

DIPLOMARBEIT

Master's Thesis

Simulation der Entwicklung von Scherbrüchen im Gebirge bei Tunneln mit geringer Überlagerung mittels FLAC

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs unter der Leitung von

a.o. Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Rainer Poisel

und

Univ. Ass. Dipl. Ing. Dr. techn. Alexander Preh

Institut für Geotechnik

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Maximilian Apfelbaum

Wien, Juni 2010

INHALTSVERZEICHNIS

1	PROBLEMSTELLUNG – SCHERBRÜCHE AN TUNNELULMEN	5
1.1	Schäden an Tunnelulmen im Zuge eines Tunnelvortriebes.....	5
1.2	Theorien des Ulmenversagens.....	11
1.2.1	Das Schermodell nach Rabcewicz	11
1.2.2	Tunnelstatische Wirkungsweise und Bemessung nach Sattler	16
1.2.3	Zum Stabilitätsnachweis für Hohlräume in festem Gebirge bei richtungsbetontem Primärdruck nach Feder	19
2	NUMERISCHES VERFAHREN FLAC	27
2.1	Die Finite Differenzen Methode.....	27
2.2	FLAC – Kontinuumsmechanischer Finite Differenzen Code	28
3	MODELLIERUNG	31
3.1	Netzaufbau	31
3.2	Materialmodell	32
3.3	Belastung und Randbedingungen.....	32
3.4	Berechnungsablauf.....	34
3.5	Berechnung des Grenzgleichgewichts mit Finiten Differenzen	38
3.5.1	Einleitung	38
3.5.2	Abminderungsfaktor und Methode der Festigkeitsreduktion	38
3.5.3	Intervallhalbierungsverfahren	40
4	UNTERSUCHTE MODELLE	43
4.1	Einleitung	43
4.2	Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung	45
4.2.1	Modellgeometrie und Materialparameter.....	45
4.2.2	Ergebnisse	46
4.3	Modell 2A – natürliche Verhältnisse, kreisrunder Ausbruchsquerschnitt.....	54
4.3.1	Modellgeometrie und Materialparameter.....	54
4.3.2	Ergebnisse	55
4.4	Modell 2B – natürliche Verhältnisse, Ausbruchsquerschnitt mit flachem Sohlgewölbe	64
4.4.1	Modellgeometrie und Materialparameter.....	64
4.4.2	Ergebnisse	65
4.5	Modell 2C – natürliche Verhältnisse, Spritzbetonausbau.....	75
4.5.1	Modellgeometrie und Materialparameter.....	75
4.5.2	Ergebnisse	76
4.6	Modell 2D – natürliche Verhältnisse, tiefliegender Tunnel	83
4.6.1	Modellgeometrie und Materialparameter.....	83
4.6.2	Ergebnisse	84
5	INTERPRETATION DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE	93
6	ZUSAMMENFASSUNG	95

ABBILDUNGSVERZEICHNIS 97

QUELLENVERZEICHNIS 101

KURZFASSUNG

Die in einem Abschnitt des Ganzsteintunnels beobachteten Schäden in der Spritzbetonschale (wie Längsrisse und Abplatzungen) warfen die Frage nach den Bruchmechanismen im Gebirge und Ausbau auf, die diese Schäden verursachten. Aufgabe der vorliegenden Diplomarbeit war daher, mittels dem Finite Differenzen Programm FLAC („Fast Lagrangian Analysis of Continua“ der Itasca Consulting Group) die Mechanismen, die die genannten Schäden in der Spritzbetonschale hervorrufen, zu simulieren.

In den Arbeiten von Rabcewicz (1964), Sattler (1965) und Feder (1977) werden Schäden an Tunnelausbrüchen beziehungsweise -ausbauten beschrieben, die im Zusammenhang mit Scherbrüchen im Gebirge sowie an Tunnelulmen auftreten.

Für eine möglichst gute Simulierung von Scherbrüchen wurde im Zuge der Modellierung ein sehr feiner Netzaufbau gewählt. Für das Festigkeitsverhalten des Gebirges wurde das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium gewählt. Den Modellen wurde ein in situ Spannungszustand mit richtungsbetontem Primärdruck (mit einem Seitendruckverhältnis von 1/3) zu grunde gelegt. Die Materialparameter Kohäsion und Reibungswinkel wurden für das Grenzgleichgewicht mit Hilfe der Methode der Festigkeitsreduktion bestimmt.

An Modellen ohne Tunnelausbau trat der Versagensmechanismus im Gebirge in zwei Phasen auf. Nach Ausbruch des Tunnels kam es an den Ulmen zur Ausbildung keilförmiger Scherbruchkörper. Nach deren vollständiger Ausbildung wurden sie in den Hohlraum gedrängt. In der darauffolgenden Phase entwickelten sich an den Spitzen der Scherkörper Scherflächen, die weit in das Gebirge hineinreichten. Die Bereiche zwischen diesen Scherflächen verschoben sich in Richtung der größeren primären Hauptdruckspannung.

Bei Einbau einer relativ steifen Spritzbetonschale traten zuerst Brüche der Schale im unteren Ulmenbereich und anschließend an der Sohle auf. Nach Bruch des Spritzbetons in der Sohle bildete sich auch in diesem Bereich ein Scherkörper aus, der in den Tunnel gedrückt wird.

Die Untersuchungen haben daher gezeigt, daß die Bildung von Scherkörpern an Tunnelausbrüchen mittels FLAC modelliert werden konnte. Darüber hinaus konnten mit FLAC, die in der Praxis beobachteten Schäden in der Spritzbetonschale simuliert werden.

ABSTRACT

In a section of the Ganzsteintunnel defects in the shotcrete lining (like cracks in longitudinal section and spalling) were watched and the question about failure mechanisms in the rock mass and shotcrete lining originating these defects was posed. Therefore the task of this thesis was to simulate the mechanisms, which excited the mentioned defects in the shotcrete lining by using FLAC (“Fast Lagrangian Analysis of Continua”), a two-dimensional explicit finite difference program for engineering mechanics computation, which was developed by the Itasca Consulting Group.

In the assignments of Rabcewicz (1964), Sattler (1965) and Feder (1977) defects on tunnel excavations and tunnel constructions are described to shear failure mechanisms on rock mass and tunnel side walls.

In order to simulate shear failure mechanisms well a very fine mesh was chosen to generate models. The behaviour of rock mass was described by the Mohr-Coulomb failure criterion. The models described a primary stress field that is characterised by vertically orientated main pressure (the ratio between the horizontal stress and vertical stress average 1/3). The material parameters cohesion and friction angle were calculated for the status of limit equilibrium by shear strength reduction method.

On the models without shotcrete lining the failure evolution in rock mass can be classified in two phases. After excavation of the tunnel notches due to shear failures were formed on the tunnel side walls. After complete formation they were pressed into the tunnel excavation. During the subsequent phase long shear cracks appeared originating in the peaks of the notches ranging into the rock mass. The areas between the shear cracks were displaced in the direction of the higher in situ stress. By fitting a relatively stiff shotcrete lining cracks first appeared on the lower tunnel side walls and then on the invert too. After the invert was cracked shear failure bodies were formed in this area and were thrust into to the tunnel.

Therefore the studies showed that the formation of shear failures on tunnel excavations could be modelled well in the calculations with FLAC. In addition to that the defects in shotcrete linings observed in practice could be simulated by FLAC.

1 PROBLEMSTELLUNG – SCHERBRÜCHE AN TUNNELULMEN

1.1 Schäden an Tunnelulmen im Zuge eines Tunnelvortriebes

In der Vergangenheit wurden im Zuge von Tunnelvortrieben Schäden beziehungsweise Risse an Tunnelschalen aus Spritzbeton dokumentiert. Die Risse traten an den Tunnelseitenwänden – auch Tunnelulmen genannt – auf. Im folgenden soll die zeitliche Abfolge von Schäden erläutert werden, die an Spritzbetonschalen eines Tunnelvortriebes der jüngeren Vergangenheit zu Tage getreten sind.

Der gegenständliche Tunnelvortrieb wurde im Zuge der Errichtung der Südröhre des Ganzsteintunnels an der Semmering Schnellstraße S 6 in Angriff genommen. Er wurde sowohl von einem Ost- als auch von einem Westportal angeschlagen. Der Tunnel hat eine Länge von rund 2100 m und befindet sich auf circa 720 m Seehöhe. Der Tunnelausbruchsquerschnitt entspricht einem Kreissegment mit einem Sohlgewölbe und hat eine maximale Breite von rund 11,60 Metern. In den folgenden Absätzen wird der geologische Aufbau sowie das Systemverhalten (geomechanischen Verhalten von Gebirge mit Einbau von Stützmitteln) des Tunnelostvortriebes eines ausgewählten Abschnitts näher beschrieben; die maximale Gebirgsüberlagerung über der Tunnelachse beträgt in diesem Bereich ungefähr 80 Meter.

Der untersuchte Bereich (Station 340 bis 450) ist Teil des Ostvortriebes. Der Ostvortrieb erstreckt sich vom Ostportal bis circa 1000 Meter westlich davon (Steiner et al. 2007). In diesem Bereich durchläuft die Tunneltrasse Zonen schwach metamorpher Gesteinsabfolgen (Phyllite mit Einschaltungen von Rauhacken, Quarziten und Karbonatgesteinen). Durch tektonische Einflüsse sind diese Gesteinsserien besonders durchbewegt, zerschert sowie zerrüttet. Je nach Gesteinstyp und Kompetenz zeichnen sich die Gesteine entweder durch ein duktil plastisches (Phyllite) oder ein eher sprödebrüchiges (Karbonate, Quarzite) Verformungsverhalten aus. Auch kommen oft Mischformen in Bezug auf das Verformungsverhalten vor. Das betrifft vor allem Bereiche, in denen Karbonate beziehungsweise Quarzite mit Phylliten intensiv verschuppt sind. Es stellte sich heraus, daß in weiten Bereichen des Vortriebes die plastisch verformbaren Phyllite und vergleichbaren Gesteine sehr deutlich das Langzeitverformungsverhalten charakterisierten, da sie auch als Scherkörper und Linsen innerhalb von Karbonatgesteinen eine gesteigerte Teilbeweglichkeit der ansonsten kompetenten und sprödebruchartigen Gesteine bewirkten. Im Vergleich dazu ist auf Abb.1.1 ein Prognoselängenschnitt der Tunnelplanung (Bfgh, 2005) zu sehen, der vor den Tunnelvortriebsarbeiten erstellt worden war.

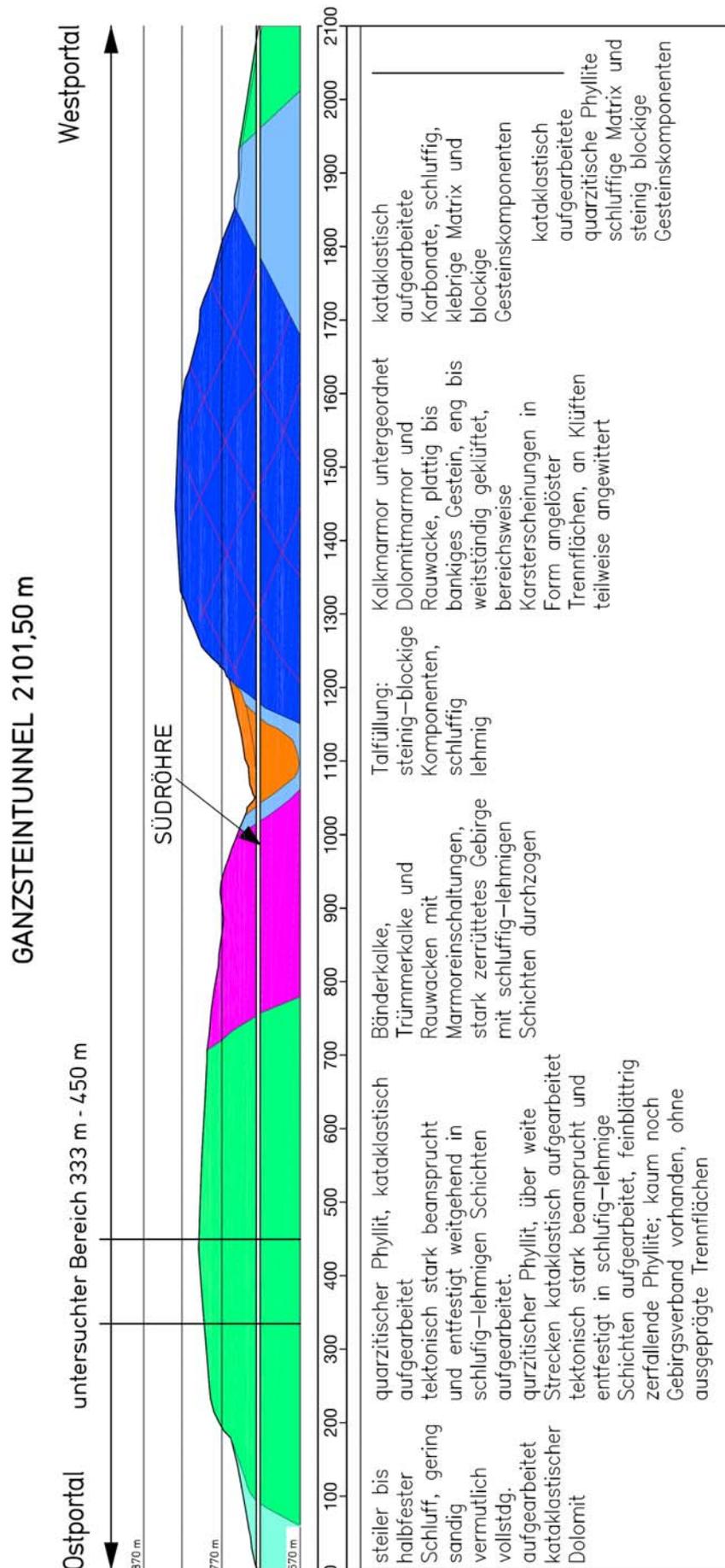


Abb. 1.1: Geologischer Prognoselängenschnitt Ganzstein-Südröhre, Blickrichtung Südost (Bfgh, 2005, verändert)

Die Streichrichtung wechselte während des Tunnelvortriebes von Station 330 bis 430 gering von E-W auf SE-NW, das Einfallen drehte in diesem Abschnitt von S auf NE und bei Station 405 waren beide Einfallrichtungen anzutreffen (Poisel, 2006). Von Station 380 bis 400 sowie bei Station 420 waren aus Ankerbohrungen verstärkte Wasserzutritte zu beobachten. Die geschätzten Festigkeitsparameter des Gesteins und Gebirges des untersuchten Bereichs sind Tabelle 1.1 zu entnehmen.

Gesteinskennwerte				Gebirgskennwerte			
UCS	Kohäsion c	Reib.w.φ	E-Modul	UCS	Kohäsion c	Reib.w.φ	E-Modul
[MPa]	[kN/m ²]	[°]	[GPa]	[MPa]	[kN/m ²]	[°]	[GPa]
5	5	25	0,4	2	0,5	20	0,4

Tab.1.1: Geschätzte Gesteins- und Gebirgsparameter des untersuchten Vortriebsabschnitts (Bfgh, 2005)

Die Angaben über Tunnelvortrieb und das Systemverhalten entstammen einem Quartalsbericht der Bauaufsicht S 6 Semmering Schnellstraße – Ganzsteintunnel 2. Röhre (Poisel, 2006). Der Tunnelvortrieb erfolgte nach einem zyklischen Ablaufkonzept. Dabei wird zuerst die Kalotte – sie entspricht ungefähr der oberen Hälfte des Tunnelausbruchquerschnitts (siehe u.a. ÖNORM B 2203) – ausgebrochen und mittels Stützmittel wie Spritzbeton, Felsanker, Baustahlgitter, Spieße und Tunnelbögen gesichert. Im konkreten Fall wurde ein möglichst schnell aufzubauender Ringschluß erreicht, das heißt die nachlaufenden Strossen- und Sohlbruchbrüche (die Strosse stellt den unteren Bereich der Tunnelulme dar) sowie deren Sicherung wurden rund 8 Meter nachfolgend ausgeführt. Vom Ostportal starteten die Vortriebsarbeiten Ende April 2006. Eine zeitliche und örtliche Darstellung der beschriebenen Schäden des Tunnelausbaus zeigt Abb. 1.2

Am 13.10.2006 erreichte der Tunnelvortrieb die Station 429 m. Zur gleichen Zeit wurde bei Station 333,3 quer zur Tunnelachse ein Verbindungstunnel beziehungsweise Querschlag Nr. 1 (mit kleinerem Querschnitt) zu einem bereits bestehenden parallel führenden Tunnel angeschlagen. Als Folge dieser Bautätigkeit traten am westlichen Pfeilerbereich aufgrund hoher Belastungen massive Riß- und Brucherscheinungen an der Spritzbetonschale auf, wodurch ein Sanierungskonzept der Schale (mit einer dritten Baustahlgitterlage und zwei Zusatzankerungen) durchgeführt werden mußte.

Im weiteren Zeitlichen Verlauf traten zwischen Station des Quertunnels (Station 333,3) und der Station 428 über weite Strecken Risse vor allem im Übergang Kalotte – Strosse in beiden Ulmen, verstärkt im Nordulm auf. Zusätzlich war man mit Radial- und Scherrissen, die bis in die Firste reichten, und mit Abplatzungen beim Übergang Strosse – Sohle konfrontiert. Ergebnisse aus Kernbohrungen zeigten einen Bruch in der Spritzbetonschale, der sehr flach geneigt zur Oberfläche vom Hohlraumrand bis zum Bergseitigen Ende der Schale in Form eines

GRUNDRISS 1-1 SÜDRÖHRE GANZSTEINTUNNEL STATION 333 m - 460 m

LEGENDE

-  Risse und Brucherscheinungen Pfeilerbereich Querschlag (ab 13.10.2006)
-  Abplatzungen an Spritzbetonschale (ab ca. 26.10.2006)
-  Längsrisse an Spritzbetonschale (ab ca. 26.10.2006)
-  Längsriss an Spritzbetonschale, festgestellt nach 09.12.2006
-  Radial- und Scherrisse an Spritzbetonschale unterhalb Strosse/Kalotte (ab ca. 26.10.2006)
-  Radial- und Scherrisse an Spritzbetonschale oberhalb Strosse/Kalotte (ab ca. 26.10.2006)
-  Sanierung bzw. Austausch der Spritzbetonschale 14.11. - 25.11.2006
-  Einbau tiefes Sohlgewölbe 14.12. - 20.12.2006
-  Verbreiteter Kalottenfuß ab 27.10.2006

-  Meßquerschnitt
-  Extensometer
-  Sohlmeßpunkt
-  Nachankerung

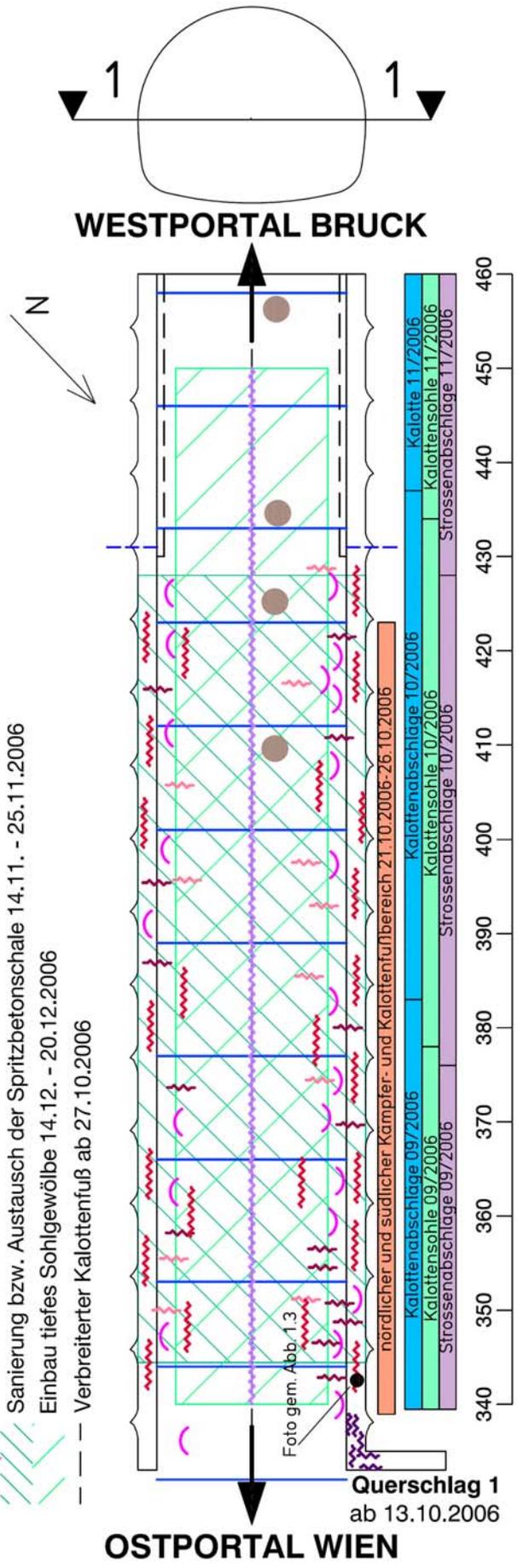


Abb. 1.2: Grundriß der Sohle und unteren Ulmenbereiche der Südröhre von Station 330 – 460 mit Schadensmerkmalen und Sanierungsmaßnahmen

Spaltbruches verlief und die Schale über eine Abwicklungslänge von circa 2 m in ihrer vollen Stärke durchtrennte.

