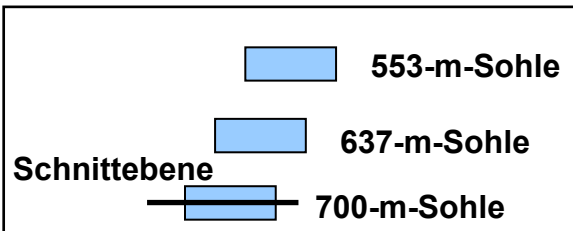
Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Plast. Scherdeformation ϵ^P



Interval = 1.0e-002



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

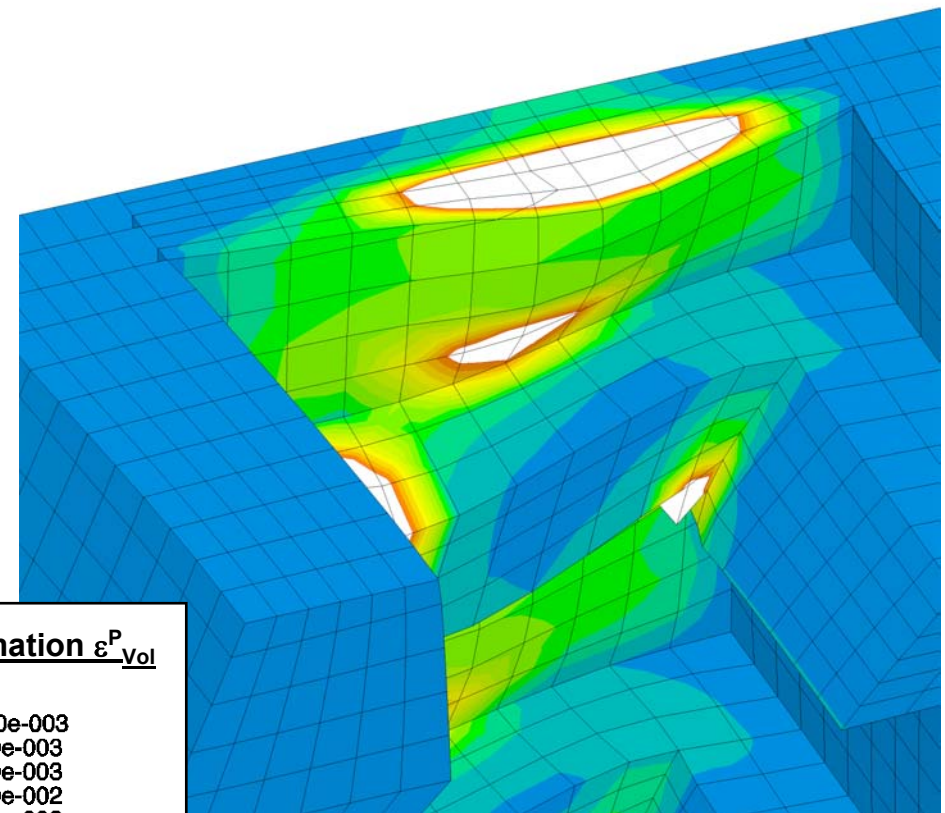
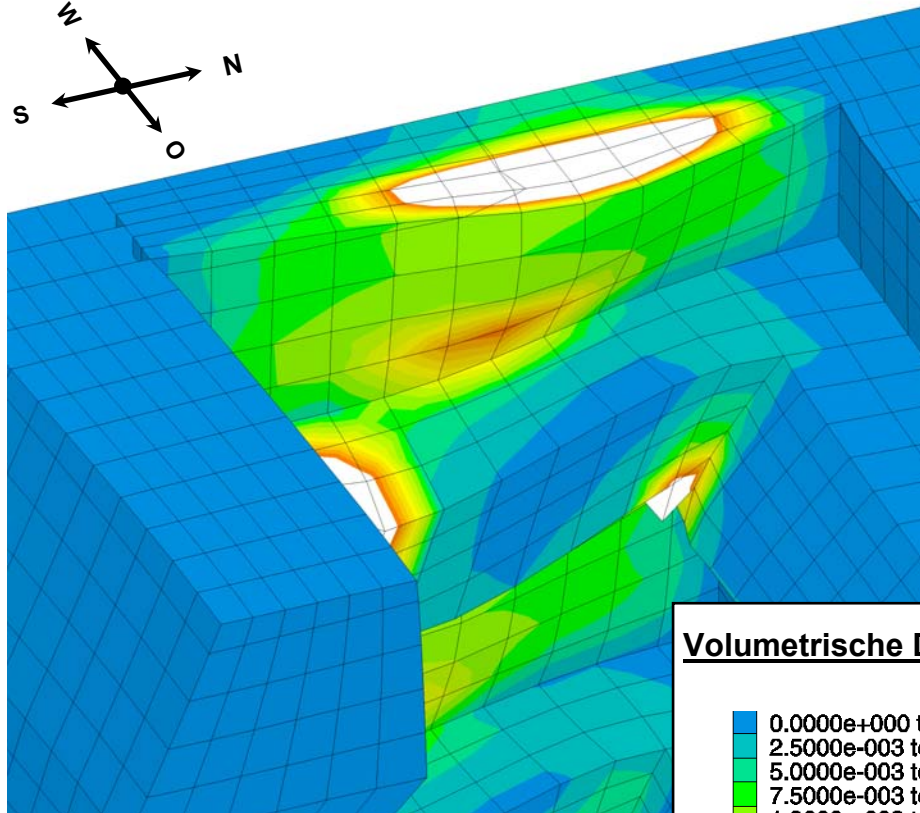
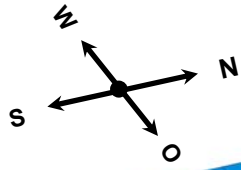
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Plast. Scherdeform. < 10 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

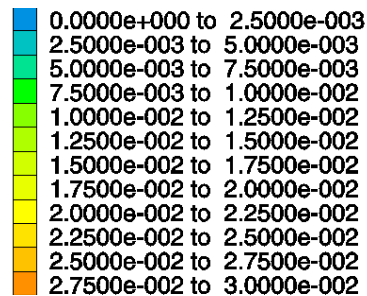
Anlage
68

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

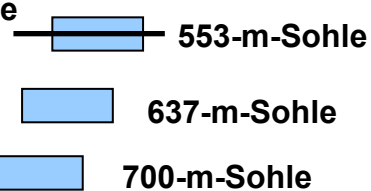


Volumetrische Deformation ε_{vol}^P



Interval = 2.5e-003

Schnittebene



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

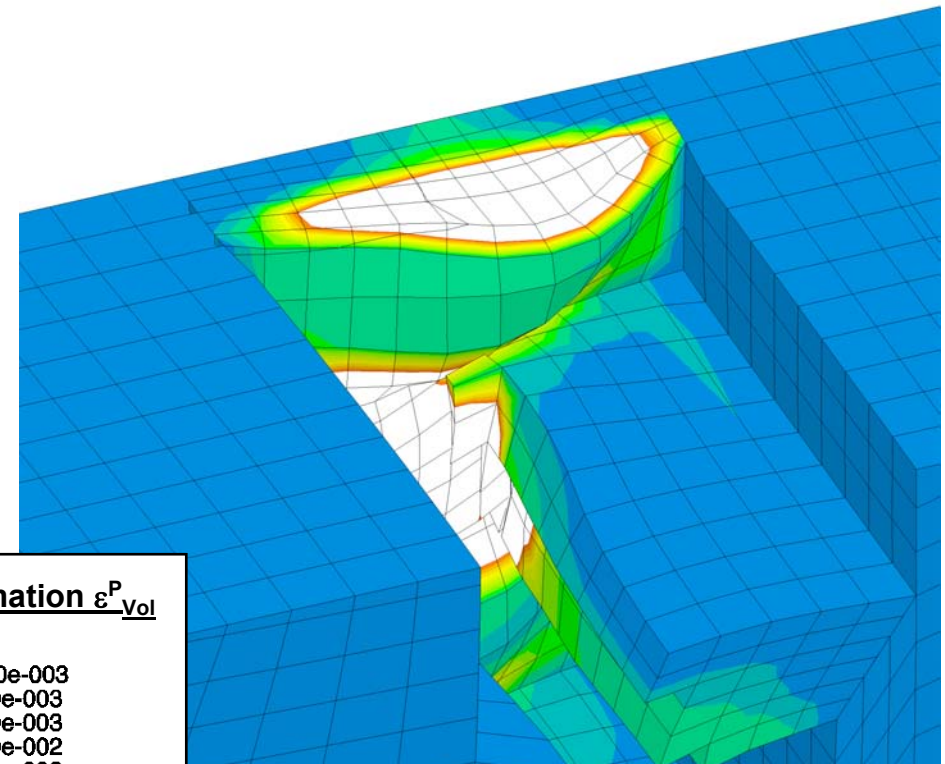
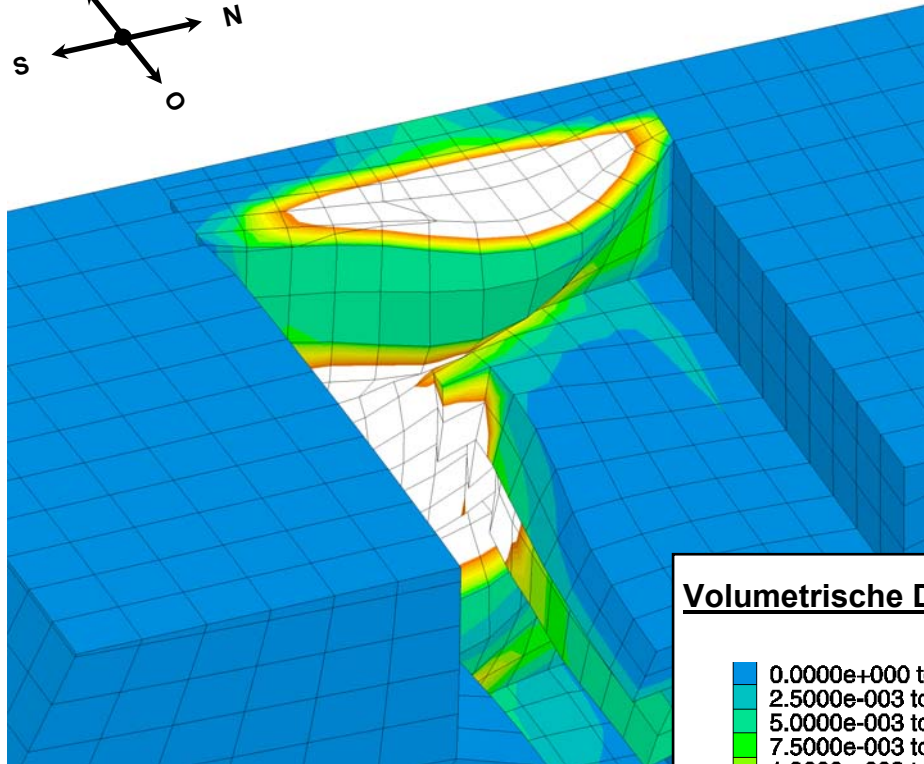
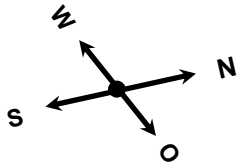
Vol. Deformation < 3 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 553mS)

Anlage

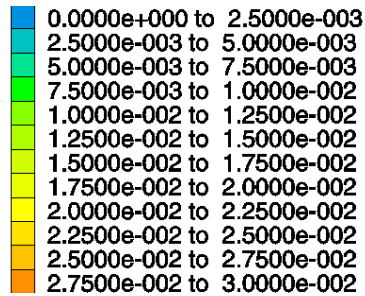
69

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Volumetrische Deformation ϵ_{Vol}^P



Interval = 2.5e-003

Schnittebene

- 553-m-Sohle
- 637-m-Sohle
- 700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

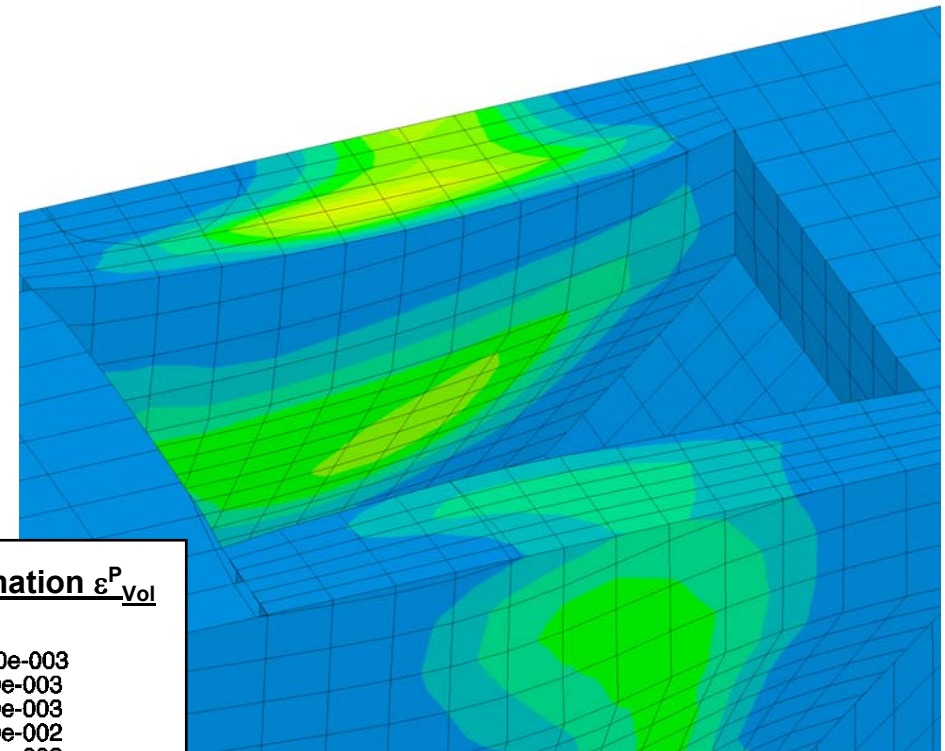
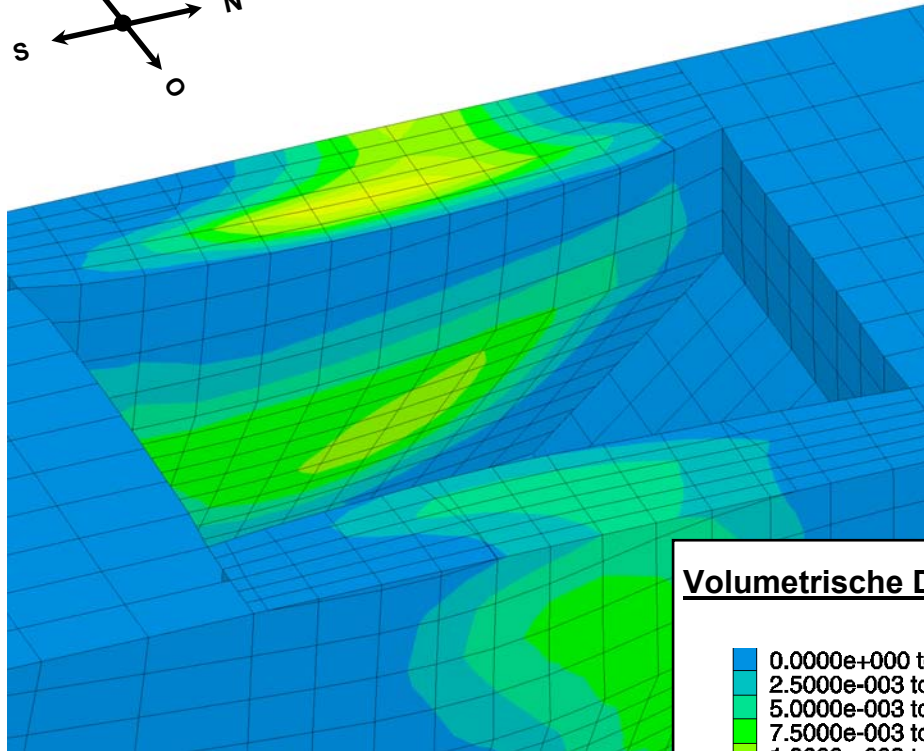
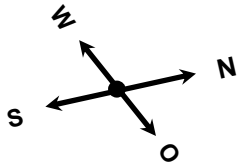
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vol. Deformation < 3 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 637mS)