Als Sanierungsmaßnahme wurde eine Nach- bzw. Zusatzankerung im Kämpfer und Kalottenfußbereich mit 8 m langen Ankern ausgeführt. Weiters wurde eine Kalottenfußverbreiterung der Spritzbetonschale und eine massiv verstärkte Zusatzankerung für den weiteren Vortrieb angeordnet. In weiterer Folge waren zwischen Station 410 und 435, das entspricht dem Zeitraum 03.11. bis 13.11.2006, erhebliche Längsrisse am Übergangsbereich der Spritzbetonschale Kalotte – Strosse zu beobachten. Zusätzlich traten im gleichen Bereich Abplatzungen auf, nahe eingerichtete Meßquerschnitte zeigten Warnwerte an und Meßquerschnitte mit bereits stabilen Verhalten zeigten wieder Bewegungen sowie Kriecherscheinungen mit Geschwindigkeiten von 1 mm / Tag an.

Im Zuge der darauffolgenden Sanierungsmaßnahme wurde im betroffenen Abschnitt die Spritzbetonschale entfernt und durch eine neue ersetzt und die Ankerung verstärkt. Abb. 1.3 zeigt die Querschnittsverbindungen am Meßquerschnitt bei Tunnelmeter (TM) 389 vom Ostportal über einen Zeitraum von 3.10.2006 bis zum 30.12.2006. Es ist deutlich zu erkennen, daß in diesem Zeitraum die Horizontalverschiebungen in den Ulmen (Strosse und Übergang Kalotte / Strosse) deutlich größer als die Vertikalverschiebungen in der Firste sind.

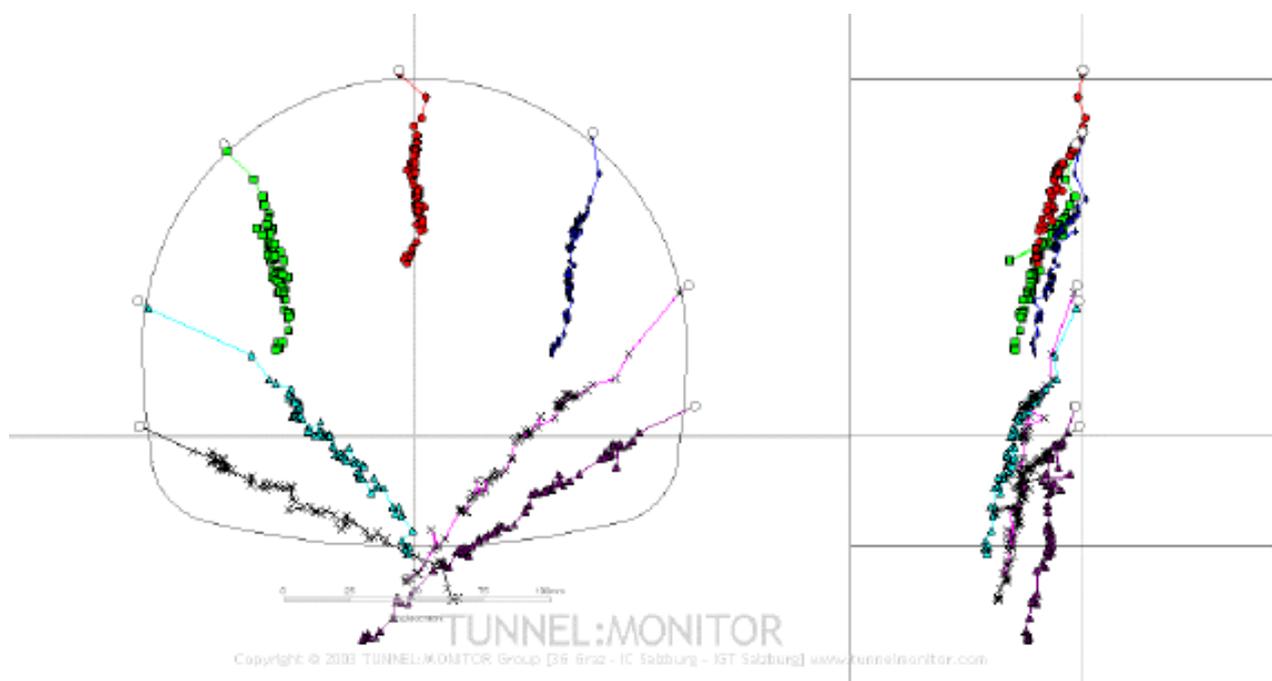


Abb. 1.3: Querschnittsverchiebungen am Messquerschnitt 389 –VTO im Quer- und Längsschnitt aus Poisel (2006)

Am 09.12.2006 zeigten die Meßquerschnitte MQ 401 und MQ 453 im Bereich der Kalottenfuß- und Strossenpunkten plötzliche Verschiebungszunahmen von bis zu 1,5 cm / d auf, obwohl dieser Bereich nach der oben beschriebenen Sanierungsmaßnahme zuvor durchgehend stabiles Verhalten aufwies. Aufgrund von Gesamthebungen von Sohlmeßpunkten (16 cm) wurde die Sohle der Spritzbetonschale von provisorischem Schüttmaterial freigelegt und es trat ein rd. 110 m langer Riß der Sohle (von Station 340 bis 450) zu Tage, wobei die Rißufer 15 cm vertikal versetzt waren. Um diese Schäden nachhaltig zu sanieren entschied man sich die Spritzbetonschale im Bereich der Sohle durch Ausführung eines tiefen Sohlgewölbes (entspricht ungefähr einem komplett rundem Ausbruchsquerschnitt) auszuwechseln. Dadurch konnten in diesem Bereich die Verformungen deutlich reduziert werden.

Abb. 1.3 entstand im Zuge einer Begehung der Baustelle des Vortriebs Ost am 13.02. 2007. Sie zeigt Längsrisse am Übergang Kalotte / Strosse der Nordulme.



Abb. 1.4: Augenscheinlich Längsrisse im Kämpferbereich Nordulme / Querschlag (Station 333), 13.02.2007

1.2 Theorien des Ulmenversagens

1.2.1 Das Schermodell nach Rabcewicz

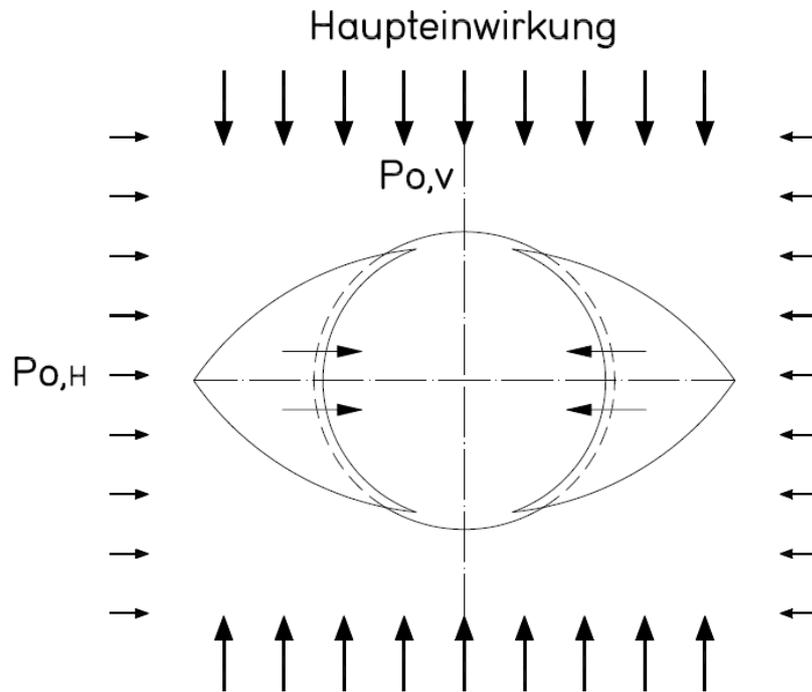


Abb. 1.5: Schermodell nach Rabcewicz illustriert anhand der größeren Hauptspannung in vertikaler Richtung (Rabcewicz, 1964, verändert)

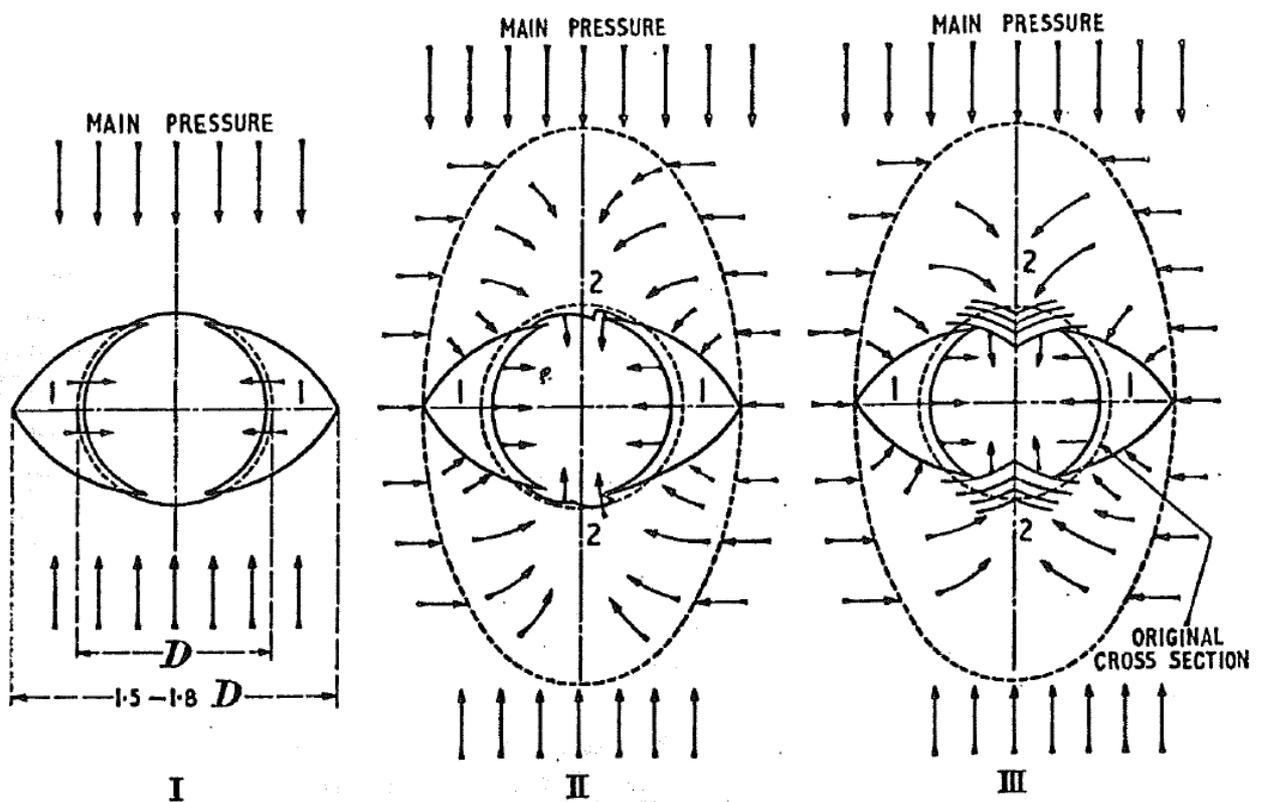


Abb. 1.6: Mechanischer Prozeß und Brucherscheinungen um einen Hohlraum während der Spannungsumlagerung nach Rabcewicz (1964)

Rabcewicz (1964) beschreibt einen Versagensmechanismus in drei Stadien, der an einem runden Tunnelausbruch im Zuge eines Spannungsumlagerungsvorganges abläuft (Abb. 1.6). Rabcewicz (1964) geht bei seinen Untersuchungen von einem vertikalen, richtungsbetontem Primärdruck aus (Abb. 1.5 und 1.6). Im ersten Stadium bilden sich keilförmige Scherbruchkörper aus, die in den Hohlraum drängen. Die Abstände zwischen den Spitzen der Bruchkörper betragen ungefähr das 1,5 bis 1,8 fache des Tunneldurchmessers. Im zweiten Stadium verstärkt sich das Hereindrücken der Bruchkörper in den Hohlraum. Weiters kommt es durch die Vergrößerung der Spannweite zu einer Annäherung der Firste und Sohle. Während des dritten Zustandes nehmen die Bewegungen der Bruchkörper in den Hohlraum weiter zu. In weiterer Folge knicken die Bereiche der Firste und Sohle ein, was zu einer weiteren Annäherung von Firste und Sohle führt. Der Bereich des Gebirges um den Hohlraum, der von dem Verformungsvorgang betroffen ist, hat die Form einer stehenden Ellipse. Sie berührt die Spitzen der an den Ulmen entstandenen Bruchkörper (Abb. 1.6).

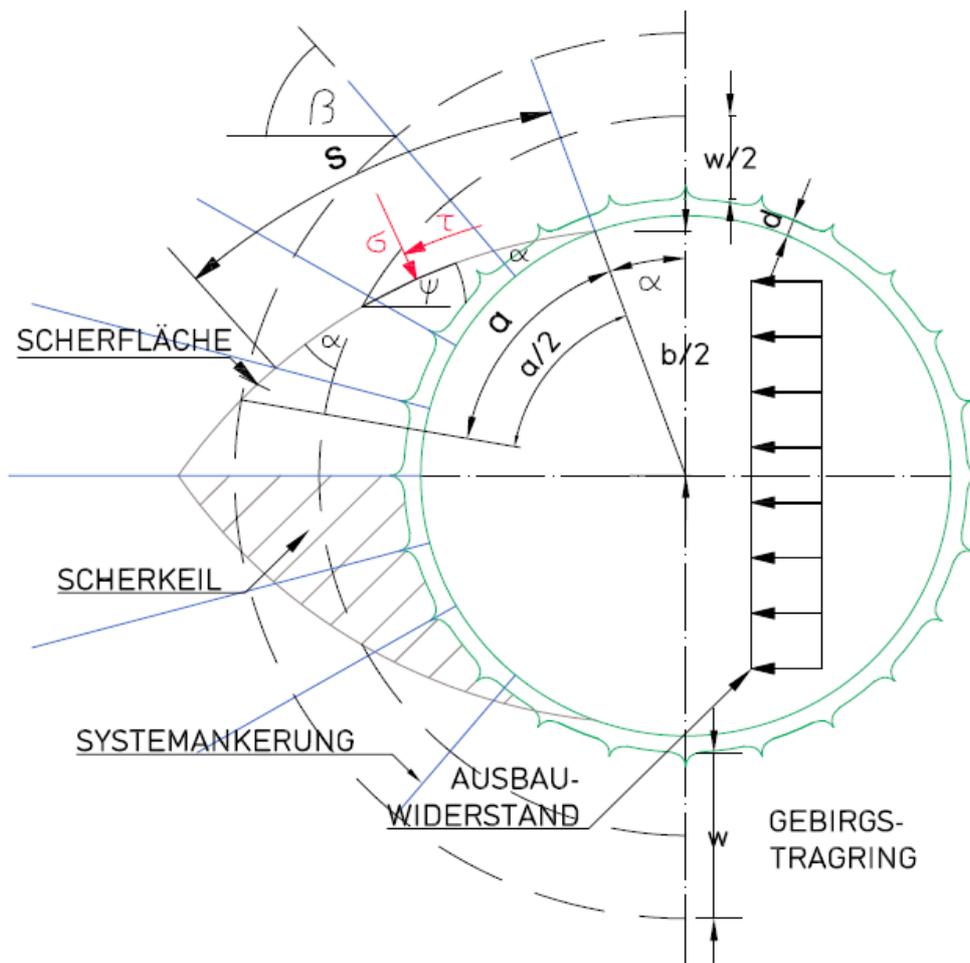


Abb. 1.7: Bemessungsmodell für den Ausbawiderstand (Rabcewicz et al, 1973, verändert)

Gegen den Versagensmechanismus des Scherbruches an Tunnelulmen wurde von Rabcewicz et al (1973) ein Bemessungsmodell entwickelt. Als Bemessungskriterium gilt die Überschreitung der Scherfestigkeit im hohlraumnahen Bereich. Der in Rechnung zu stellende Widerstand gegen Abscheren von Gebirgstteilen summiert sich aus dem Widerstand des Tunnelausbaus, dem Widerstand der Systemankerung und dem Widerstand des Gebirgstragringes. Der Schermechanismus und der Ausbauwiderstand sind auf Abb. 1.7 dargestellt.

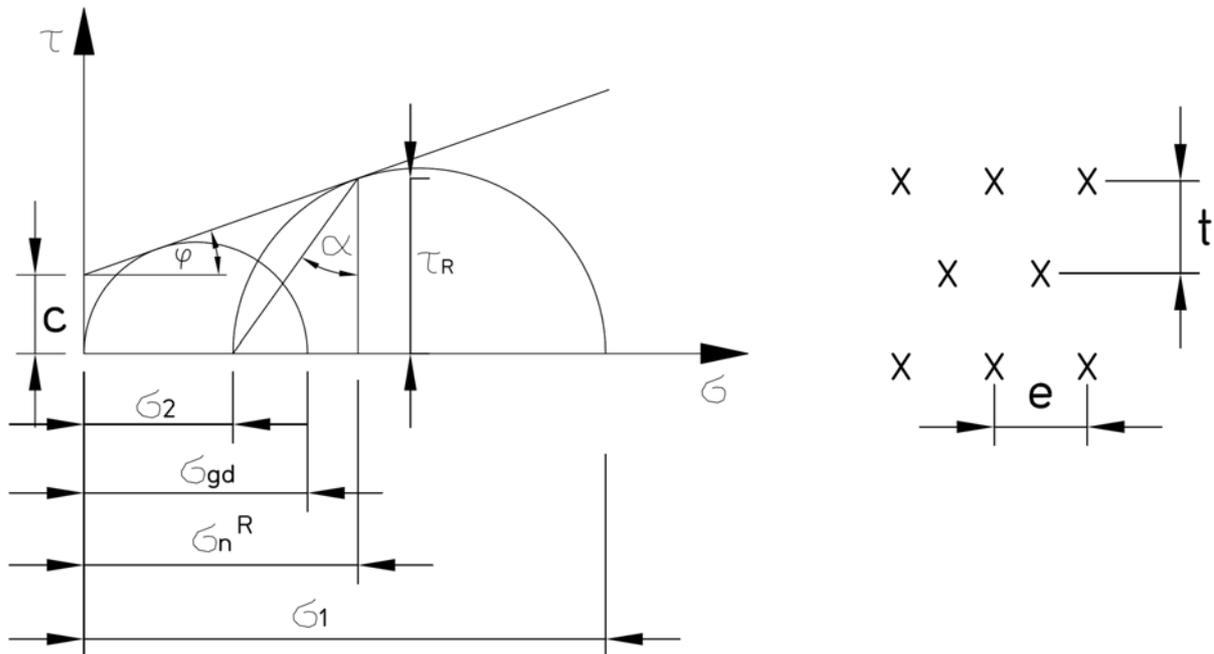


Abb. 1.8: Spannungen innerhalb des Gebirgstragringes und Ankerschema (Rabcewicz et al, 1973)

Der Ausbauwiderstand π^L summiert sich aus dem Widerstand des Spritzbetons π^S und dem Widerstand der Stahleinbauten π^{ST} .

Ausbauwiderstand Spritzbeton:

$$\pi^S = \frac{d \cdot \tau^S}{\sin \alpha^S \cdot (b/2)} \quad (1.1)$$

- π^S Ausbauwiderstand des Spritzbetons [kN/m²]
- d Dicke des Spritzbetons [m]
- α^S Scherwinkel durch den Spritzbeton [°]
- b Höhe der Scherzone [m]
- τ^S Scherfestigkeit des Spritzbetons [kN/m²]

Ausbauwiderstand der Stahleinbauten (Tunnelbögen, Baustahlgitter, eventuell Spieße):

$$p_i^{ST} = \frac{F^{ST} \cdot \tau^{ST}}{\sin \alpha^S \cdot (b/2)} \quad (1.2)$$

$$\tau^{ST} = \frac{\tau^S \cdot E^{ST}}{E^S} = (10 \text{ bis } 15) \tau^S \quad (1.3)$$

p_i^{ST}Ausbauwiderstand der Stahleinbauten [kN/m ²]
τ^{ST}proportionale Scherfestigkeit der Stahlbewehrung [kN/m ²]
E^SE-Modul für Spritzbeton [kN/m ²]
E^{ST}E-Modul für Stahl [kN/m ²]

Gesamtausbauwiderstand des Spritzbetons und der Stahleinbauten p_i^L [kN/m²]:

$$p_i^L = p_i^S + p_i^{ST}. \quad (1.4)$$

Der Ausbauwiderstand der Felsanker besteht aus einem Widerstand in Radialrichtung p_i^{A1} und jenem in Scherrichtung p_i^{A2} .