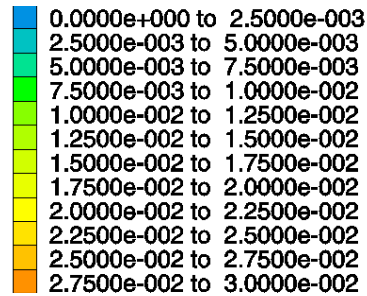
Anlage
70

Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Volumetrische Deformation ε_{Vol}^P



Interval = 2.5e-003

553-m-Sohle
637-m-Sohle
700-m-Sohle



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

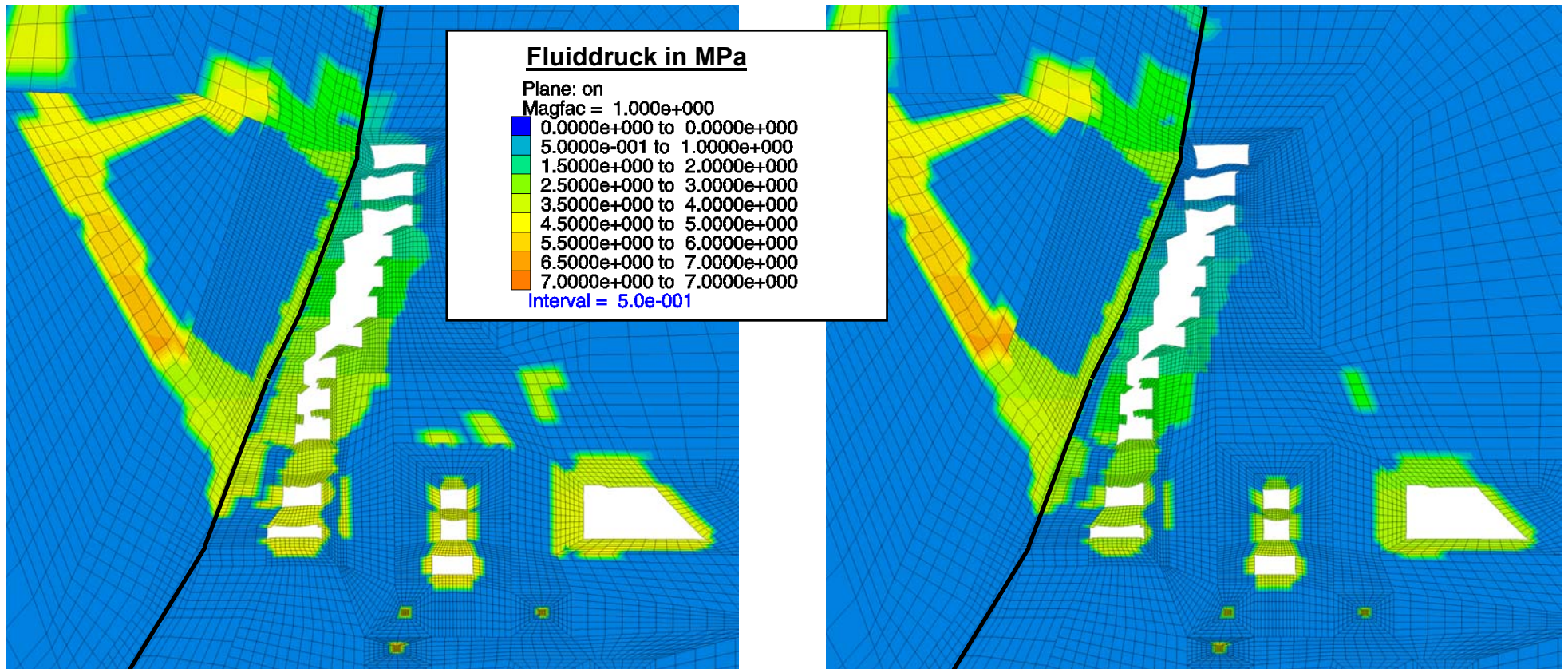
Vol. Deformation < 3 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt halbe Kammerhöhe 700mS)

Anlage

71

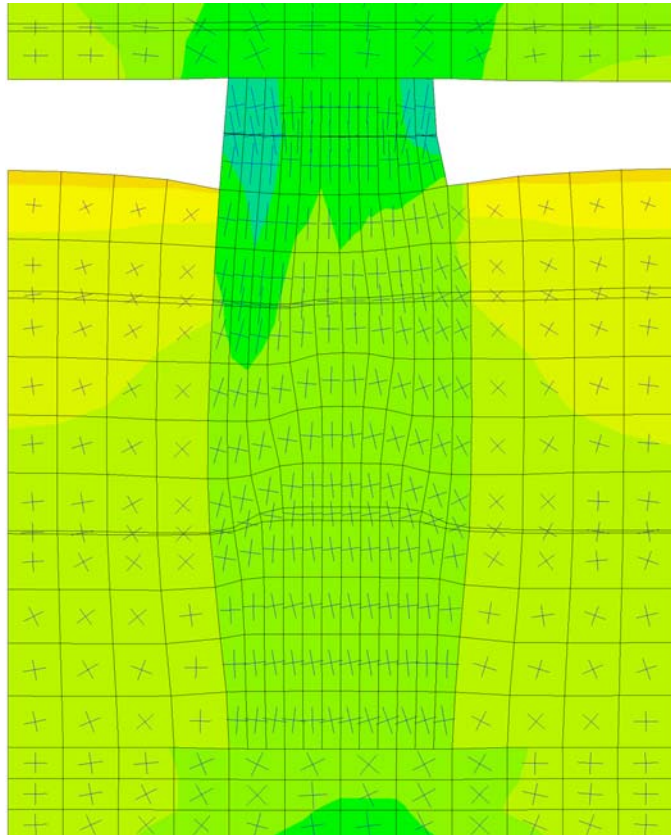
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