Widerstand in Radialrichtung:

$$p_i^{A1} = \frac{f^{ST} \cdot \sigma_p^{ST}}{e \cdot f} \quad (1.5)$$

p_i^{A1}Widerstand des Ankers in Radialrichtung [kN/m ²]
p_i^{A2}Widerstand des Ankers in Scherrichtung [kN/m ²]
f^{ST}Querschnittsfläche eines Ankers [cm ²]
σ_p^{ST}Spannung an der Streckgrenze [kN/m ²]
e, fAbmessungen der Ankerbohrlöcher am Tunnelmantel zueinander [m], (Abb. 1.18, rechte Skizze)

Widerstand in Scherrichtung:

$$p_i^{A2} = \frac{f^{ST} \cdot \sigma_p^{ST} \cdot a \cdot \cos \beta}{e \cdot f \cdot (b/2)} = \frac{p_i^{A1} \cdot a \cdot \cos \beta}{b/2} \quad (1.6)$$

Widerstand der radial angeordneten Anker p_i^A [kN/m²]:

$$p_i^A = p_i^{A1} + p_i^{A2} \quad (1.7)$$

Ausbauwiderstand des Gebirgstragringes p_i^R [kN/m²]:

$$p_i^R = \frac{s \cdot \tau^R \cdot \cos \Psi}{b/2} - \frac{s \cdot \sigma_n^R \cdot \sin \Psi}{d/2} (1 - \tan \Psi) \quad (1.8)$$

Gesamtausbauwiderstand des Außengewölbes p_i^W [kN/m²]:

$$p_i^W = p_i^L + p_i^A + p_i^R \geq p_i^{\min} \quad (1.9)$$

Die Aktivierung eines Tragringes (Abb.1.7) durch Stützmittel (Spritzbeton, Anker) um den Hohlraum wird durch das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium in der Scherfläche (Abb. 1.8, linke Skizze) veranschaulicht. σ_n^R und τ^R entsprechen der Normal- und Schubspannung in der Scherfläche, σ_{gd} ist die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit und σ_1 bzw. σ_2 entsprechen Tangential- bzw. Radialspannung im Gebirgstragring. Die rechte Skizze auf Abb. 1.8 zeigt die Abstände der Ankerbohrlöcher, die für die Ermittlung des Ausbauwiderstandes der radial angeordneten Anker in Rechnung gestellt werden.

1.2.2 Tunnelstatische Wirkungsweise und Bemessung nach Sattler

Eine Beschreibung über den Versagensmechanismus der Schubbruchhypothese mit einem Bemessungsmodell der Spritzbetonschale gibt Sattler (1965) an.

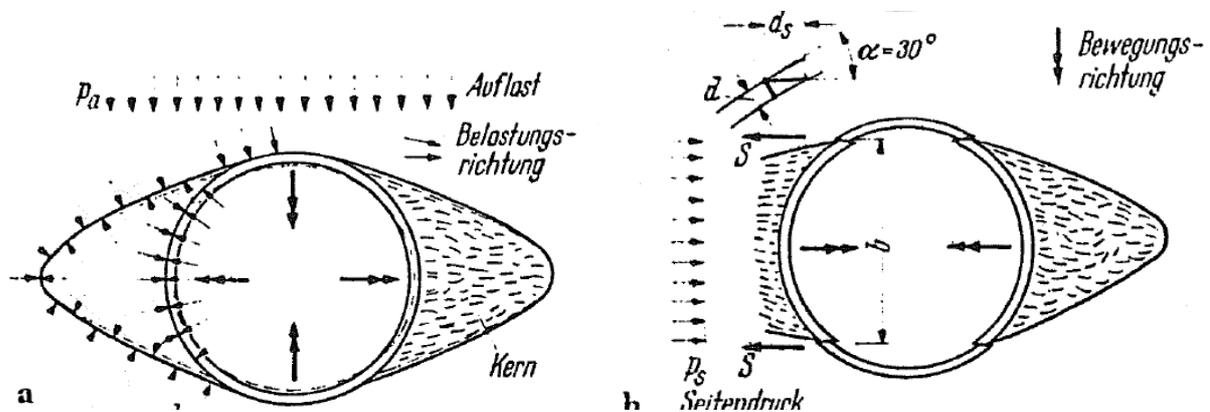


Abb. 1.9: Schubbruchhypothese nach Sattler (1965)

Der hier erläuterte Versagensmechanismus ist auf Abb. 1.9 dargestellt. Im ersten Stadium der Kräfteumlagerung wird sich das Gebirge entsprechend dem Vorwiegen der vertikalen Hauptdruckrichtung in Achsrichtung derselben verformen – Firste und Sohle nähern sich etwas an (Abb. 1.9, linke Skizze). Die Bewegungen reichen seitlich mit abnehmender Größe weit in das Gebirge hinein. Das Gebirge verformt sich elastisch und plastisch wobei gleichzeitig die Ulmen gegen das Gebirge gedrückt werden. Bergseitig bilden sich an den Tunnelulmen (in Abhängigkeit der Orientierung der Hauptdruckrichtung) kernförmige Bereiche aus. Durch den Umlagerungsvorgang, der Auflast, dem erhöhten Seitendruck und dem passiven Druck der Ulmen werden die Kerne weiter Zusammengedrückt. Ist keine weitere Zusammendrückung mehr möglich werden diese Gebirgsbereiche gegen den Tunnelausbau in das Tunnelinnere hinein gedrückt und die Spritzbetonschale abgeschert (Abb. 1.9, rechte Skizze).

Im Rahmen der Bemessung einer Spritzbetontunnelschale gegen einen derartigen Versagensmechanismus greift Sattler auf ein Bettungsmodell zurück, bei dem die Spritzbetonschale in Form eines Stabzuges an einigen Punkten durch Federn mit dem umgebenden Gebirge gelagert wird (Abb. 1.10). In dem Modell ist die Belastung der Schale kontinuierlich und umfaßt den aktiven und passiven Gebirgsdruck. Die Ergebnisse zeigen, daß die in der Spritzbetonschale auftretenden Momente für den Versagensmechanismus nicht maßgebend sind, da sie durch Druckkräfte aus der Gewölbewirkung überdrückt werden.

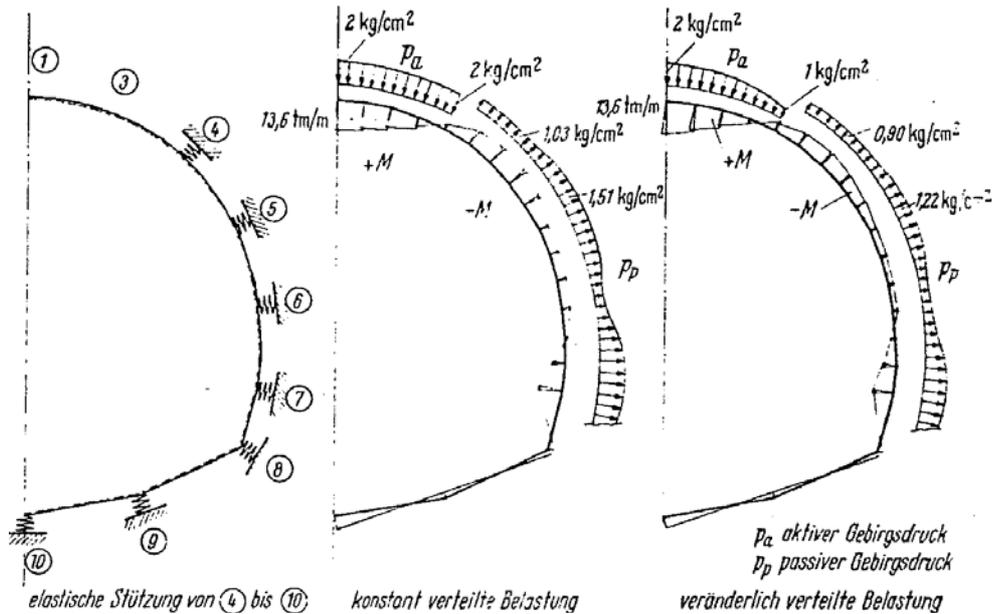


Abb. 1.10: Momente für stetige Belastung bei elastischer Abstützung nach Sattler (1965)

Für ein Hereinquetschen des Kernes in das Tunnelinnere ist der Seitendruck p_s maßgebend. Nach Sattler ist der schwächste Punkt des Tunnelgewölbes bei einer solchen Beanspruchung der Querschnitt unterhalb der Kalotte beim Übergang zu den Ulmen, der bei zu geringer Betonstärke abgeschert werden kann. Auf Abb. 1.11 ist ein Schubbruch im oberen Bereich der Ulme dargestellt, dessen Verlauf mit 30° Neigung gegen die Tangentialrichtung angenommen wird.

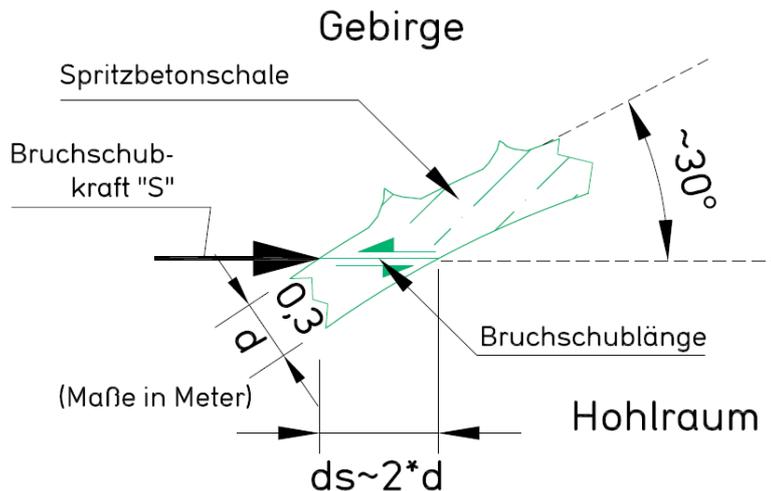


Abb. 1.11: Detail eines Schubrisses durch die Spritzbetonschale im Bereich der Kalotte nach Sattler (1965, verändert)

Die Bruchschnittlänge d_s beträgt $2d$. Die Bruchschubkraft pro Längeneinheit lautet $S = \tau_{Br} \cdot d_s$. Die für das seitliche Ausquetschen des Gebirgskernes erforderliche Horizontalkraft beträgt $H = 2S$ (Abscheren an oberer und unterer Ulme). Mit $H \approx b \cdot p_s$ würde Abscheren eintreten, wenn $H = 2S$ ist, das heißt es würde der Bruch bei einer Belastung von

$$p_{s,br} = \frac{2\tau_{Br} \cdot ds}{b} \quad (1.10)$$

erfolgen oder bei einer Schalendicke von

$$d_{s,br} = \frac{H}{2\tau_{Br}} \quad (1.11)$$

Wird eine zweifache Sicherheit gegenüber Eintreten eines Scherbruches verlangt, so wird

$$p_{s,zul} = \frac{2\tau_{zul} \cdot d_s}{b} \quad (1.12)$$

Die erforderliche Dicke der Tunnelschale errechnet sich zu

$$d_{s,erf} = \frac{H}{2 \cdot \tau_{zul}} \quad (1.13)$$

d_sDicke der Tunnelschale [m]
$d_{s,Br}$Dicke der Tunnelschale bei Bruch [m]
$d_{s,erf}$erforderliche Dicke der Tunnelschale für zweifache Sicherheit gegen Scherbruch [m]
bHöhe der Gebirgskerne am Tunnelausbruch [m]
τ_{BR}Scherbruchspannung der Tunnelschale [m]
SBruchschubkraft pro Längeneinheit [kN/m]
HHorizontalkraft der Gebirgskerne pro Längeneinheit [kN/m]
$p_{S,Br}$Gebirgsdruck bei Reißen der Tunnelschale [kN/cm ²]
$p_{S,zul}$max., zulässiger Gebirgsdruck bei zweifacher Sicherheit gegen Scherbruch [kN/m ²]

Als bauliche Maßnahme werden in diesem Fall eine ausreichend stark bemessene Spritzbetonschale sowie eine genügend tief in das Gebirge reichende Ankerung der Ulmenzonen vorgeschlagen.

1.2.3 Zum Stabilitätsnachweis für Hohlräume in festem Gebirge bei richtungsbetontem Primärdruck nach Feder

Feder (1977) beschreibt Bruchvorgänge an Tunnelbauten, die unter vertikal richtungsbetontem Primärdruck in festem Gebirge auftreten und drei Zustände durchlaufen. Die Zustände sind auf Abb. 1.12 dargestellt.

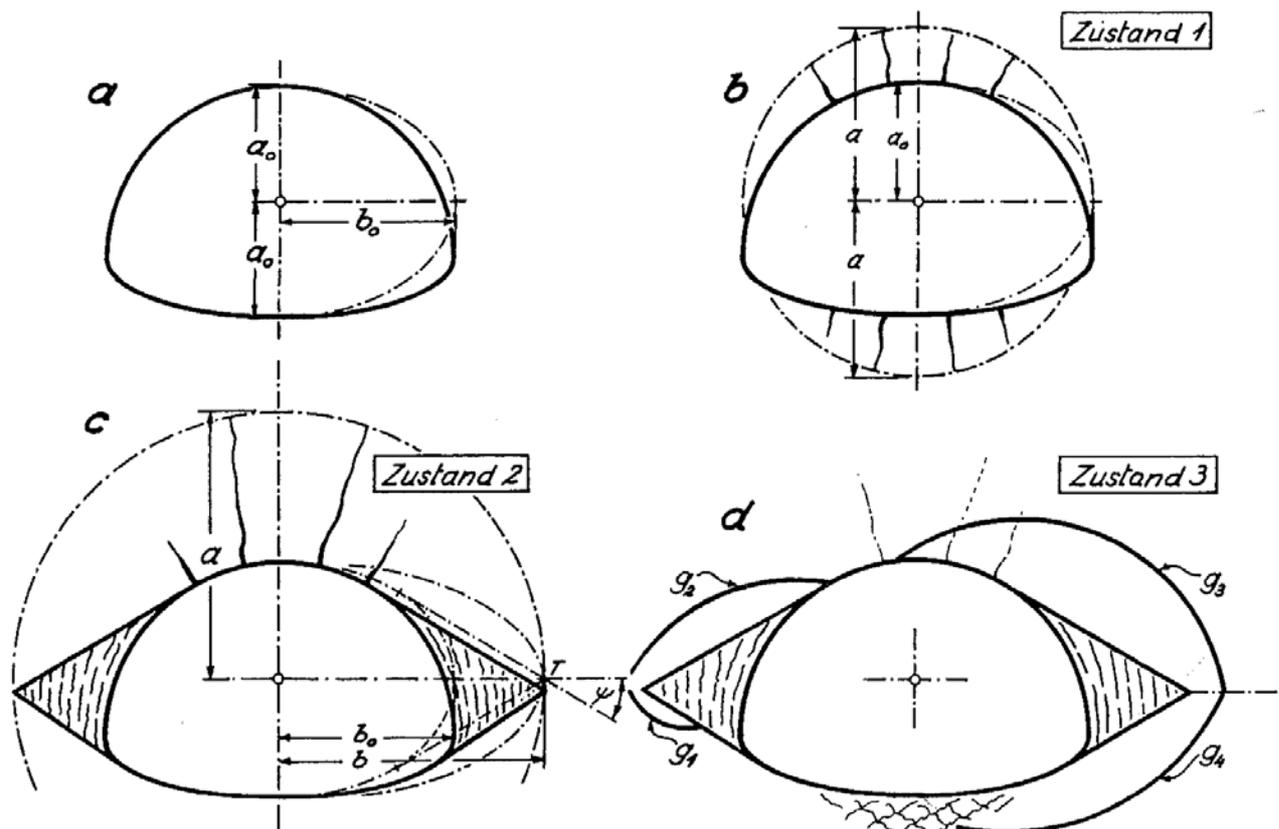


Abb. 1.12: Markante Zustände im Verlaufe des Bruchvorganges (Feder, 1977)

Zustand 1

Der erste Zustand des Bruchvorganges äußert sich durch Auftreten von Radialrissen an der Tunnelnifirste und -sohle oder zumindest durch Entspannungsschwellen (mit Wasseraufnahme) in diesen Bereichen. Er tritt bei flach ovalen Hohlräumen oder bei einem geringen Seitendruckbeiwert (entspricht dem Verhältnis aus horizontaler und vertikaler Hauptspannung) auf. Durch diesen Zustand kann es bereits in Abhängigkeit der Dicke der Zugzone zu einem Firstverbruch kommen. Die Mächtigkeit der Zugzone läßt sich für einen ovalen oder runden Ausbruchsquerschnitt mit folgender Gleichung ermitteln.

$$a = \frac{b_0}{2} \left(\frac{1}{\lambda_1} - 1 \right) \quad (1.14)$$

Dabei ist

- adie vertikale Halbachse des elliptisch (oder runden) angenäherten Innenrandes der kompakt gebliebenen Zone, die weder durch Zugrisse noch durch Plastizierung oder Spaltbrüche beeinflusst ist. [m]
 a₀vertikale Halbachse eines elliptisch angenäherten Ausbruchsquerschnittes [m]
 b₀Horizontale Halbachse, sonst wie a [m]
 λ₁Primärer Seitendruckbeiwert (Verhältnis der kleinsten zur größten Hauptspannung im Primärzustand)

Der Wert für b kann zunächst mit b₀ angenommen werden, er ist jedoch nach der Untersuchung von Zustand 2 zu verbessern.

Geht man beispielsweise von einem runden Hohlraum mit einem Radius von 5 m (entspricht der Halbachse „b₀“) und einem Seitendruckbeiwert von λ₁ = 1/3 aus, so beträgt a 5 m. Das heißt, die Grenze der auftretenden Zugzone verläuft entlang des runden Hohlraumrandes und das Gebirge oberhalb der Firste wird gerade noch nicht durch Zugspannungen beansprucht. Wird im Gegensatz dazu ein flach ovaler Hohlraum (z.B. in Form eines Kalottenausbruchs auf Abb. 1.12, Skizze a und b) angenommen so kann sich oberhalb der Firste eine Zugzone ausbilden. Um Hohlraumstabilität während dieses Zustands zu erreichen, wird von Feder der Einbau einer dicht anliegenden Spritzbetonschale mit ausreichend hohem Ausbawiderstand vorgeschlagen.

Zustand 2

Überschreitet die Tangentialspannung an der Ulme die Gebirgsfestigkeit, beginnt sich Zustand 2 einzuspielen. Er äußert sich durch Bergschläge, Spaltbruchserien, Ausquetschungen weicheren oder Zerquetschen poröseren Gebirges in den Hohlraum. Hinsichtlich der Hohlraumstabilität stellt dieser Zustand eine eher harmlose Phase dar. Der Zustand ist voll erreicht, wenn der halbe Öffnungswinkel ψ (Abb. 1.13. und 1.14) der Ulmenzwickel klein genug ist um das gegen den Hohlraum gerichtete Ausquetschen von Gebirge von selbst zu blockieren. Das geschieht spätestens dann, wenn der Winkel ψ so klein wie δ_{BG} (entspricht dem Reibungswinkel zwischen zerscheren und kompakten gebliebenen Material) geworden ist. Das Ausbilden des Zustands 2 ist auf Abb. 1.12, Skizze c, Abb. 1.13 und 1.14 dargestellt.

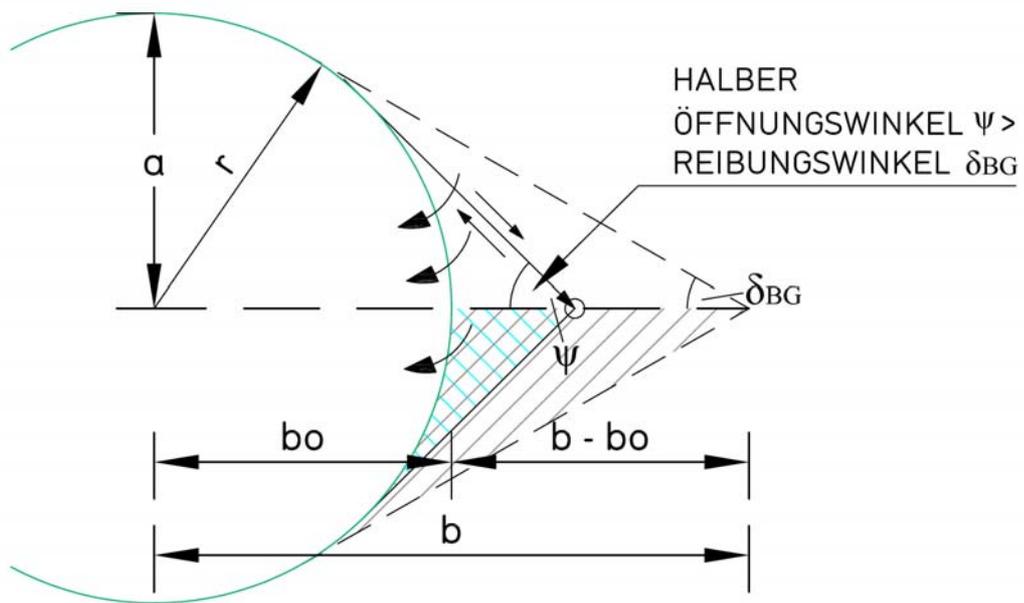


Abb. 1.13: Nicht vollständig ausgebildeter Versagenszustand 2 (Feder, 1977, verändert)

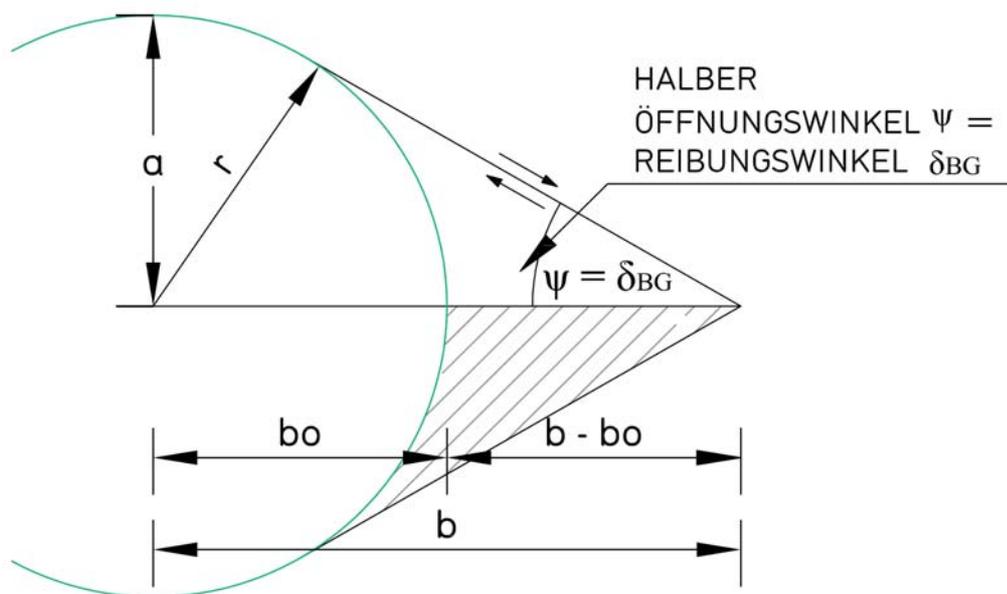


Abb. 1.14: Vollständig ausgebildeter Versagenszustand 2 (Feder, 1977, verändert)

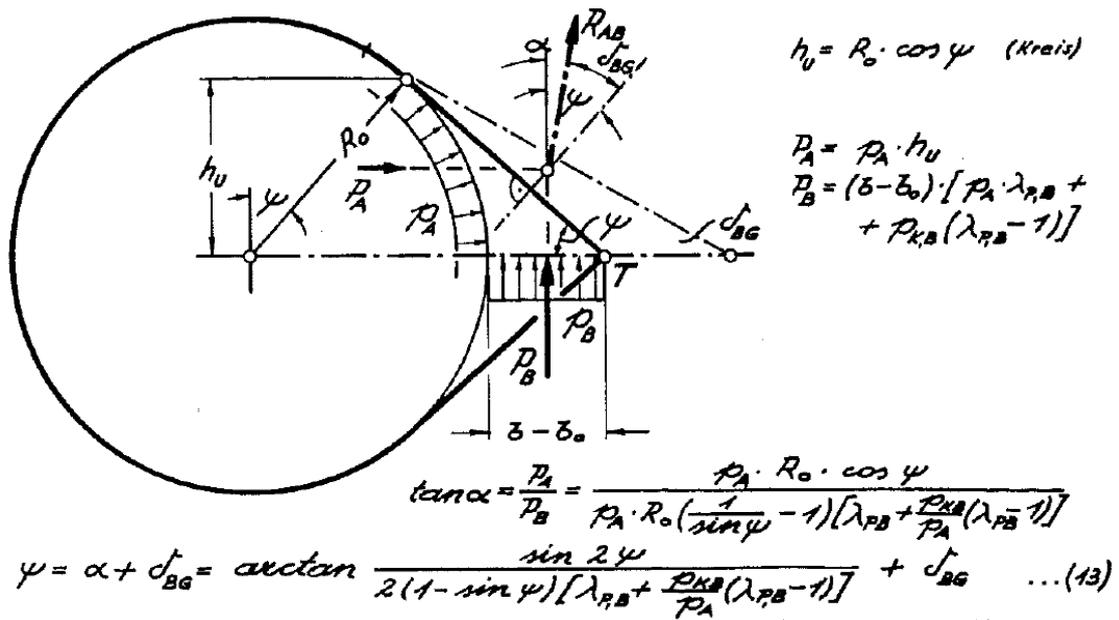


Abb. 1.15: Einfluß der Stützmitteltpe II auf die Größe der Ulmen-Bruchzone (Feder, 1977)

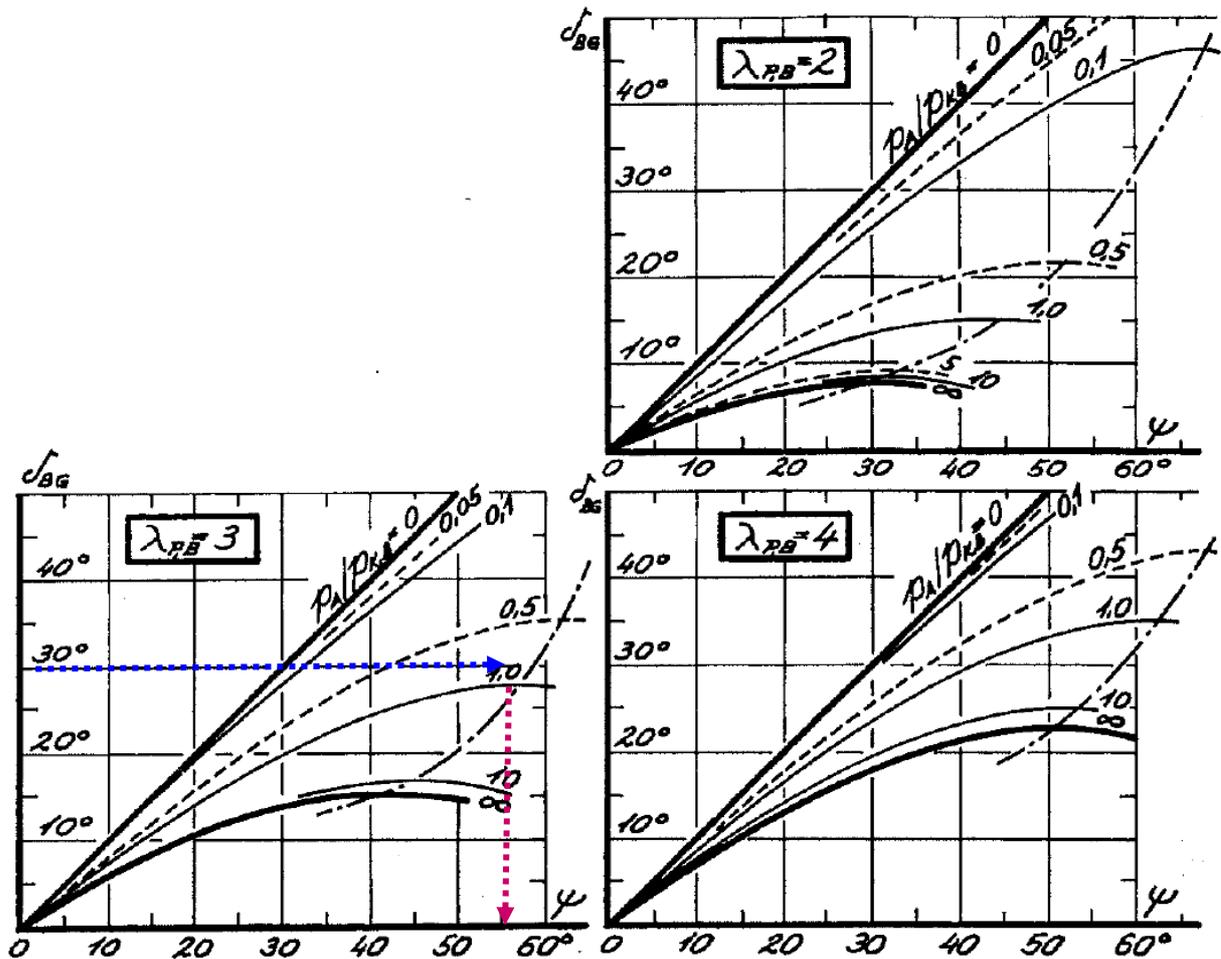


Abb. 1.16: Einfluß der Stützmitteltpe II auf die Größe der Ulmen-Bruchzone (Feder, 1977, verändert)

Die Randspannung σ_η an der Ulme beträgt bei fehlendem Ausbauwiderstand:

$$\sigma_\eta = p_I \left(2 \frac{b_0}{a} + 1 - \lambda_I \right) \quad (1.15)$$

σ_η Tangentialspannung [kN/m²]
 $p_I = \sigma_I$ primäre Hauptnormalspannung [kN/m²]
 λ_I primärer Seitendruckbeiwert
 a Abstand Hohlraummittelpunkt – Tunnelrand (senkrecht bezogen) [m]
 b_0 Abstand Hohlraummittelpunkt – Tunnelrand (waagrecht bezogen) [m]
 b Tiefe der Spitzen der Ulmenzwickel bzw. Scherkeile [m]

Die Abstände a , b_0 , b sind auf den Abb. 1.12, 1.13, 1.14 und 1.15 dargestellt.

Ist σ_η kleiner als die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit, denn bleiben die Ulmen stabil ($b_0 = b$) und es wird eine Spritzbetonschale mit gezielter Ankerung für Inhomogenitäten des Gebirges vorgesehen. Der Tunnel beziehungsweise Hohlraum erreicht also Zustand 2 gar nicht, da er bereits im Laufe des 1. Zustands stabiles Verhalten angenommen hat. Ist σ_η größer als die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit dann ist das Zermalmen und Ausquetschen von Ulmenzwickel zu erwarten.

Ohne Stützmaßnahmen ist $\psi = \delta_{BG}$. Für b gilt dann:

$$b = b_0 \cdot \sin \alpha_b + (a_0 \cos \alpha_b) / \tan \psi \quad (1.16)$$

$$\text{mit } \alpha_b = \arctan \left(\frac{b_0}{a_0} \tan \psi \right) \quad (1.17)$$

Wird beispielsweise ein Ausbau in Form einer Spritzbetonschale mit Ankern, die innerhalb eines potentiellen Ulmenzwickels enden, angewendet (Ausbautyp I), so wird zwar der vertikale Stauchwiderstand der Ulmen erhöht, doch wird sich hinter der Spritzbetonschale eine Bruchzone bilden, deren größte Entfernung zum Hohlraummittelpunkt (Strecke b) deutlich größer sein kann als dessen Radius (r bzw. b_0) oder dessen horizontale Halbachse ist. Die auf Abb. 1.15 stehende Gleichung Nr. 13

$$p_B = \lambda_{P,B} \cdot p_A + p_{K,B} \cdot (\lambda_{P,B} - 1) \quad (1.18)$$

beschreibt das Kräftegleichgewicht zwischen dem eingebauten Tunnelausbau und den in vertikaler Richtung wirkenden Widerstand der „Ulmenzwickel“. Letztere fällt mit der Richtung der Tangentialspannung σ_η zusammen. Dabei ist $p_{K,B}$ der Binnendruck und $\lambda_{P,B}$ der passive Erd-druckbeiwert, die anhand des auf Abb. 1.17 dargestellten Mohr-Coulomb-Diagrammes abgelesen werden können (Druckspannungen sind positiv definiert).

Drückt man diese durch

$$p_K = c \cdot \cot \delta_{BG} \quad (1.19)$$

beziehungsweise mit

$$\lambda_{P,B} = \frac{1 + \sin \delta_{BG}}{1 - \sin \delta_{BG}} \quad (1.20)$$

aus, so erhält man die Mohr-Coulombsche Bruchgerade ausgedrückt durch die Hauptspannungen.

$$\sigma_\eta = \frac{1 + \sin \delta_{BG}}{1 - \sin \delta_{BG}} \cdot \sigma_r + c \frac{2 \cos \delta_{BG}}{1 - \sin \delta_{BG}} \quad (1.21)$$

Dabei bedeuten

- p_K ... Stauchwiderstand [kN/m²]
- $\lambda_{P,B}$... passiver Erddruckbeiwert [-]
- p_A ... Ausbauwiderstand (in radialer Richtung) [kN/m²]
- $p_{K,B}$... Binnendruck, Kennwert für Kohäsionsverhalten [kN/m²]
- δ_{BG} ... Reibungswinkel zwischen kompaktem und zermalmt Material [°, oder rad]
- c ... Kohäsion [kN/m²]
- σ_η ... größere Hauptspannung – Tangentialspannung (nach Umlagerungsvorgang) [kN/m²]
- σ_r ... kleinere Hauptspannung – Radialspannung (nach Umlagerungsvorgang) [kN/m²]

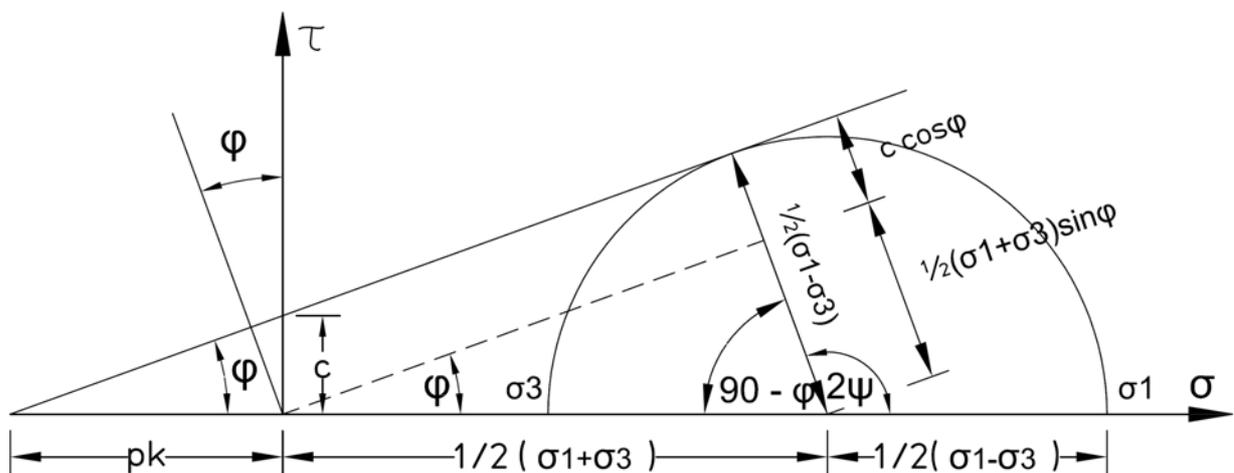


Abb. 1.17: Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb

Wird im Vergleich dazu neben einer dicht anliegenden Spritzbetonschale zusätzlich ein System von Ankern eingebaut (Ausbautyp II), das über potentielle keilförmige Scherkörper hinaus bis in das kompakt bleibende Gebirge reicht, und dessen Anker dort fixiert sind, so wird nicht nur der vertikale Stauchwiderstand erhöht, sondern das Ausquetschen von Bruchmaterial verhindert. Daraus resultiert, daß der halbe Öffnungswinkel der Ulmenzwickel nicht bis auf den Reibungswinkel δ_{BG} absinken sondern einen höheren Wert annehmen wird. Somit kann durch diesen Stützmitteltyp die Tiefe der Bruchzone b beziehungsweise deren maximale Mächtigkeit $b-b_0$ reduziert werden. Zusätzlich wirkt sich dieses Systemverhalten günstig auf zu erwartende Konvergenzen

aus. Auf Abb. 1.15 und 1.16 sind die Zusammenhänge zwischen dem Ausbauwiderstand und der Größe des Winkels ψ zu erkennen.

Das Durchlaufen des Zustandes 2 mit Ausbautyp II wird anhand des linken unteren Diagramms auf Abb. 1.16 bei einem Reibungswinkel $\delta_{BG} = 30^\circ$ und einem passiven Erddruckbeiwert $\lambda_{p,B} = 3$ demonstriert. Hinter dem Ausbau beziehungsweise an den Ulmen kommt es durch Überlastung zu Spaltbrüchen und folglich bilden sich Bruchkörper aus. Ein Ausknicken findet nicht statt, da die Bruchkörper durch die Stützmittel gesichert sind. Kohäsion und Binnendruck sinken allmählich ab und man kann $\delta_{BG} = 30^\circ$ im Diagramm verfolgen, wie mit dem Übergang zu den Kurven für $p_A/p_{K,B} = 0,05, 0,1, \text{ und } 0,5$ der Winkel ψ von 30° (wie δ_{BG}) auf $31^\circ, 31^\circ$ und 42° ansteigt. Verfolgt man den Vorgang weiter, so lassen sich bei Quotienten $p_A/p_{K,B}$ über 0,8 keine Lösungen finden. Das bedeutet, daß ab diesen Wert der eingebaute Ausbauwiderstand nicht mehr ausgenützt wird. Der beanspruchte Ausbauwiderstand sinkt von da an direkt proportional mit dem Binnendruck ab so daß man bei dem Quotienten $p_A/p_{K,B} = 0,8$ (bei der vertikal punktierten roten Linie) den Abszissenwert $\psi = 58^\circ$ erreicht. Daraus läßt sich folgender Schluß ziehen:

Am Beginn des Zustands 2, wenn das Zermalmen und Ausquetschen beginnt, sind die Werte von ψ noch hoch und die Bruchzone leistet noch den höchsten vertikalen Widerstand. Daraus manifestiert sich die höchste seitliche Beanspruchung der Scherkörper auf den Tunnelausbau, worauf dieser zu bemessen ist. Je mehr ψ gegen δ_{BG} absinkt, desto geringer ist die Keilwirkung auf den Ausbau bis am Ende von Zustand 2 bei Gleichheit von ψ und δ_{BG} kein Druck und Beanspruchung auf den Ausbauwiderstand vorhanden ist, da sich die „Keile“ nun von selbst sperren.

Abb.1.18 und Abb. 1.19 zeigen eine Labordemonstration des Versagensmechanismus in Form eines Base-Friction-Laborversuch (Goricki, 1999) und eine zeichnerische Darstellung des Zustandes 2 nach Feder (1977).

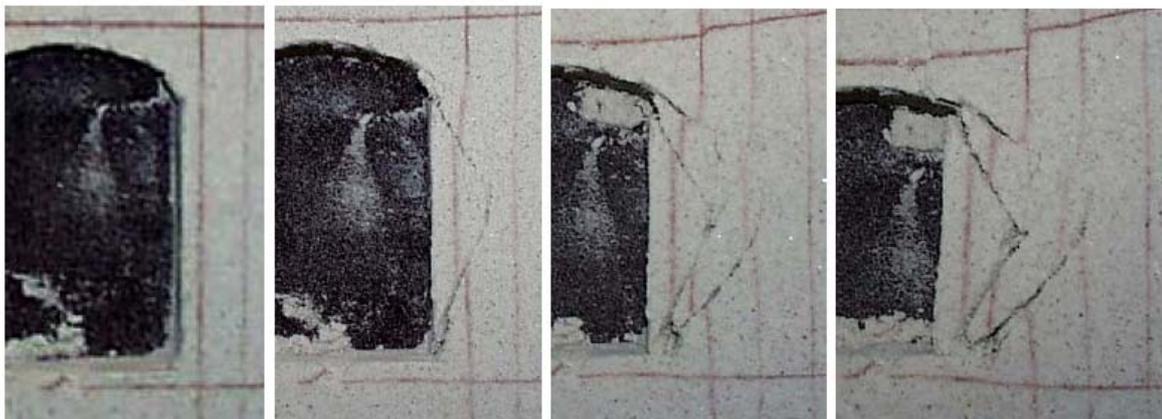


Abb. 1.18 Base – Friction – Versuche für Felsmechanische Kluftkörpermodelle (Goricki, 1999)

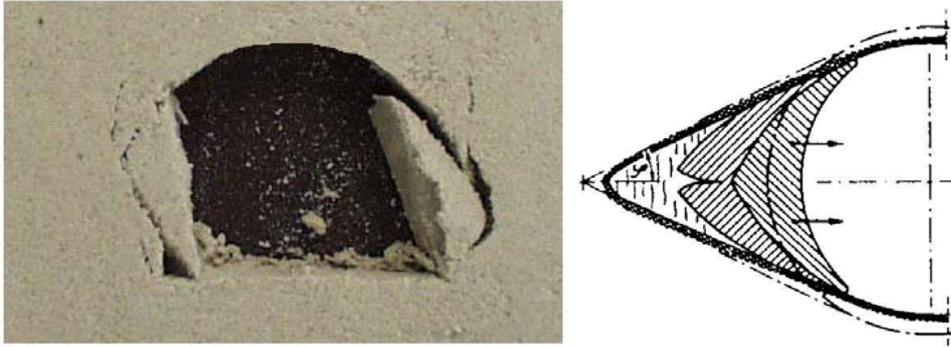


Abb. 1.19: Base – Friction – Versuche für Felsmechanische Kluftkörpermodelle (Goricki, 1999) und hereinwandernder Scherkeil (Feder, 1977)

Zustand 3

Ist im Zustand 2 die Tragfähigkeit des Gebirges noch immer überschritten, dann verändert sich der Versagensmechanismus grundlegend. Ein weiteres Zermalmen der des Gebirges an den Ulmen ist nicht mehr möglich, da das Bruchmaterial nicht mehr ausweichen kann. Trotz Spannungsumlagerungen kommt es im dritten Zustand zu Scher- und Spannungsbrüchen (Abb. 1.12, Skizze d).

2 NUMERISCHES VERFAHREN FLAC

2.1 Die Finite Differenzen Methode

Viele Probleme, die in der Physik und im Bauwesen auftreten, können mit Hilfe von Differentialgleichungen (beziehungsweise Bewegungsgleichungen) beschrieben werden. Auf diese Weise arbeiten Rechenverfahren wie die Finite Elemente Methode und die Finite Differenzen Methode. Bei der Finiten Elemente Methode werden Differentialgleichungssysteme mit Hilfe von Matrizen gelöst, im Unterschied zur Finiten Differenzen Methode, bei der die Lösungen schrittweise angenähert werden.

Die Methode läßt sich folgendermaßen beschreiben: „Alle Ableitungen der zu lösenden Differentialgleichung werden durch Differenzenquotienten ersetzt, die aus der Definition der Ableitung oder der Formel von Taylor folgen. Durch diese „Diskretisierung“ geht die Differentialgleichung in eine Differenzengleichung über, deren Lösung mit numerischen Methoden erfolgt. Alle Diskretisierungsbeziehungen haben die Form

Ableitung = Differenzenquotient + Diskretisationsfehler.