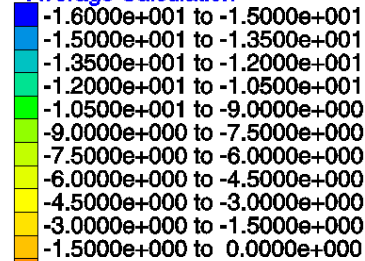
Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Max. Hauptspannung σ_1 in MPa

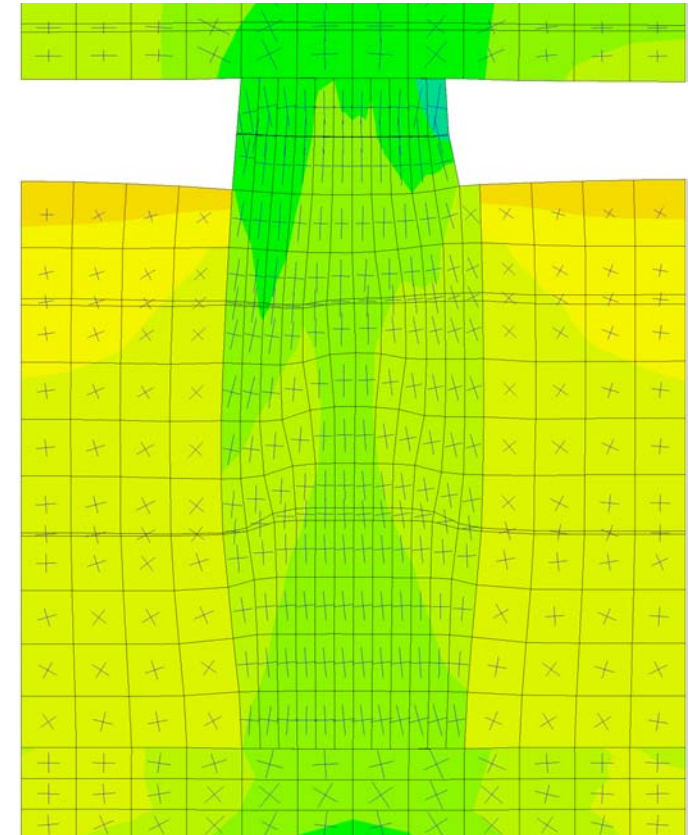
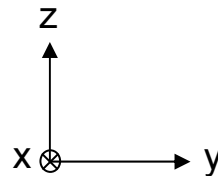
Magfac = 1.000e+000

Average Calculation



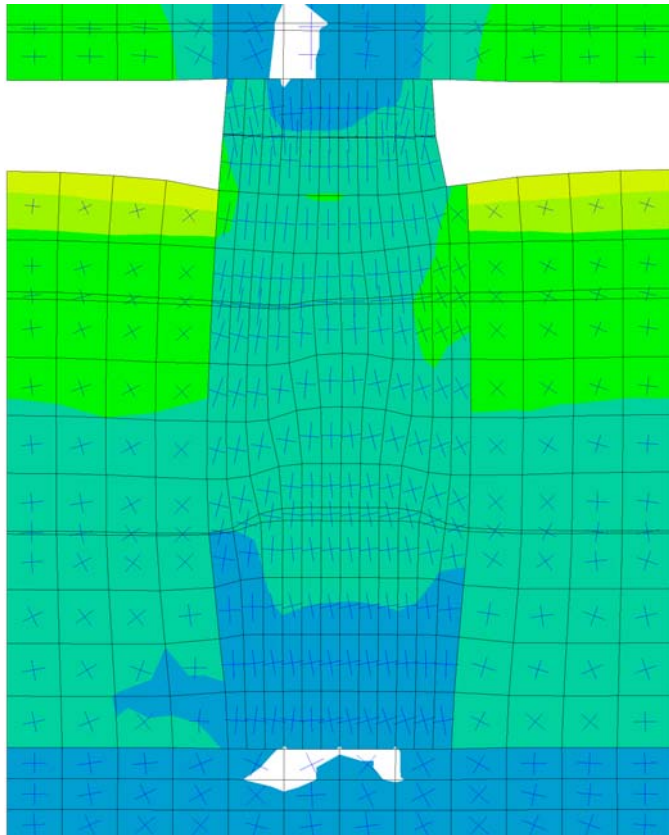
Interval = 1.5e+000

Druck negativ



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



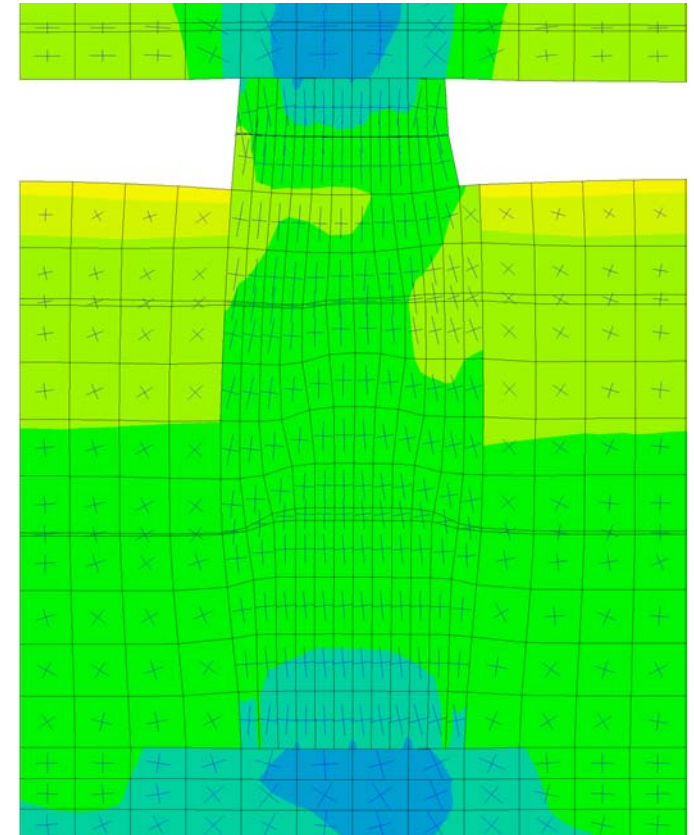
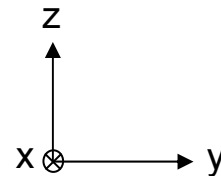
Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

Magfac = 1.000e+000

- 7.0000e+000 to -6.0000e+000
- 6.0000e+000 to -5.0000e+000
- 5.0000e+000 to -4.0000e+000
- 4.0000e+000 to -3.0000e+000
- 3.0000e+000 to -2.0000e+000
- 2.0000e+000 to -1.0000e+000
- 1.0000e+000 to 0.0000e+000