Vernachlässigt man den Diskretisationsfehler, so bezieht sich der Differenzenquotient nicht auf die abgeleitete Funktion f , sondern auf eine Approximation F .“

Ableitung der Funktion \approx Differenzenquotient der Funktion F

Als Näherung für die Ableitung einer Funktion $f(x)$ in einem gewählten Punkt können die Vorwärts-, die Rückwärts- und die Zentraldifferenz herangezogen werden, wobei die Zentraldifferenz die beste Näherung liefert.

Die Annäherung an das wahre Ergebnis geschieht schrittweise und kann von beiden Seiten (oberer und unterer Grenzwert) erfolgen. Für eine rasche Näherung sowie eine Verkleinerung der Schrittweite verfeinert man das definierte Netz. Das bedeutet, daß bei Finiten Elementen- und Finiten Differenzen Berechnungen die Lösungen mit feineren Netzen veranschaulicht und verifiziert werden müssen. Gleichzeitig soll für die jeweilige Problemstellung eine passende Netzfeinheit verwendet werden. Zur detaillierten Beschreibung der Methode der Finiten Differenzen wird auf Roth (1999) und Preh (2000) hingewiesen.

2.2 FLAC – Kontinuumsmechanischer Finite Differenzen Code

FLAC steht für „Fast Lagrangian Analysis of Continua“. Es ermöglicht die numerische Berechnung von Kontinuumsmodellen in zwei (FLAC) oder drei Dimensionen (FLAC^{3D}). Beide Programme, FLAC und FLAC^{3D} arbeiten auf Grundlage der Methode der Finiten Differenzen. In den Berechnungsvorgängen dieser Programme können auch große Verformungen, Bruchzustände und plastisches Fließen berücksichtigt werden. Weiters können thermische und dynamische Aufgaben und Problemstellungen gelöst und Kriechvorgänge modelliert werden. Auf ein mit mechanischen Rechnungen gekoppeltes Grundwassermodell kann ebenso zurückgegriffen werden. Einbau von strukturellen Elementen wie Zugglieder und Biegeelemente (z.B. aus Stahlbeton) runden die Anwendungsmöglichkeiten der Programme ab.

Die Modellierung natürlicher Systeme wird im Programm FLAC mit Hilfe von Ersatzkontinua (ggf. mit Störzonen) vorgenommen. Dafür ist eine vollständige Diskretisierung des Gebirges bzw. Bodens (z.B. Böschungen oder Tunnelausbruchsquerschnitte) in Form eines Netzes mit Knotenpunkten erforderlich. Dieses diskretisierte Kontinuum wird in der Fachsprache „Gitter“ (grid) genannt. Die kleinsten Einheiten der Diskretisierung heißen „Zonen“ (zones) und die Eckpunkte der Zonen „Gitterpunkte“ (gridpoints). Im Gegensatz zu Finite Element-Methoden werden in FLAC keine globalen Massen- und Steifigkeitsmatrizen generiert. Die Funktionsweise von FLAC beruht auf der Methode der Finiten Differenzen mit Ausführung einer expliziten Zeitintegration. Das Prinzip der Finiten Differenzen läßt sich folgendermaßen beschreiben (aus Itasca Consulting Group, 2005): Zuerst werden für jeden Gitterpunkt des Körpers die Summe alle wirkenden Kräfte

$$\Sigma F_i. \quad (2.1)$$

angeschrieben. Die Kräfte beinhalten einwirkende Lasten und Gewichtskräfte.

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \quad (2.2)$$

Ist der Körper im Gleichgewicht degeneriert ΣF_i zu Null. Ist der Körper in Bewegung werden die Gitterpunkte Beschleunigungen ausgesetzt und das Grundgesetz der Dynamik (zweites Newton'sches Gesetz) läßt sich wie folgt anschreiben:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \Sigma F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m}, \quad (2.3)$$

wobei die Hochzahlen die Zeit bezeichnen, in welcher die Verschiebungen ausgewertet werden. Der Term auf der linken Seite und der erste Term auf der rechten Seite der Bewegungs- bzw. Differentialgleichung stellt die Zentraldifferentiation der Verschiebungen des Gitterpunktes dar. Für Aufgaben mit großen Verschiebungen wird die obige Gleichung über den Zeitschritt integriert und die neuen Koordinaten des Gitterpunktes werden bestimmt:

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (2.4)$$

Die Differentialgleichungen werden in Differenzgleichungen und mit Hilfe von inkrementellen Zeitschritten berechnet. Das Grundkonzept lautet:

$$\frac{du}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (2.5)$$

Bei expliziten Lösungsverfahren kann die Lösung eines Gleichungssystems explizit angeschrieben werden. Das Grundprinzip dieses Lösungsverfahrens ist die Berechnung eines kritischen Zeitschritts Δt , in dem die rechnerische Ausbreitungsgeschwindigkeit größer als die physikalische Ausbreitungsgeschwindigkeit der auf das Modell einwirkenden Belastung ist. Daraus lassen sich in jedem Gitterpunkt von einander unabhängige Bewegungsgleichungen erstellen; ebenso können in jedem Gitterpunkt und jedem Zeitschritt Gleichgewichtsbetrachtungen (z.B. mit der Zentralfifferenz) aufgestellt werden.

Für eine möglichst korrekte Darstellung des Berechnungskreislaufes heißt es: „In jedem Zeitschritt wird der Berechnungskreislauf nach Abb. 2.1 durchlaufen. Zunächst werden, ausgehend von den Bewegungsgleichungen, aus Spannungen und Kräften neue Geschwindigkeiten und Verschiebungen der Gitterpunkte berechnet. Danach werden aus den Geschwindigkeiten der Gitterpunkte Dehnungsgeschwindigkeiten in der Zone berechnet und über konstitutive Beziehungen neue Spannungen bestimmt.

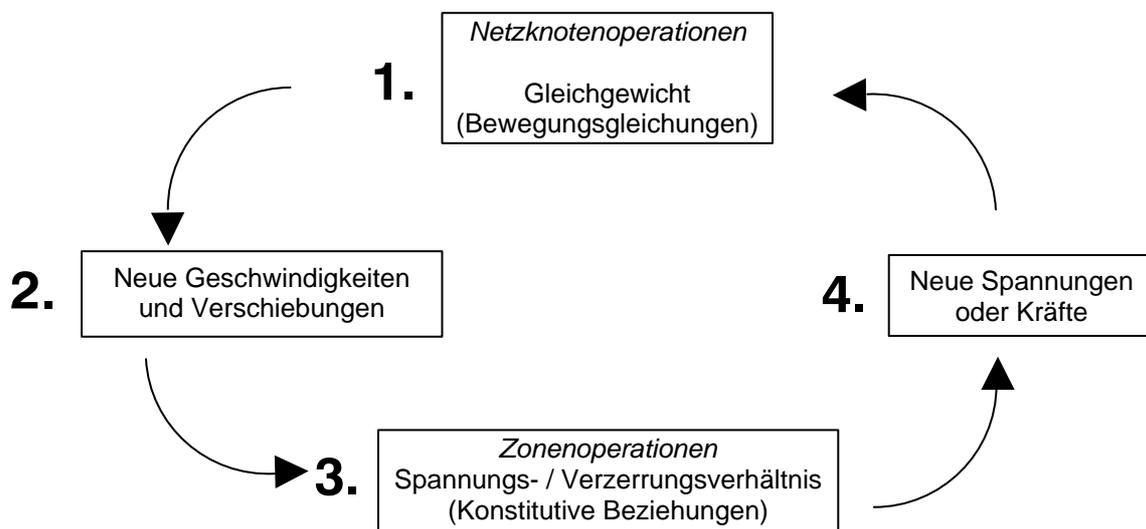


Abb. 2.1: Grundsätzlicher Berechnungskreislauf im FLAC (Itasca Consulting Group, 2005)

Bei jedem Durchlauf des Berechnungskreislaufes (Abb. 2.1) werden alle Gittervariablen neu berechnet, ausgehend von den Werten zu Beginn des Berechnungskreislaufes. Erst nach mehreren Berechnungsschritten kann sich eine Störung in die Nachbarzonen in die weiter entfernten Zonen ausbreiten. Das vorhandene Ungleichgewicht gegenüber den auf das System wirkenden Span-

nungen und Kräften wird sukzessive ausgeglichen. Die Rechnung wird solange fortgesetzt, bis die unausgeglichene Kraft (unbalanced force) unter ein vorgegebenes Minimum fällt oder die vorgegebenen Berechnungsschritte erreicht werden.“ Bei Verwenden von FLAC werden die Koordinaten nach jedem Zeitschritt mit den ermittelten Verschiebungen erneuert.

Auf explizite Lösungsverfahren wie FLAC wird häufig bei geomechanischen Berechnungen und Verifizierungen zurückgegriffen, da sie besonders für Systeme mit großen Verformungen und nichtlinearem Verhalten und dynamischen Prozessen geeignet sind.

Bei Anwendung von FLAC können die Berechnungen am unverformten oder am verformten System vollzogen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird am unverformten System gerechnet.

3 MODELLIERUNG

3.1 Netzaufbau

Die im Kapitel 1 beschriebenen Scherbrüche an Tunnelulmen werden mit Hilfe eines numerischen kontinuumsmechanischen Modells untersucht. Ziel ist es das Gebirgsverhalten (Verhalten des Gebirges nach erfolgtem Tunnelausbruch) zu modellieren und den maßgeblichen Versagensmechanismus darzustellen.

Das zu untersuchende Modell hat eine quadratische Form und umfaßt einen im Gebirge befindlichen Bereich dessen Seitenkanten jeweils 80 Meter lang sind. In der Mitte des Modells wird der Mittelpunkt des später auszubrechenden Tunnelquerschnitts festgelegt. Der Durchmesser des Tunnel beträgt 10 beziehungsweise 11,6 Meter und stellt im ersten Fall einen Kreis und im zweiten eine Kombination aus mehreren Querschnittsradien, die die Gestalt eines Kreissegments mit einem relativ flachen Sohlgewölbe hat (Abb. 3.1).

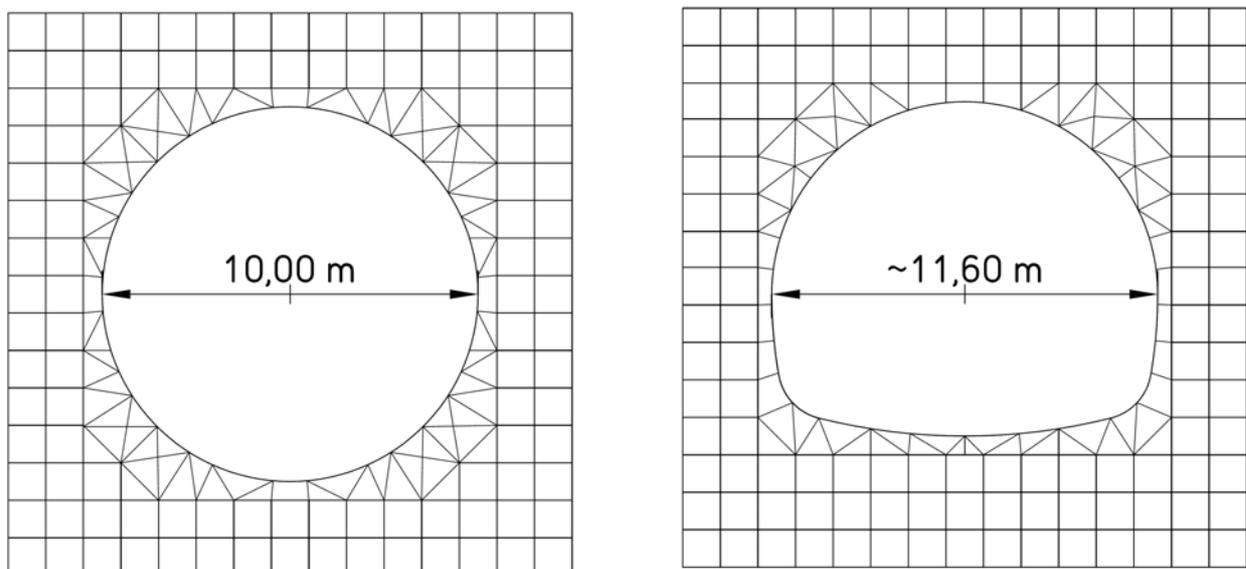


Abb. 3.1: Ausschnitte aus Gitter mit rundem und kombinierten Tunnelausbruch (mehrere unterschiedliche Radien)

Das verwendete kontinuumsmechanische Modell wird in kleine Elemente zerlegt (Diskretisierung) und erscheint daher als Netz bzw. Gitter (engl.: „grid“). Die kleinsten Elemente des Modells werden Zonen genannt. Die Schnittpunkte der Gitterlinien heißen Gitterpunkte (engl.: „gridpoints“). Die Gitterlinien sind in horizontaler und vertikaler Richtung, das heißt parallel zu den Rändern des Modells angeordnet. Durch den einheitlichen Abstand zwischen zwei benachbarten Gitterlinien von 25 cm ergibt sich eine hohe (>100000) Anzahl an Zonen. Die feine Einteilung wurde erforderlich um die Ausbildung der Scherbrüche ausreichend genau darstellen zu können.

3.2 Materialmodell

Die vorliegenden Berechnungen gründen sich auf einem isotropen linear elastisch – ideal plastischen Stoffgesetz. Die Arbeitslinie eines solchen Stoffgesetzes ist das Ergebnis aus einem linear elastischen Spannungs-Verzerrungs-Verlauf und einem ideal plastischen ohne Verfestigungsbe-
reichen (Abb. 3.2). Als Bruchbedingung dient die Versagenshypothese beziehungsweise das Versagenskriterium nach Mohr-Coulomb mit zwei Werkstoffkennwerten, der Kohäsion c und dem Reibungswinkel φ . „Dieser Hypothese gemäß ist für Werkstoffversagen im betrachteten Punkt des Körpers die Schubspannung in einem bestimmten infinitesimalen Flächenelement durch diesen Punkt maßgebend“ (Mang, Hofstetter, 2000). Erreicht die aus den Berechnungen hervorgehende Schubspannung (hängt von den Werten der Hauptspannungen ab) die Fließspannung, setzen plastische Verzerrungen ein. Zusätzlich wird in FLAC ein „tension-cut-off“-Befehl gesetzt, mit welchen Zugfestigkeiten unberücksichtigt bleiben. Für plastische Berechnungen wird eine nicht assoziierte Fließregel verwendet (Itasca Consulting Group, 2005).

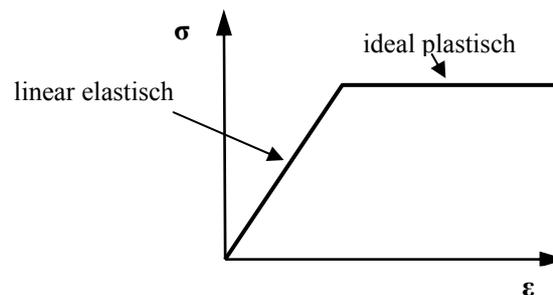


Abb. 3.2: Linear elastisch – ideal plastisches Materialverhalten

Der gesamte Modellbereich wird bei Anwendung von FLAC als homogen betrachtet, das heißt Störungszonen, Kluftkörper und Trennflächen finden in den Berechnungen keine Berücksichtigung.

3.3 Belastung und Randbedingungen

Im Zuge der weiteren Modellierung wird in zwei Modelle unterschieden: **Modell 1** beschreibt einen Druckversuch unter biaxialen Belastung (Abb. 3.3). Bei **Modell 2** wirkt an seinem oberen Rand eine vertikal orientierte Last; zusätzlich wirkt über den gesamten Bereich dieses Modells die Erdgravitation um natürliche Verhältnisse nachzustellen (Abb. 3.4).

Modell 2 ist an seinem unteren Rand sowie an seinen seitlichen Rändern durch Fixierungen gehalten. Das Seitendruckverhältnis beträgt stets $1/3$. In Kapitel 4 wird Modell 2 in 4 Modellvarianten unterteilt. Insgesamt werden somit fünf Modelle untersucht.

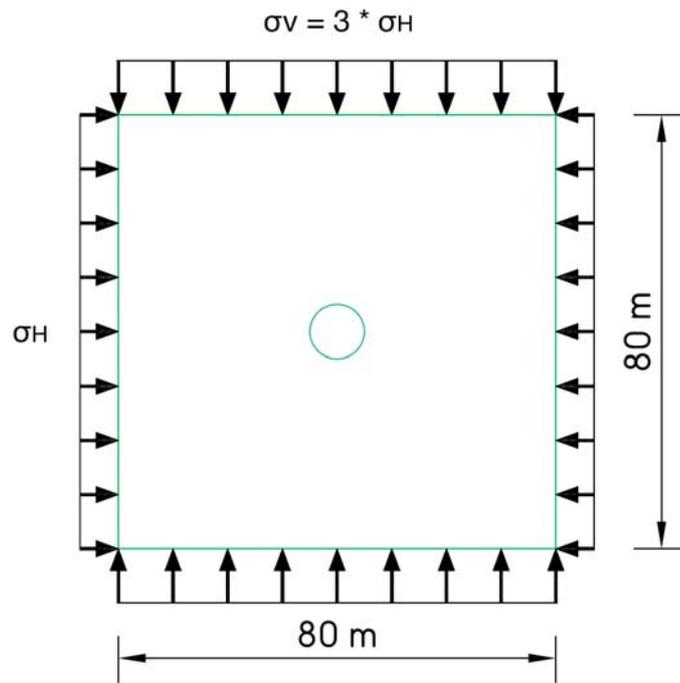


Abb. 3.3: Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung

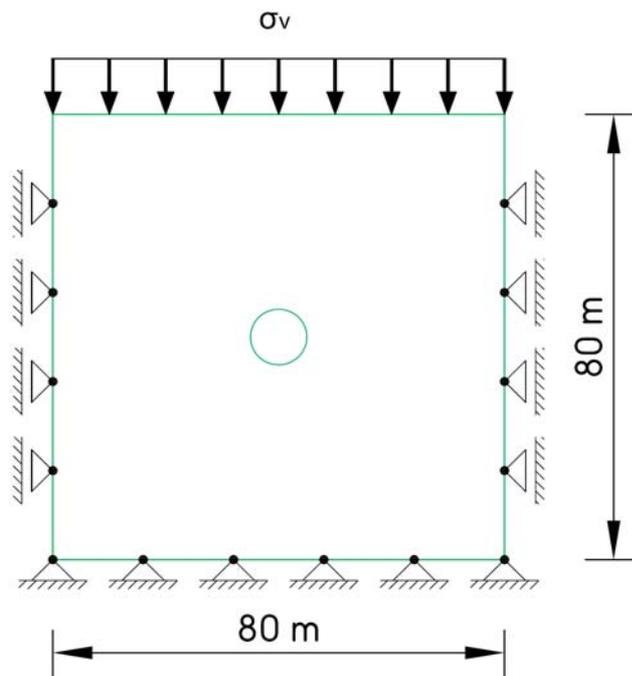


Abb. 3.4: Modell 2 – natürliche Verhältnisse

3.4 Berechnungsablauf

Der Berechnungsablauf wird in neun Abschnitte unterteilt und ist auf Abb.3.6 dargestellt. Er ist prinzipiell für alle Modelle identisch. Unterschiede treten in der Modellerstellung auf.

1. Berechnungsabschnitt – Erstellung der Modellgeometrie und Zuweisung der Materialparameter

Der erste Berechnungsabschnitt umfaßt die Definition des Modells hinsichtlich seiner Form, Größe, Netzfeinheit sowie der Lage und Geometrie des vorzunehmenden Tunnelausbruchs und die Wahl des Materialmodells (Modell Mohr-Coulomb). Anschließend erfolgen die Etablierung der Randbedingungen und das Ansetzen der Belastung.

Um Spannungen und Verformungen angeben zu können, muß ein Zustand geschaffen werden, auf den diese bezogen werden können. Dieser Zustand wird Initialspannungszustand genannt, wobei für seine Ermittlung die elastischen Materialparameter E und ν benötigt werden. Bei isotropen Böden und Gebirge werden anstelle von E und ν oft der Schubmodul G (G wird auch Lamé'scher Materialparameter genannt) und der Kompressionsmodul K verwendet. Der Kompressionsmodul verknüpft die volumetrische Verzerrung mit dem hydrostatischen Anteil des Spannungszustandes (Mang, Hofstetter, 2000). Bei Kenntnis des Seitendruckbeiwertes K_0 läßt sich die Querdehnzahl ν ermitteln:

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\nu}{1+\nu}, \quad \nu = \frac{K_0}{K_0+1}. \quad (3.1)$$

Bei dem in dieser Arbeit verwendeten Seitendruckbeiwert von $1/3$ errechnet man ν zu

$$\nu = \frac{1/3}{4/3} = 0,25. \quad (3.2)$$

In der Programmierung wird der Schubmodul „ S “ (shear modulus) und der Kompressionsmodul „ B “ (bulk modulus) genannt. Der Schub- und Kompressionsmodul wird aus dem Elastizitätsmodul und der Querdehnzahl berechnet. Die dafür benötigten Beziehungen lauten:

$$S = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.3)$$

2. Berechnungsabschnitt – Initialspannungszustand berechnen

Die Berechnung eines Referenz- bzw. Initialspannungszustandes muß mit sehr hoch angesetzten Festigkeitsparametern erfolgen, so daß einwirkende Belastungen ausschließlich elastische Verformungen hervorrufen (die Plastifizierung des Materialmodells soll vermieden werden) Der Elastizitätsmodul E wird mit 9 GPa und die Querdehnzahl ν mit 0,25 in Rechnung gestellt. Die

Dichte des Mediums beträgt 2700 kg/m^3 , der Reibungswinkel $\varphi = 60^\circ$, die Kohäsion $c = 1 \text{ GPa}$ und die Zugfestigkeit hat den gleichen Wert. Der Initialspannungszustand ist erreicht, wenn die unausgeglichene Kraft (unbalanced force) das vorgegebene Minimum erreicht.