Interval = 1.0e+000

Druck negativ



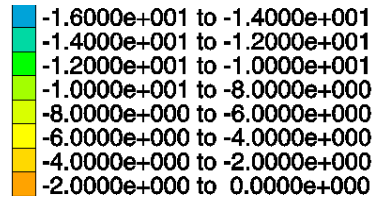
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

Min. Hauptspannung σ_3 in MPa

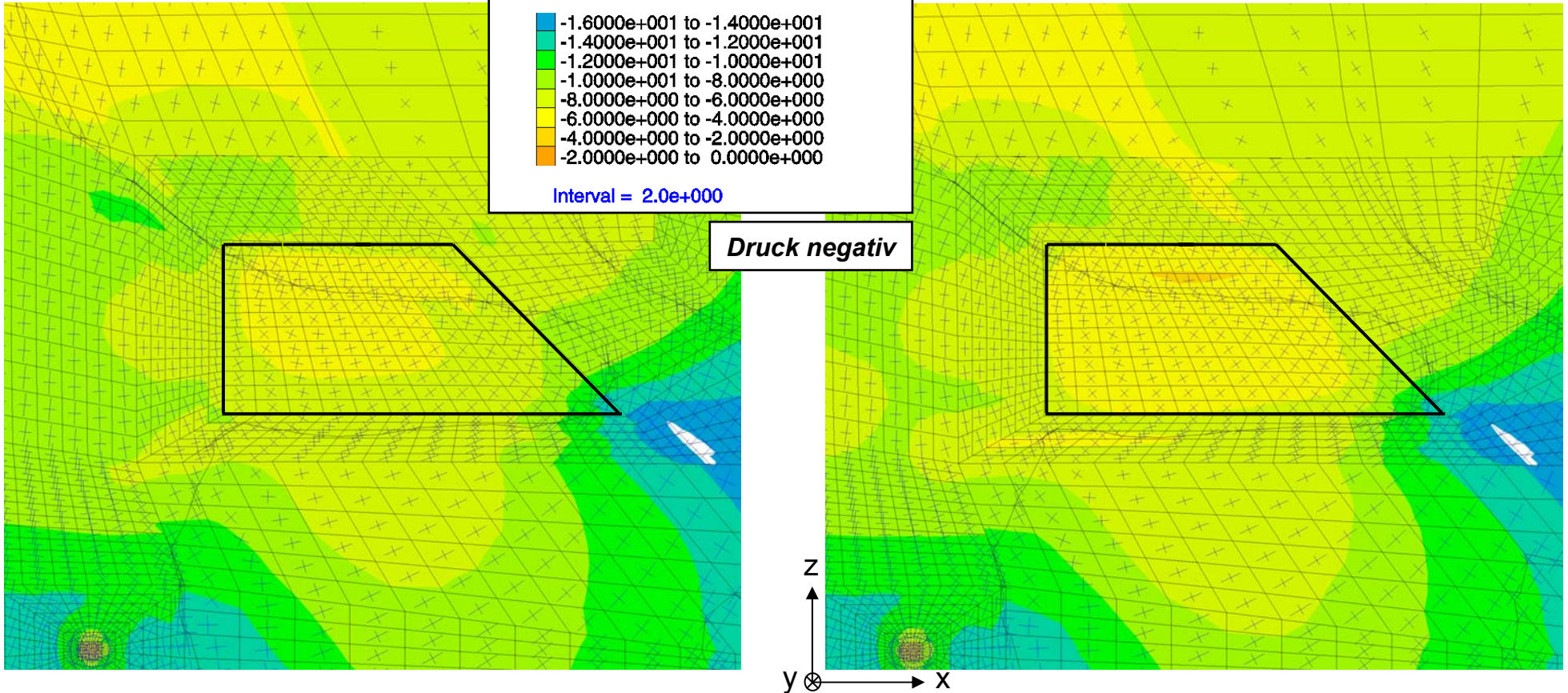
Magfac = 1.000e+000

Average Calculation



Interval = 2.0e+000

Druck negativ



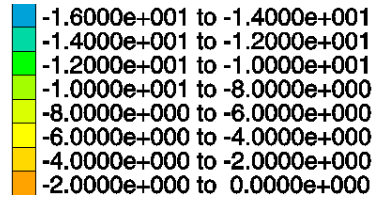
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

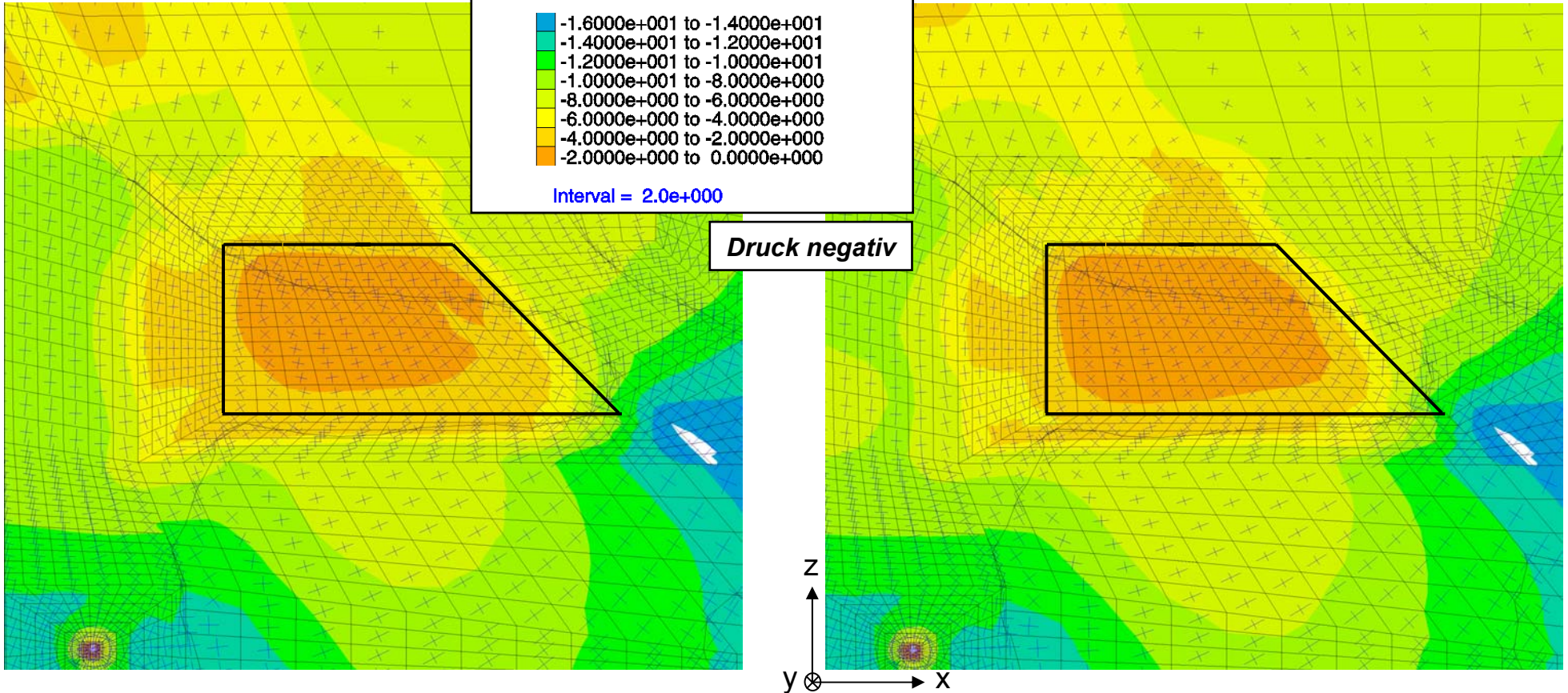
Min. Hauptspannung $\sigma_{3,eff}$ in MPa