3. Berechnungsabschnitt – Verschiebungen Null setzen

Die in horizontaler und vertikaler Richtung berechneten Verschiebungen werden Null gesetzt.

4. Berechnungsabschnitt – in situ (primärer) – Spannungszustand berechnen

Ausgehend vom Initialspannungszustand werden Spannungen und Verformungen des in situ (primären) Spannungszustandes durch Eingabe der tatsächlich vorhandenen Festigkeits- und Steifigkeitsparametern bestimmt. Die Parameter Kohäsion und Reibungswinkel werden auf Grundlage der Methode der Festigkeitsreduktion ermittelt (Kapitel 3.5). Die Zugfestigkeit des Gebirges beträgt 0 Pa („tension cut-off“-Befehl) und wird daher bei Berechnungen mit FLAC nicht berücksichtigt. Der in situ Spannungszustand ist erreicht, wenn die unausgeglichene Kraft das vorgegebene Minimum erreicht.

5. Berechnungsabschnitt - Verschiebungen Null setzen

Die im 4. Berechnungsabschnitt ermittelten Verschiebungen werden Null gesetzt.

6. Berechnungsabschnitt – Ausbruch des Tunnels

Das innerhalb der Tunnelumrandung befindliche Netz wird gelöscht – das Modell enthält nun einen Tunnelausbruch.

7. Berechnungsabschnitt – Einbau einer Spritzbetonschale

An einem Modell wird der Einbau einer Spritzbetonschale berücksichtigt. Die Strukturierung erfolgt mittels in FLAC vorgesehenen Liner-Elementen. Die Breite der Liner-Elemente beträgt 1 m . Es werden die (idealisierte) Steifigkeitsparameter Elastizitätsmodul und Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung, die Werte der Druck- und Zugfestigkeit, die Querdehnzahl, sowie die Breite und die Dichte des Materials angegeben.

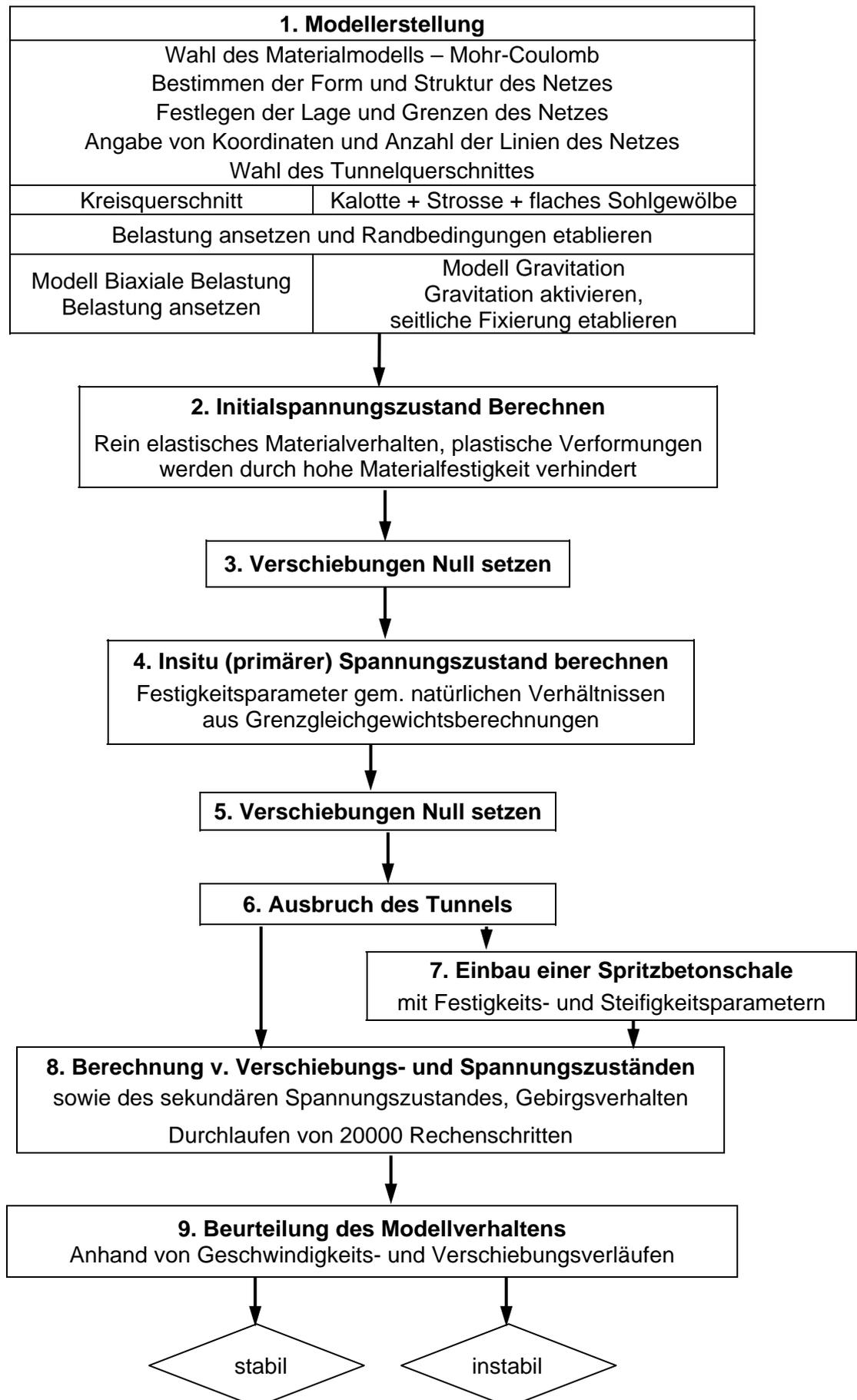


Abb. 3.5: Schema des Berechnungsablaufes in Abhängigkeit des gewählten Modells

8. Berechnungsabschnitt – Spannungs- und Verschiebungszustände

Durch das Setzen einer vorgegebenen Anzahl von Berechnungsschritten (z. B. step 1000) wird der in Kapitel 2 beschriebene Berechnungskreislauf dementsprechend oft durchgerechnet. Um die Ergebnisse nach der gewünschten Anzahl von Berechnungsschritten speichern zu können werden Sicherungsdateien, sogenannte „save – files“ erzeugt. Im Zuge dieser Arbeit werden für jedes Modell 20000 Berechnungsschritte ab Ausbruch des Tunnels (ein Berechnungsschritt entspricht einem Zeitschritt, in dem der gesamte Berechnungskreislauf (vgl. Kapitel. 2.2) einmal berechnet wird) durchlaufen und nach jeweils 1000 Berechnungsschritten „save – files“ erstellt. Das Ziel ist einen Überblick auf das Modellverhalten zu bekommen.

9. Beurteilung des Modellverhaltens

Das Verhalten der Modelle (stabil oder instabil) wird mittels Abfragen von „histories“ untersucht. Dabei handelt es sich um Geschwindigkeits- und Verschiebungsverläufe, die an ausgewählten Punkten des Netzes abgefragt werden. Im Rahmen dieser Modelle geschieht dies am rechten Ulmen- und am Firstpunkt (Abb. 3.6).

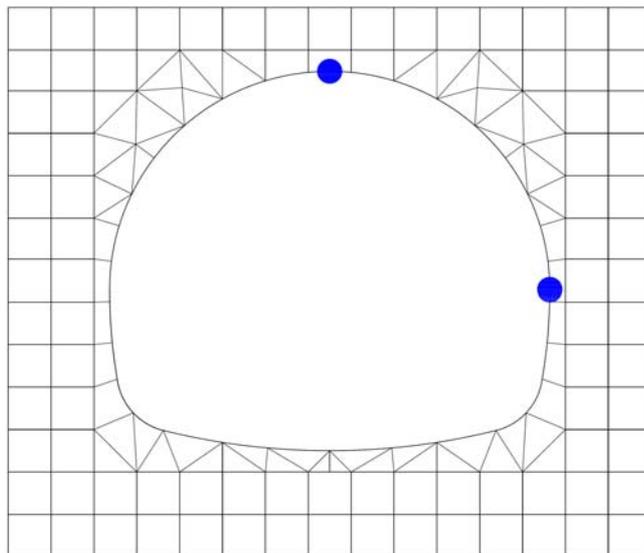


Abb. 3.6: Ausgewählte Punkte an der Tunnelulme für Geschwindigkeits- und Verschiebungsverläufe

3.5 Berechnung des Grenzgleichgewichts mit Finiten Differenzen

3.5.1 Einleitung

Die Ermittlung des Grenzgleichgewichts bildet die Grundlage der Simulation von Scherbrüchen und Versagensmechanismen an Tunnelausbrüchen. Die Beurteilung der Stabilität im Grund- und Felsbau kann anhand der Scherfestigkeit des Gebirges erfolgen. Betrachtet man einen Punkt an einem Körper so entspricht dort die Scherfestigkeit jener Schubbeanspruchung, die bei Erreichen des Grenzgleichgewichts (Eintritt von Versagen) an einem durch diesen Körperpunkt verlaufendem Flächenelement vorliegt.

3.5.2 Abminderungsfaktor und Methode der Festigkeitsreduktion

Für die detaillierte Beschreibung der Berechnung des Grenzgleichgewichts mit Finiten Differenzen werden auf die Diplomarbeiten von Roth (1999) und Preh (2000) verwiesen. Die Berechnung des Grenzgleichgewichts wird mit der Methode der Festigkeitsreduktion basierend auf den Arbeiten von Fellenius (1927), Zienkiewicz (1975) und Dawson (1999) vorgenommen. Bei dieser wird der Grenzgleichgewichtszustand iterativ durch Abminderung der tatsächlich vorhandenen Festigkeitsparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ berechnet. Eine Abminderung der Festigkeitsparameter erfolgt jeweils mit dem gleichen Abminderungsfaktor af zu:

$$c_{red} = \frac{c}{af} \quad (3.4)$$

$$\varphi_{red} = \arctan\left(\frac{\tan \varphi}{af}\right) \quad (3.5)$$

Hat man das Grenzgleichgewicht bestimmt, so entspricht der Abminderungsfaktor der zum Zustand des Grenzgleichgewichts geführt hat, der Sicherheit η , also einer Reserve des tatsächlichen Zustands gegenüber jenem des Grenzgleichgewichts. Die abgeminderten Festigkeitsparameter entsprechen jenen, die den Zustand des Grenzgleichgewichts wiedergeben.

$$af = \eta \quad (3.6)$$

$$c_{red} = c_{grenz}, \varphi_{red} = \varphi_{grenz} \quad (3.7)$$

φ, c tatsächlich vorhandene Festigkeitsparameter
 $\varphi_{grenz}, c_{grenz}$für das Grenzgleichgewicht erforderliche Festigkeitsparameter
 η Sicherheitsfaktor
 af Abminderungsfaktor

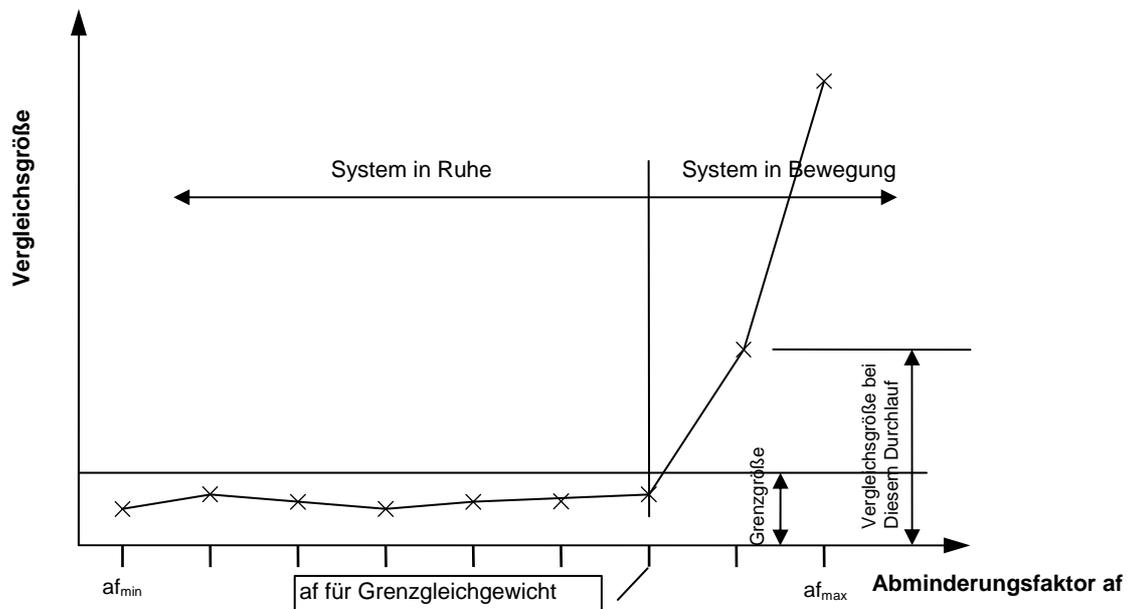


Abb. 3.7: Diagramm des Bewegungszustandes des Systems (Roth, 1999)

Bei Anwendung der Methode der Finiten Differenzen mit der Festigkeitsreduktionsmethode wird der Zustand des Grenzgleichgewichts auf folgende Weise bestimmt: Anhand eines stabilen Ausgangszustandes mit zugehörigen Festigkeitsparametern werden Spannungs- und Verschiebungszustände ermittelt. Es ist unerheblich ob die Festigkeitsparameter, die zu einem stabilen Ausgangszustand führen, den tatsächlich (in situ) vorhandenen Festigkeitsparametern entsprechen. Anschließend wird der zuvor berechnete Bewegungszustand durch Wahl einer geeigneten Vergleichsgröße sowie einer geeigneten Grenzgröße beschrieben. Dabei wird immer zwischen dem Zustand „System in Ruhe“ und dem Zustand „System in Bewegung“ unterschieden. Ist ein „System in Bewegung“, so ist das äquivalent mit der Überschreitung des Grenzgleichgewichts – die Festigkeit des Systems ist somit geringer als die Belastung des Systems. In weiterer Folge werden die Festigkeitsparameter eines Ausgangszustandes, der stets stabil sein muß, abgemindert und dann der Systemzustand berechnet. Nach einigen Bewegungsdurchläufen mit unterschiedlichen Abminderungsfaktoren wird das Bild des Bewegungszustandes ersichtlich (siehe Abb.3.7).

Aus diesem Bild läßt sich erkennen welcher Abminderungsfaktor zum Grenzgleichgewicht führt: „Jener Abminderungsfaktor, bei dem die Differenz zwischen der gewählten Grenzgröße und der Vergleichsgröße kleiner als Null ist, wird als Abminderungsfaktor af für das Erreichen des Grenzgleichgewichts festgelegt.“

Mittels dieses Abminderungsfaktors erhält man die das Grenzgleichgewicht beschreibenden Festigkeitsparameter. Entsprechen die Festigkeitsparameter, die einen stabilen Zustand beschreiben, den tatsächlich vorhandenen Festigkeitsparametern, so entspricht der Abminderungsfaktor af für Erreichen des Grenzgleichgewichts dem Sicherheitsfaktor η nach (3.6). Als Vergleichsgröße kann die maximale unausgeglichene Kraft, eine Verschiebungsgeschwindigkeit

oder eine Verschiebung herangezogen werden“. Diese Vergleichsgröße muß eine strikte Trennung zwischen einem „System in Ruhe“ und einem „System in Bewegung“ ermöglichen. Daher muß der Wert der Vergleichsgröße eines „Systems in Bewegung“ deutlich höher sein als ein Wert, wo das System in Ruhe ist. Die Genauigkeit der Grenzgröße (Abb. 3.7) hängt von der Wahl der Vergleichsgröße ab. Für eine möglichst optimale Wahl der Vergleichsgröße können mehrere Berechnungsdurchläufe erforderlich sein.

3.5.3 Intervallhalbierungsverfahren

Die Zustände des Grenzgleichgewichts werden bei dieser Arbeit mit dem Intervallhalbierungsverfahren bestimmt. Es wird – wie die Berechnung von Materialparametern – mittels der in FLAC und FLAC^{3D} implementierten Programmiersprache FISH umgesetzt. Voraussetzung für eine genaue Berechnung ist, daß die verwendeten Festigkeitsparameter Kohäsion c und Reibungswinkel ϕ aus einem stabilen System stammen.

Im ersten Berechnungsschritt wird der Geschwindigkeitszustand an der unteren Grenze ($af_{\min} < 1$) des Untersuchungsintervalls (basierend auf Festigkeitsparametern, die einen stabilen Gleichgewichtszustand charakterisieren) berechnet. Für den ersten Berechnungsschritt werden die ursprünglichen Festigkeitsparameter erhöht, indem sie durch af_{\min} dividiert werden. Im zweiten Berechnungsschritt erfolgt die Ermittlung des Geschwindigkeitszustands an der oberen Grenze des Untersuchungsintervalls af_{\max} . In diesem Berechnungsschritt werden die ursprünglichen Festigkeitsparameter vermindert, indem sie durch ($af_{\max} > 1$) dividiert werden. Im Anschluß wird das Untersuchungsintervall halbiert und an dieser Stelle (af_{neu}) die maximale Geschwindigkeit des Systems bestimmt:

$$af_{\text{neu}} = \frac{af_{\max} + af_{\min}}{2} \quad (3.8)$$

In der Eingabedatei der Grenzgleichgewichtsroutine wird eine geeignete Grenzgröße (Grenzgeschwindigkeit v_{grenz}) festgelegt. Die Differenz zwischen der bei diesem Berechnungsschritt (B.S.) ermittelten maximalen Geschwindigkeit des Systems v_{\max} und der Grenzgeschwindigkeit wird als Vergleichsgeschwindigkeit v_v bezeichnet. An hand der Vergleichsgeschwindigkeit erkennt die Gleichgewichtsroutine welches der beiden Intervalle halbiert werden muß. Ist die ermittelte Vergleichsgeschwindigkeit

$$v_v = v_{\text{grenz}} - v_{\max} > 0, \quad (3.9)$$

dann wird der Abminderungsfaktor af_{neu} zu der neuen unteren Grenze ($af_{\text{neu}} = af_{\min}$) des Untersuchungsintervalls, in der die nächste Halbierung ausgeführt wird.

Ergibt sich im Gegensatz dazu für die errechnete Vergleichsgeschwindigkeit

$$v_v = v_{\text{grenz}} - v_{\text{max}} < 0, \tag{3.10}$$

dann wird der Abminderungsfaktor af_{neu} zur oberen Grenze des Untersuchungsintervalls, in dem die nächste Halbierung ausgeführt wird. Setzt man diese Intervallgrenzen in (3.8) ein, erhält man wieder einen neuen Abminderungsfaktor af_{neu} . Einen Überblick auf das Intervallhalbierungsverfahren bietet Abb. 3.8.

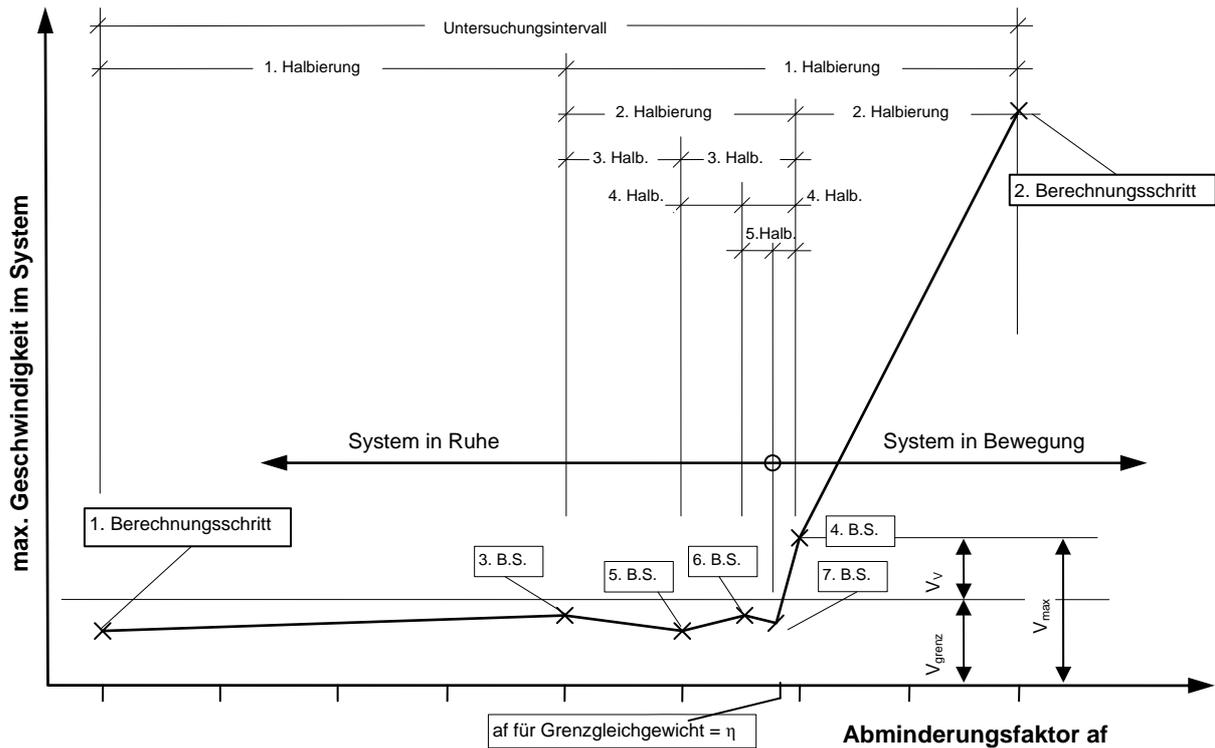


Abb. 3.8: Intervallhalbierungsmethode zur Ermittlung eines Sicherheitsfaktor; charakteristisches Bild des Bewegungszustands (Roth, 1999)

Bei dieser Arbeit wird für eine ausreichend genaue Bestimmung des Gleichgewichts das Intervall neunmal an einem sehr feinen Netz (25 x 25 cm) halbiert. Roth (1999) erläutert, daß bei Abminderungsfaktoren, die zu stabilen Zuständen führen, die max. Geschwindigkeit des Systems bei $1 \cdot 10^{-8}$ bis $1 \cdot 10^{-7}$ m/s liegt. Als Grenzgeschwindigkeit wird die zehnfach überhöhte Geschwindigkeit der Geschwindigkeit des gewählten Referenzpunktes zufolge der ersten Abminderung gewählt.

$$v_{\text{grenz}} = 10 \cdot v_{\text{max},1} \tag{3.11}$$

v_{grenz}Grenzgeschwindigkeit

$v_{\text{grenz},1}$ maximale Geschwindigkeit im System, die sich aus dem ersten Berechnungsschritt ergibt (ca. $1 \cdot 10^{-7}$)

In der vorliegenden Arbeit ist der gewählte Referenzpunkt bei jedem Modell der rechte Ulmenpunkt. Die Grenzgesewindigkeit variiert je nach den in Kapitel 4 untersuchten Modellen zwischen $1 \cdot 10^{-8}$ (Tunnelausbruch mit Spritzbetonschale) bis $2 \cdot 10^{-5}$ (tiefliegender Tunnel).