Magfac = 1.000e+000

Average Calculation

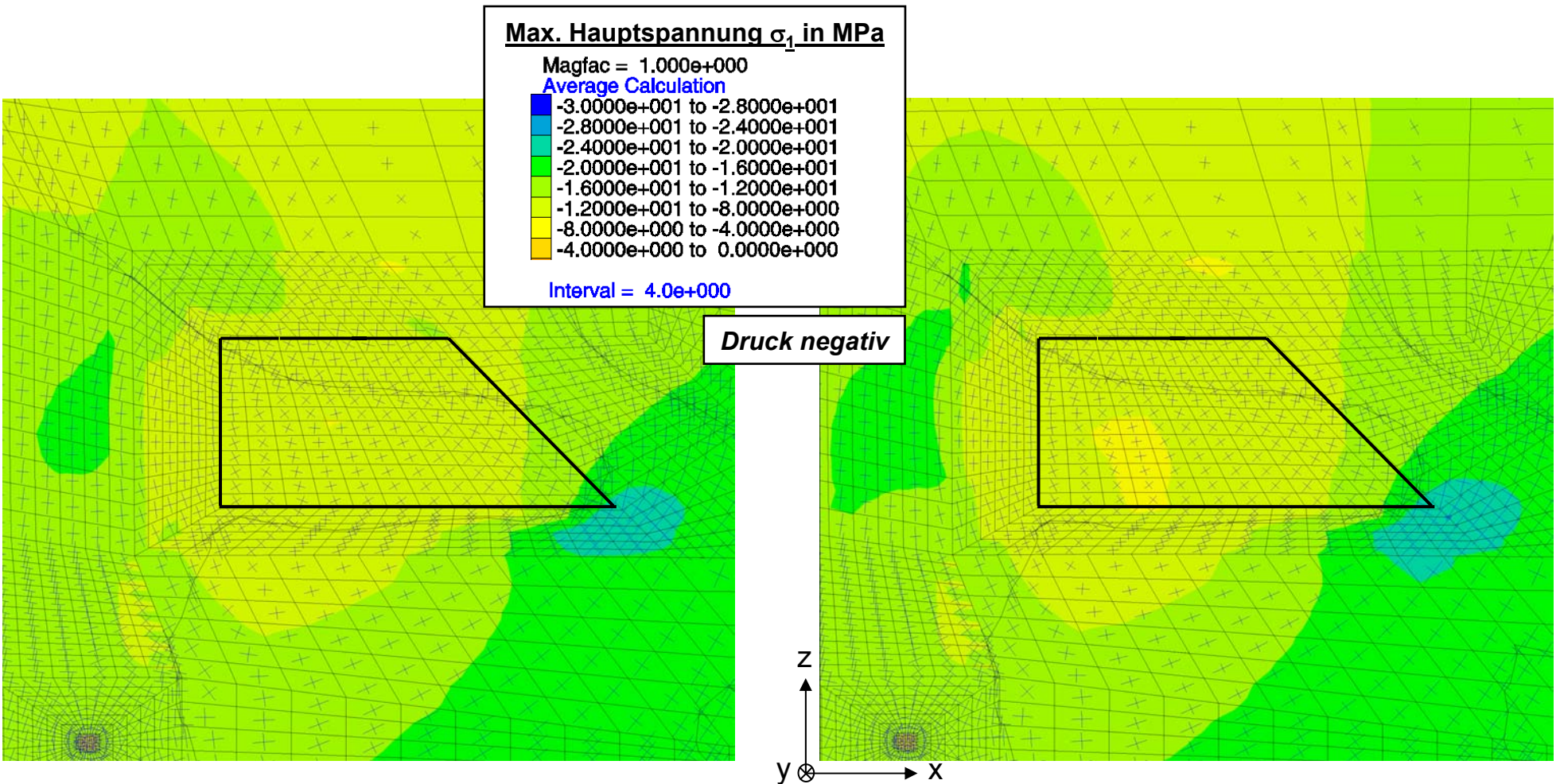


Interval = 2.0e+000



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



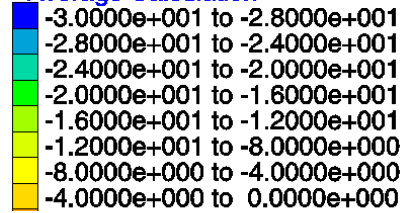
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

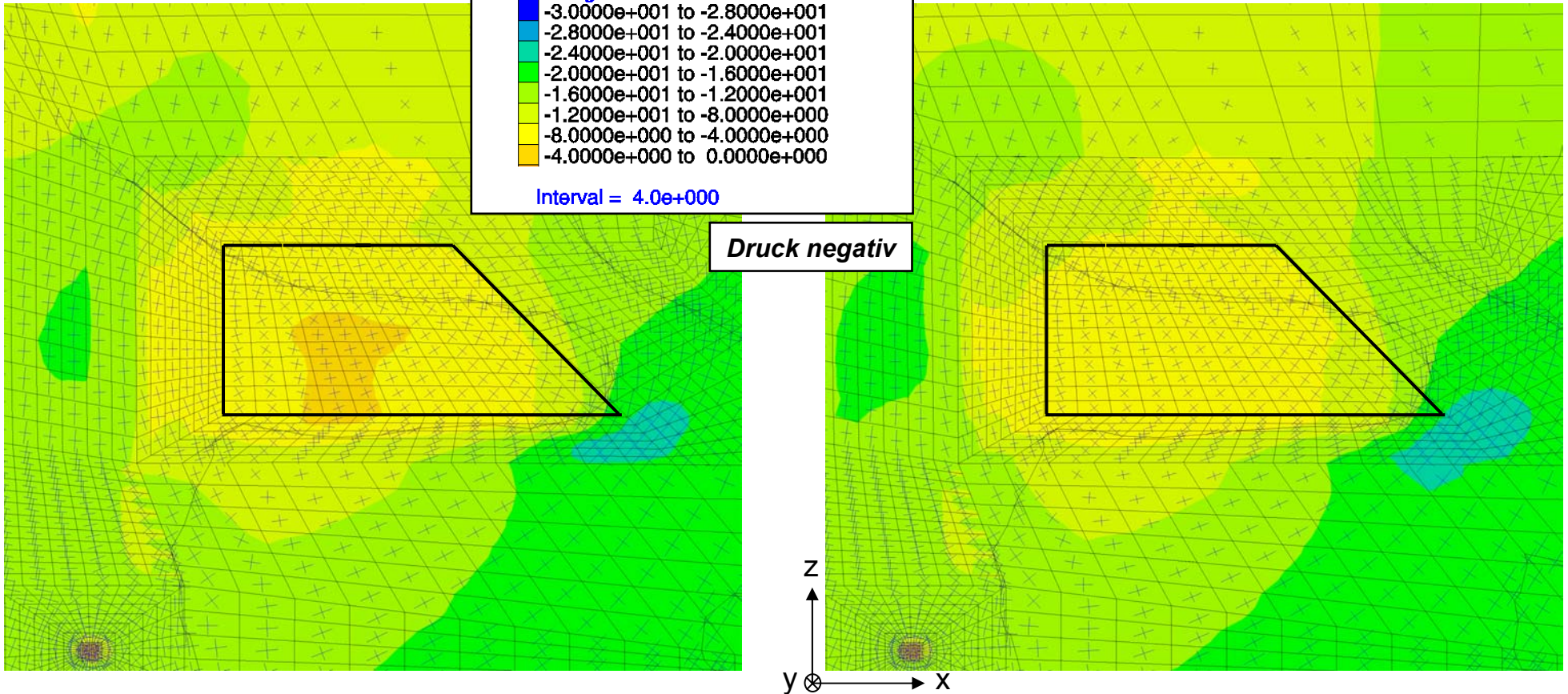
Max. Hauptspannung $\sigma_{1,eff}$ in MPa