4 UNTERSUCHTE MODELLE

4.1 Einleitung

Die numerische Untersuchung von Scherbrüchen an Tunnelulmen umfaßt fünf Modelle. Die Modelle werden aus den in Kapitel 3.3. beschriebenen Modellen 1 und 2 entwickelt. Modell 1 beschreibt einem Druckversuch unter biaxialer Belastung. Aus Modell 2, das natürliche Verhältnisse beschreibt, werden vier Modellvarianten entwickelt – es sind dies die Modelle 2A, 2B, 2C und 2D. Die fünf Modelle werden wie folgt bezeichnet:

- **Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung**
- **Modell 2A – natürliche Verhältnisse, kreisrunder Ausbruchsquerschnitt**
- **Modell 2B – natürliche Verhältnisse, Ausbruch mit flachem Sohlgewölbe**
- **Modell 2C – natürliche Verhältnisse, Ausbruch mit Spritzbetonausbau**
- **Modell 2D – natürliche Verhältnisse, tiefliegender Tunnel**

Der Spannungszustand der Modelle vor Tunnelausbruch entspricht einem richtungsbetontem Primärdruck, bei dem die Vertikalspannung σ_V dreimal so groß ist wie Horizontalspannung σ_H . Die Vertikalspannung ist das Produkt der Wichte des Gebirges γ [kN/m³] mit der Überlagerungshöhe [m]. Die Modelle 2A, 2B und 2C beschreiben Verhältnisse, die sich aus einer Gebirgsüberlagerung von 80 m oberhalb der Tunnelachse ergeben (bezugnehmend auf die Verhältnisse des in Kapitel 1.1. beschriebenen Vortriebs im Ganzsteintunnel). Als Gegensatz zu einem Tunnel mit relativ geringer Überlagerung von 80 m beschreibt Modell 2D einen relativ tiefliegenden Tunnel, dessen Überlagerung 700 m beträgt. Die Modelle 2A, 2B, 2C und 2D sind am unteren Rand vertikal und horizontal unverschieblich und an den Seitenrändern vertikal verschieblich und horizontal unverschieblich gelagert.

Die im Zuge des Berechnungsvorganges der einzelnen Modelle verwendeten Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel basieren auf Grenzgleichgewichtsberechnungen (siehe Kapitel 3.4 und 3.5). Dabei wird an dem jeweiligem Modell unmittelbar nach erfolgtem Tunnelausbruch Kohäsion und Reibungswinkel mit Hilfe der Methode der Festigkeitsreduktion bestimmt. Die so gewonnenen Festigkeitsparameter werden für die Berechnungen sehr leicht reduziert und erhöht (um ca. 0,5° für den Reibungswinkel und ca. 0,5 Pa für die Kohäsion). Dadurch entstehen eine untere Schranke mit Parametern knapp unter dem Grenzgleichgewicht und eine obere Schranke mit Parametern knapp oberhalb des Grenzgleichgewichts. Die Berechnungen der

untersuchten Modelle beziehen sich ausschließlich auf die untere Schranke um ein fortschreitendes Versagen möglichst gut darzustellen.

Die Berechnungen der Spannungs- und Verschiebungszustände erstrecken sich jeweils über 20000 Rechenschritte. Die Beschreibung des Modellverhaltens erfolgt anhand von Ausgaben eines frühen Zustandes, 1000 Rechenschritte nach Vollausbuch des Tunnels und an Ausgaben eines späten Zustandes nach 20000 Rechenschritten. Bei Modell 2C wird das Systemverhalten mit Ausgaben nach 500 und 600 Rechenschritten nach Tunnelausbruch erfaßt. Tabelle 4.1 gibt einen Überblick auf die untersuchten Modelle, die verwendeten Materialparameter und Randbedingungen.

	Kohäsion	Reibung-	Überlagerung	Rand-	Tunnel-
	[Pa]	winkel, [°]	[m]	fixierungen	ausbau
Modell 1	88000	33	80	nein	nein
Modell 2A	78000	31	80	ja	nein
Modell 2B	81000	32	80	ja	nein
Modell 2C	24000	14	80	ja	ja
Modell 2D	295000	36	700	ja	nein

Tab.:4.1: Übersicht der untersuchten Modelle mit verwendeten Materialparametern und Randbedingungen

4.2 Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung

4.2.1 Modellgeometrie und Materialparameter

Modell 1 beschreibt einen Druckversuch unter biaxialer Belastung an einem quadratischen Modell (Abb. 4.1) in dessen Mitte sich ein kreisrunder Hohlraum mit einem Durchmesser von 10 m befindet. Die vertikale und horizontale Belastung dieses Modells wurde aus den örtlichen Gegebenheiten des unter Kapitel 1.1. erläuterten Ganzsteintunnel-Vortriebes hergeleitet. Demnach beträgt die Überlagerungshöhe von Tunnelachse bis zur Geländeoberkante 80 m und die Distanz vom oberen Modellrand bis zur Geländeoberkante 40 m. Die Vertikalbelastung am Modell σ_v berechnet sich aus der Höhe von 40 m und einer Wichte von 27 kN/m³ zu 1080 kN/m² bzw. 1,08 MPa. Die Horizontalbelastung σ_H beträgt ein Drittel der Vertikalbelastung (0,36 MPa).

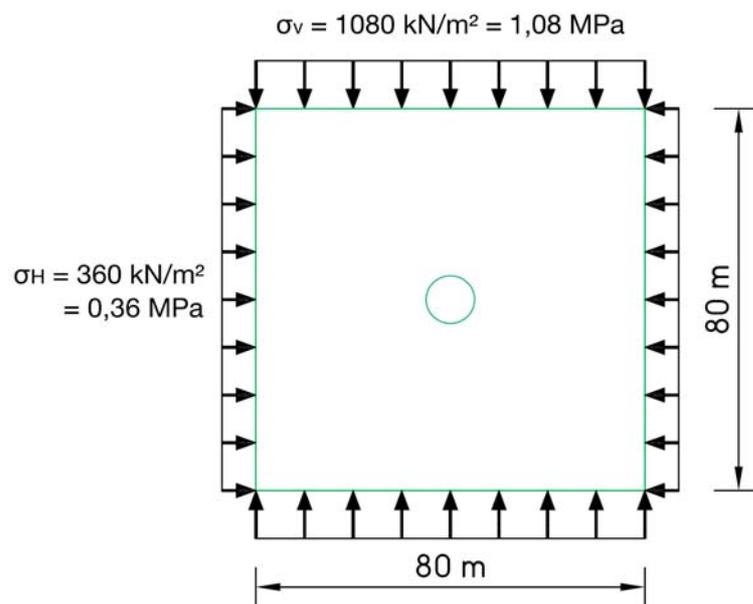


Abb. 4.1: Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung

Tabelle 4.2 beinhaltet die mit Hilfe der Methode der Festigkeitsreduktion berechneten Parameter Kohäsion und Reibungswinkel. Nach mehrmaliger Variation der Parameter im Zuge der Modellberechnungen stellte es sich heraus, daß die Werte von Kohäsion und Reibungswinkel im Bezug auf den Zustand des Grenzgleichgewichts bei diesem Modell zwischen 88000 Pa und 89000 Pa beziehungsweise zwischen 33° und 34° liegen. Aus diesem Grund werden eine Kohäsion von 88000 Pa und ein Reibungswinkel von 33° (als untere Schranke) für die Berechnungen herangezogen. Tabelle 4.3 beinhaltet die bei Modell 1 verwendeten Materialparameter.

Die einaxiale Druckfestigkeit des Gebirges hängt von der Kohäsion und dem Reibungswinkel ab und kann mit Gl. 4.1 berechnet werden. Bei Einsetzen der Werte der Kohäsion und Reibungswinkel aus Tab. 4.3 beträgt die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit 0,324 MPa.

$$\sigma_D = c \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.1)$$

Reibungswinkel	φ	34,97	°
Kohäsion	c	89519	Pa

Tab. 4.2: Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsberechnung

Wichte	Belastung	Belastung	Querdehn	E-	Reib.-	Kohäsion	einaxial.
Gebirge	σ_V	σ_H	Zahl ν	modul	winkel, φ	c	Druckfestigkeit σ_D
[kN/m³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[Pa]	[°]	[Pa]	[MPa]
2700	1,08	0,36	0,25	10 ⁹	33	88000	0,324

Tab. 4.3: Modell 1 – verwendete Materialparameter

4.2.2 Ergebnisse

Auf den Abb. 4.2 bis 4.14 wird der nach Tunnelausbruch statt findende Spannungsumlagerungsvorgang und ein damit verbundener Versagensmechanismus von einem frühen zu einem späten Zustand hin beschrieben. Im frühen Zustand kommt es an den Tunnelulmen zu einer Überschreitung der einaxialen Gebirgsdruckfestigkeit. Auf Abb. 4.6 ist das Gebirge im Bereich der Ulmen infolge der Überbeanspruchung von Zerschörungen betroffen.

Bei Übergang zum späten Zustand sind an den Ulmen keilförmige Scherbruchkörper vollständig ausgebildet (Abb. 4.7). Darüber hinaus treten lange Scherflächen auf („konjugierte Mohr-Coulombsche Brüche“), die von den Spitzen der keilförmigen Scherbruchkörper bis fast zum oberen und unteren Modellrand reichen. Bei Betrachtung von Abb. 4.8 und 4.9 sowie von Abb. 4.12 bis 4.14 erkennt man, daß nach Ausbildung der Scherbruchkörper an den Tunnelulmen die Horizontalverschiebungen in diesen Bereichen zunehmen und größer als die Vertikalverschiebungen in der Firste und Sohle sind. Abb. 4.13 zeigt auch, daß gegen den späten Zustand das Gebirge sehr deutlich bei den Ulmen in horizontaler Richtung in den Hohlraum gedrückt wird.

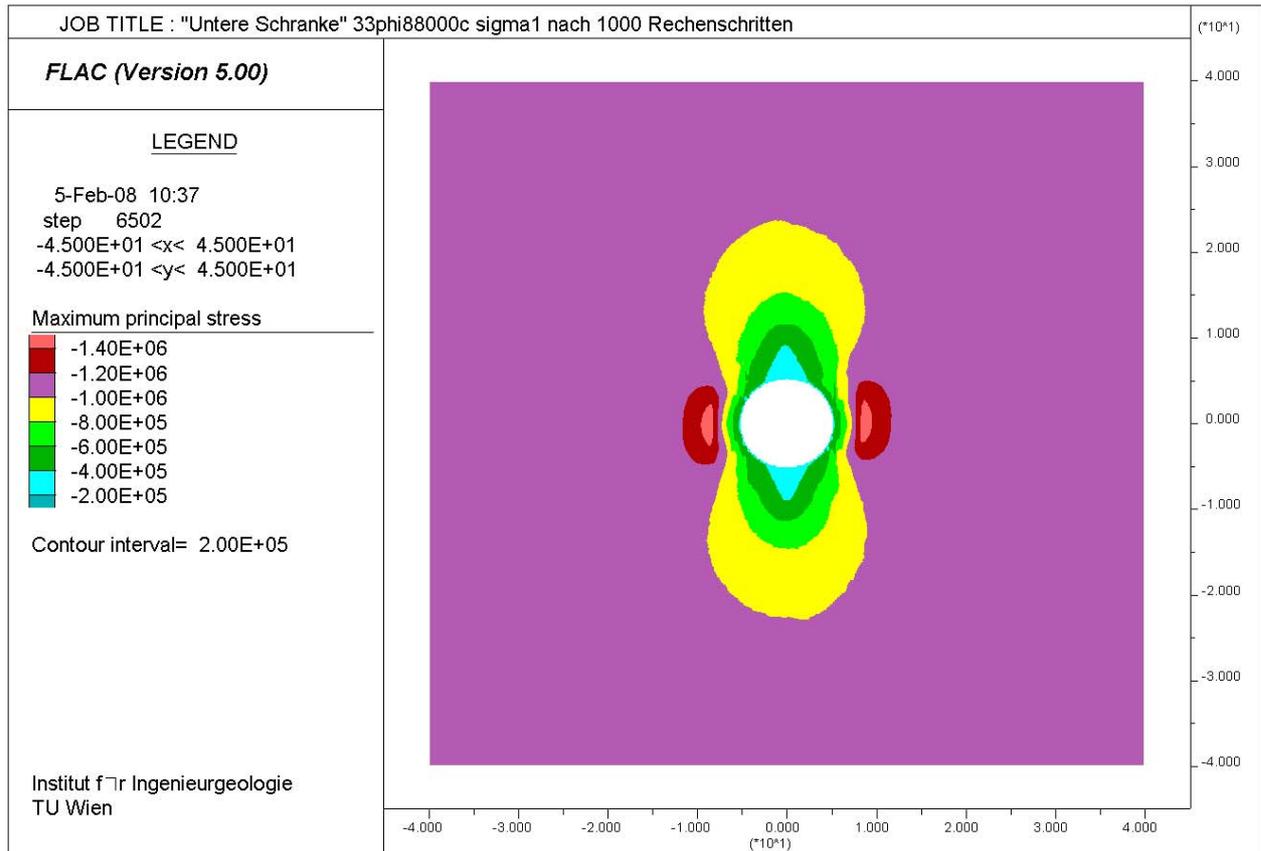


Abb. 4.2: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_V bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

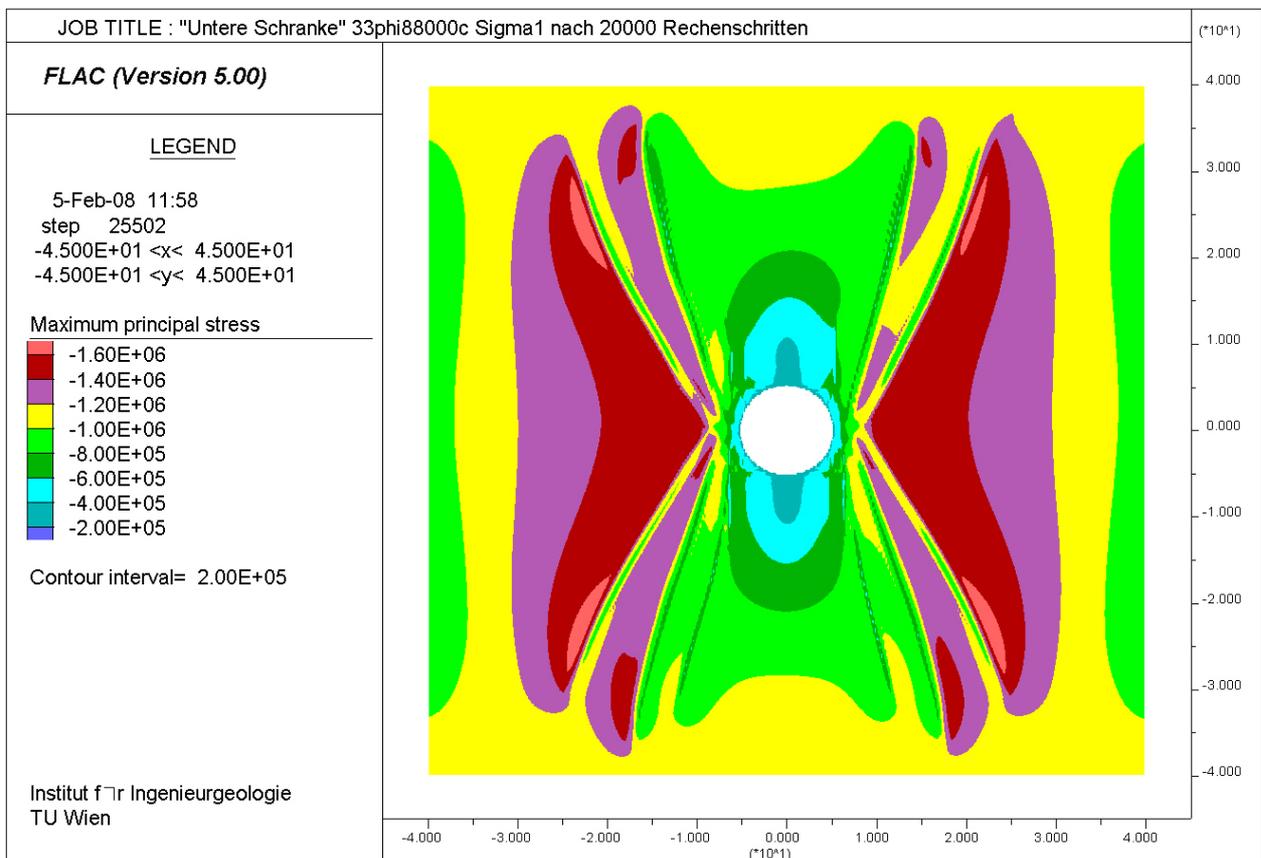


Abb. 4.3: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_V bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