Magfac = 1.000e+000

Average Calculation

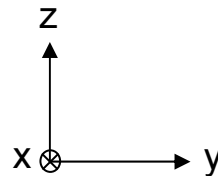
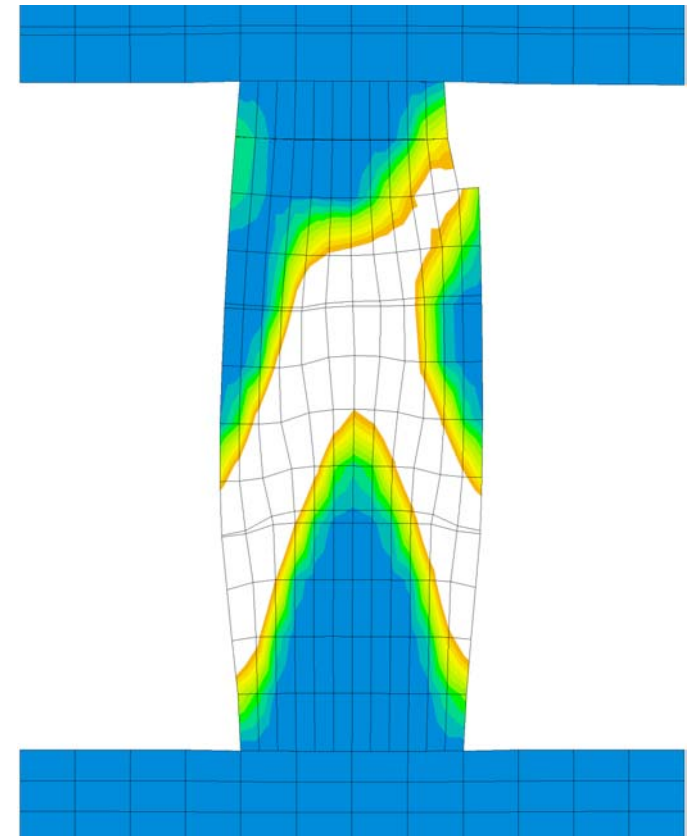
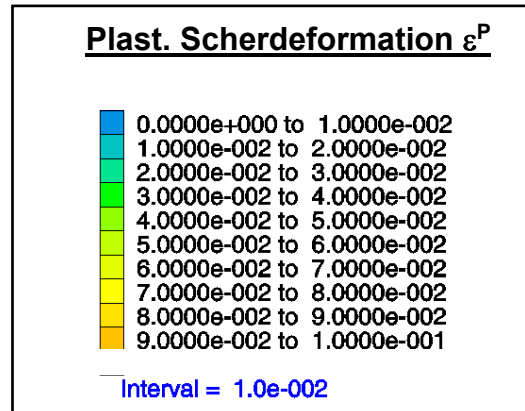
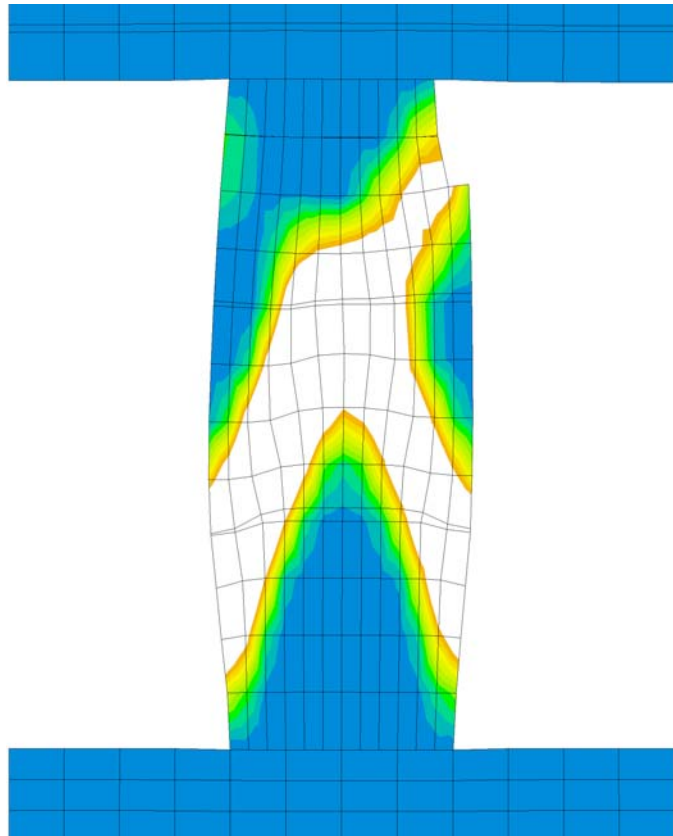


Interval = 4.0e+000



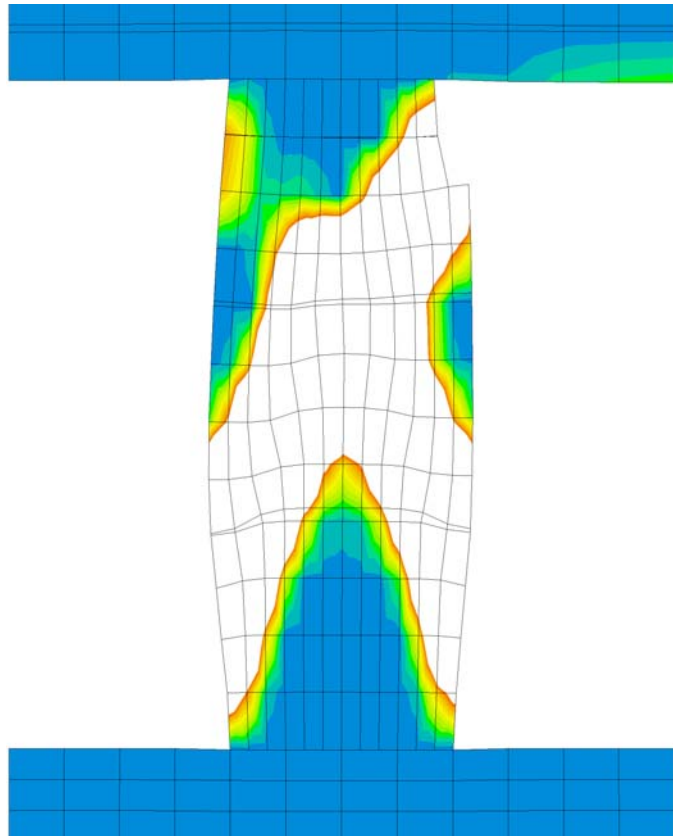
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



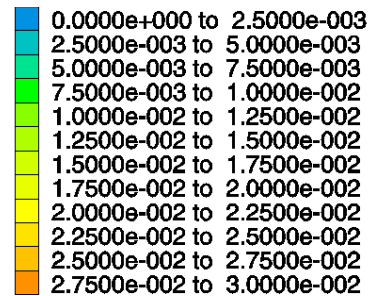
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

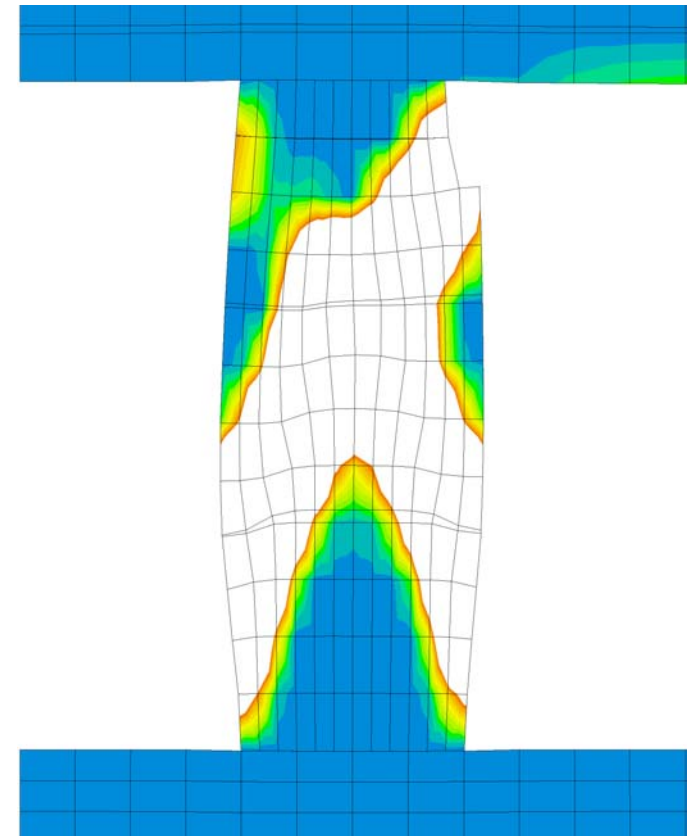
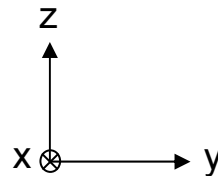


Volumetrische Deformation ϵ^P_{Vol}

Maßfac = 1.000e+000



Interval = 2.5e-003



Institut für Gebirgsmechanik
Leipzig GmbH

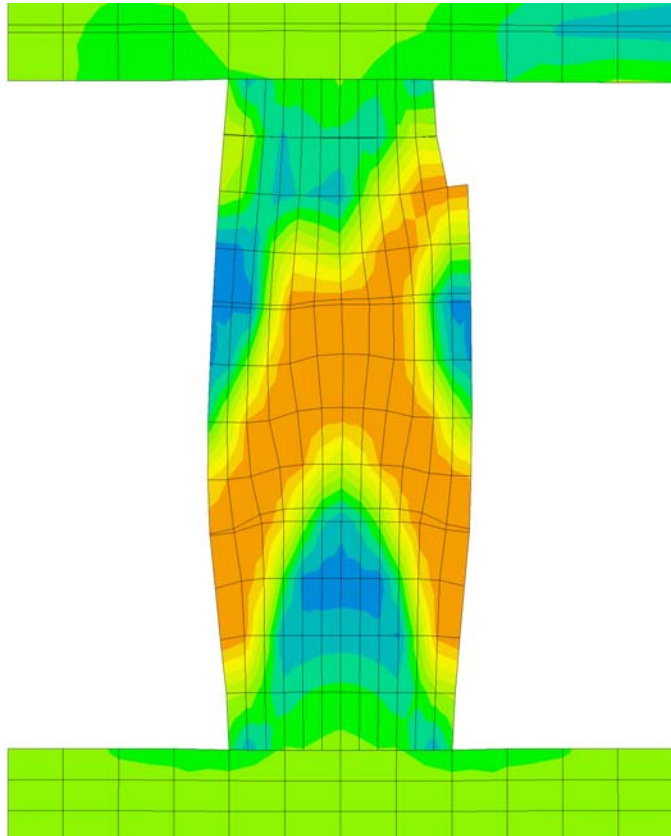
Untersuchung · Prüfung · Beratung · Begutachtung

Vol. Deformation < 3 % 2016 mit/ohne pneum. Stützdruck
(Schnitt 58 m nördlich von Schacht II – Blickrichtung Norden)

Anlage
80

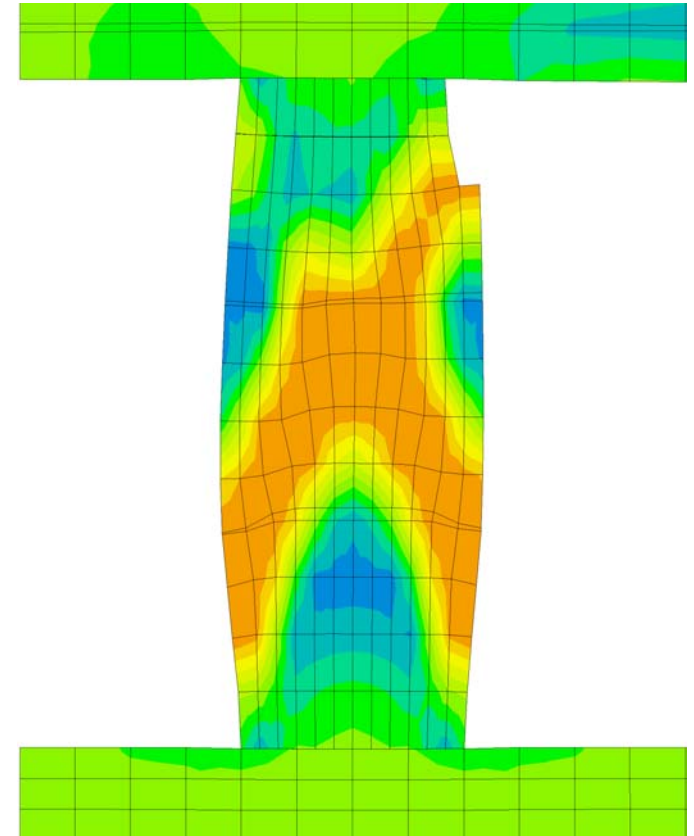
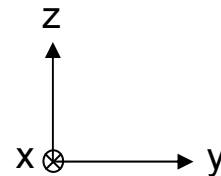
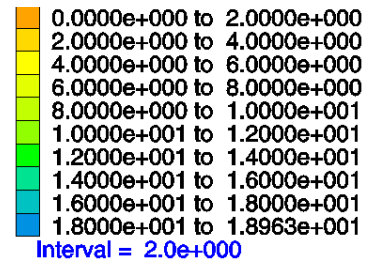
Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck



Einaxiale Druckfestigkeit in MPa

Maqfac = 1.000e+000



Flutung mit pneumatischem Stützdruck von 1 MPa

Flutung ohne pneumatischen Stützdruck