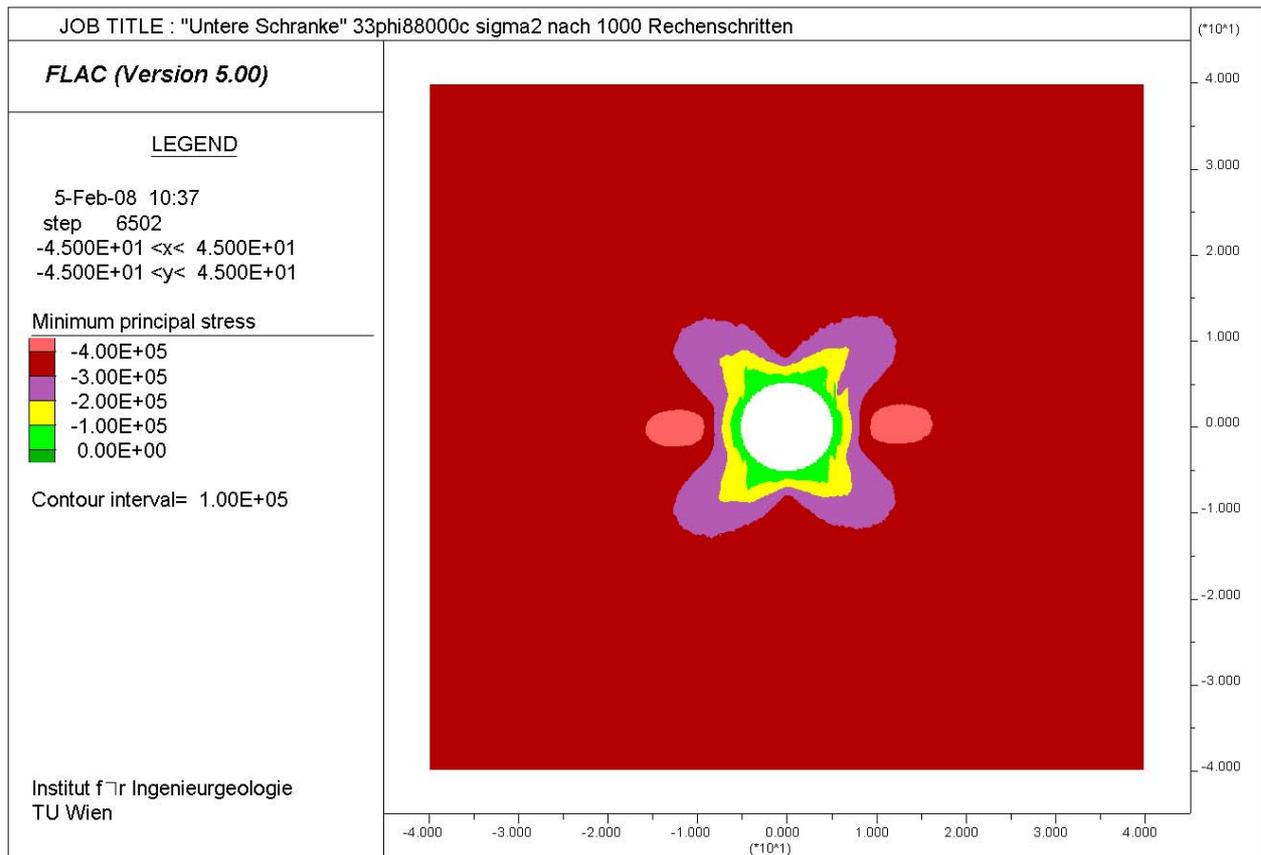


Abb. 4.4: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

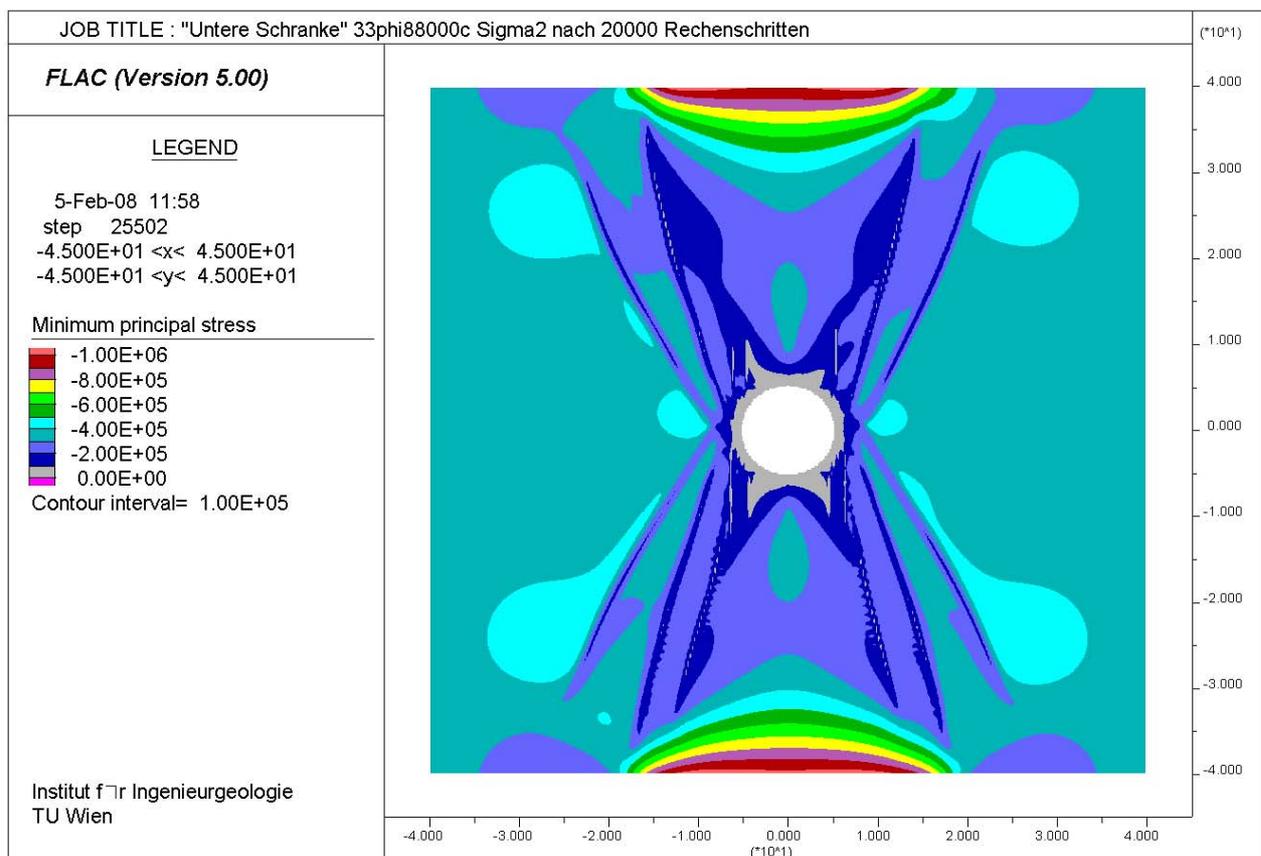


Abb. 4.5: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

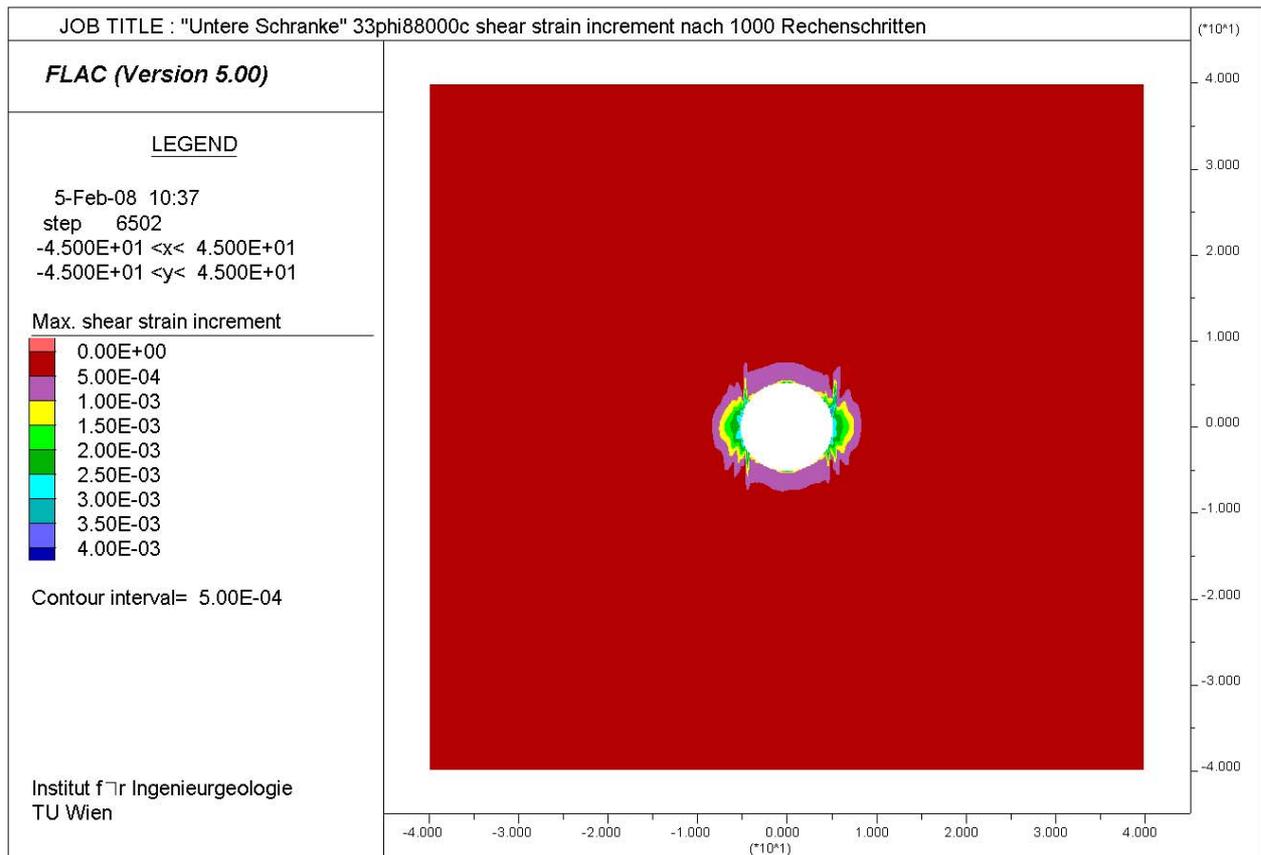


Abb. 4.6: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

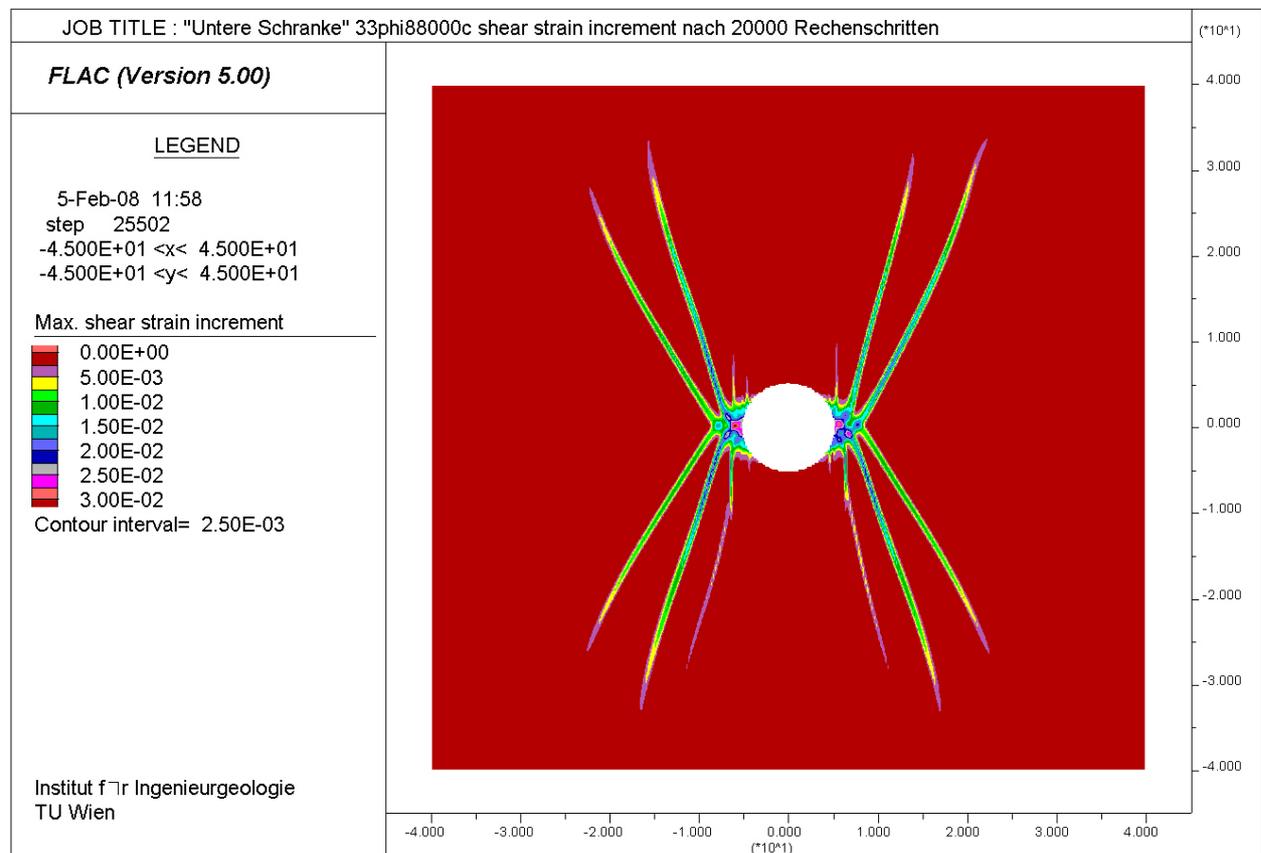


Abb. 4.7: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

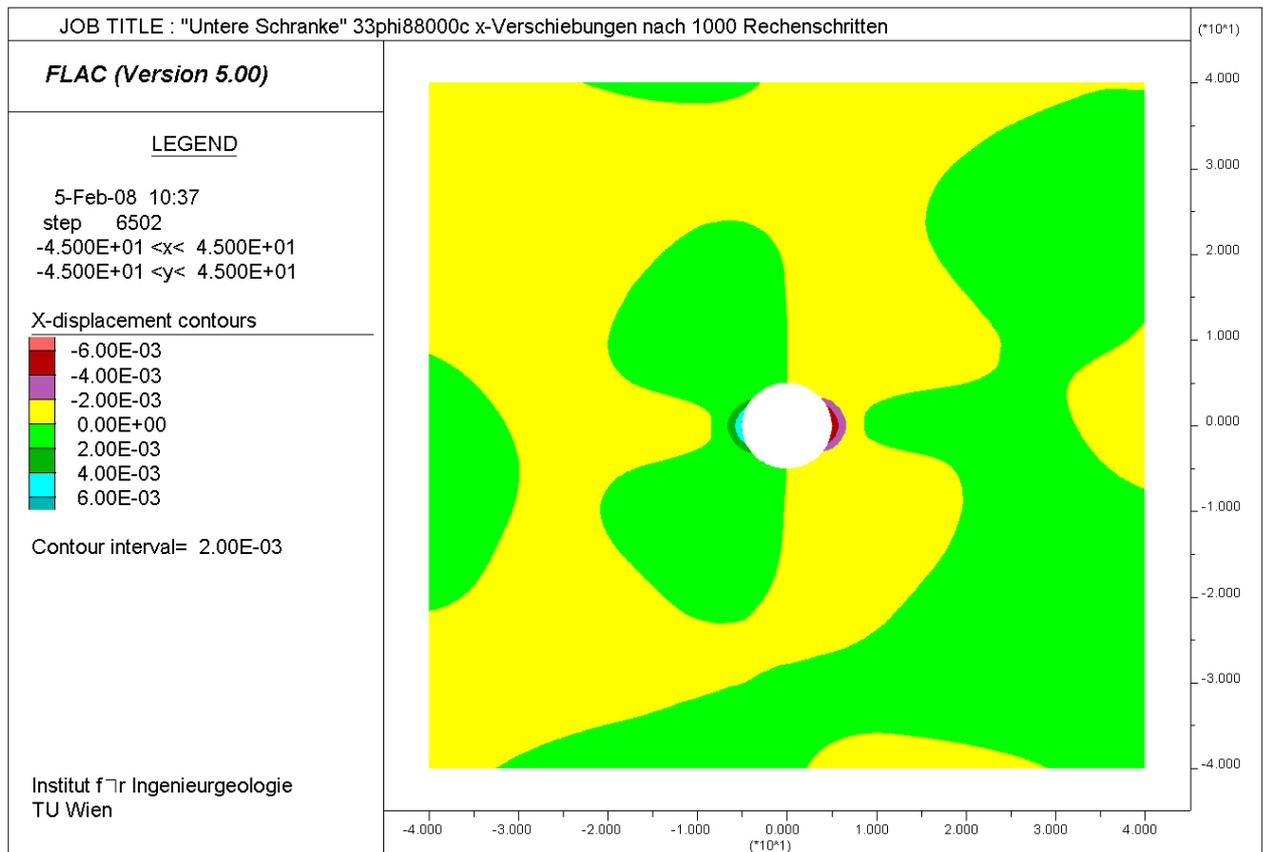


Abb. 4.8: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

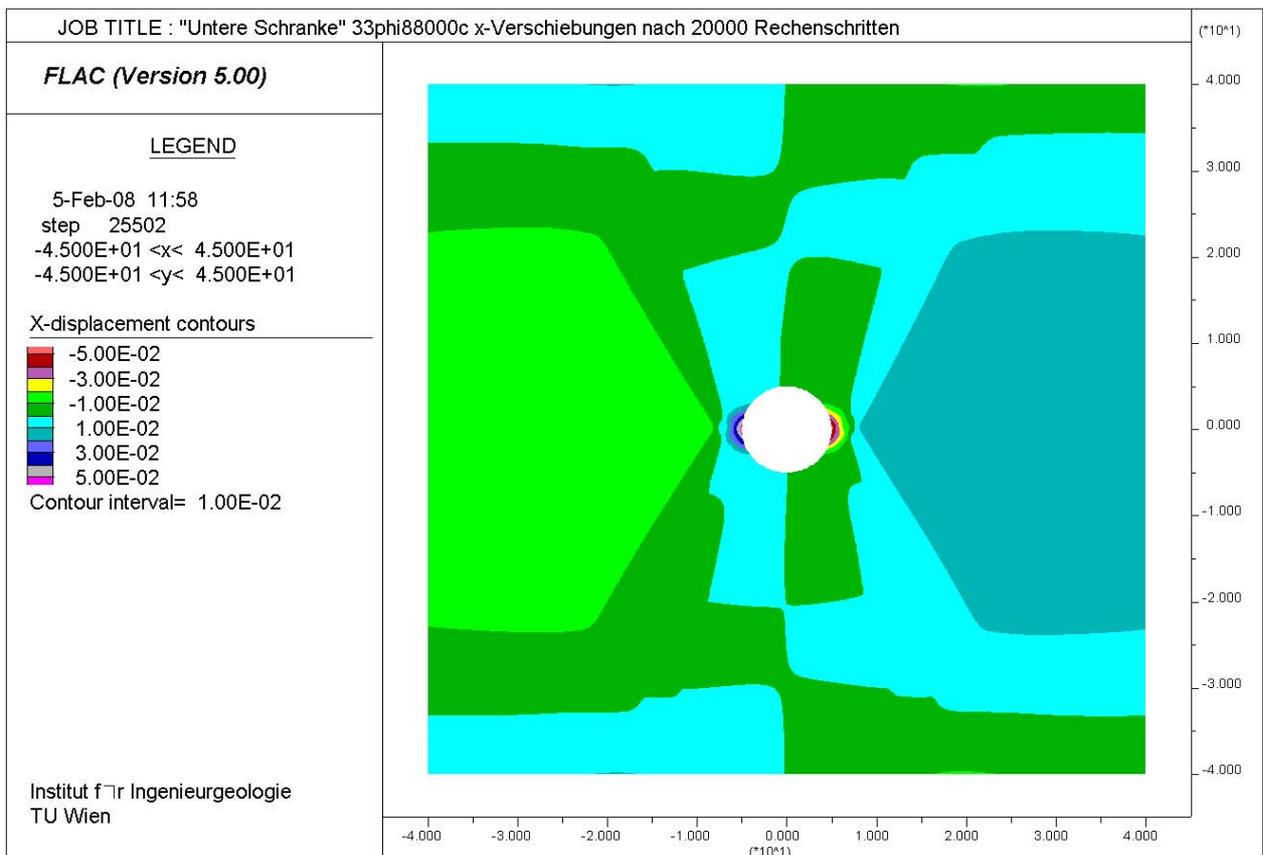


Abb. 4.9: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

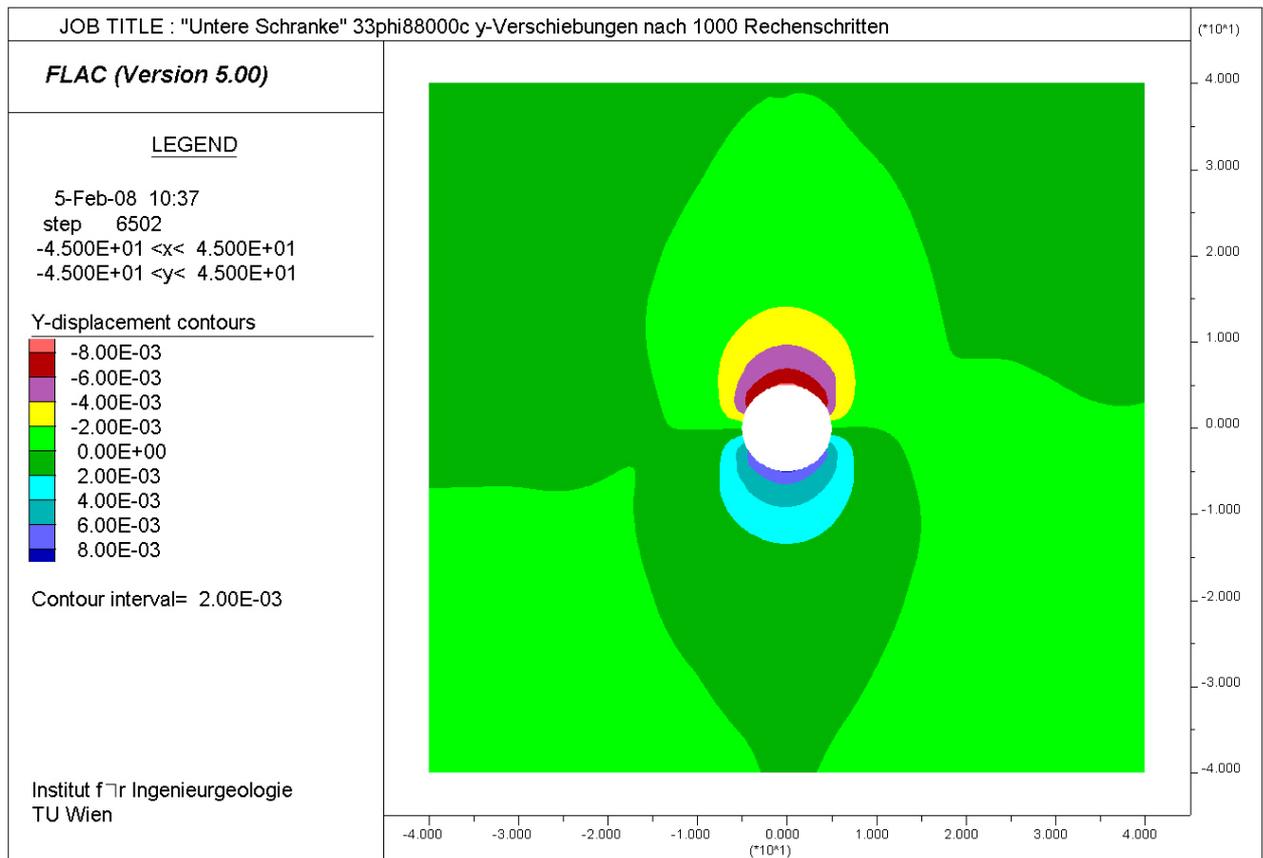


Abb. 4.10: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

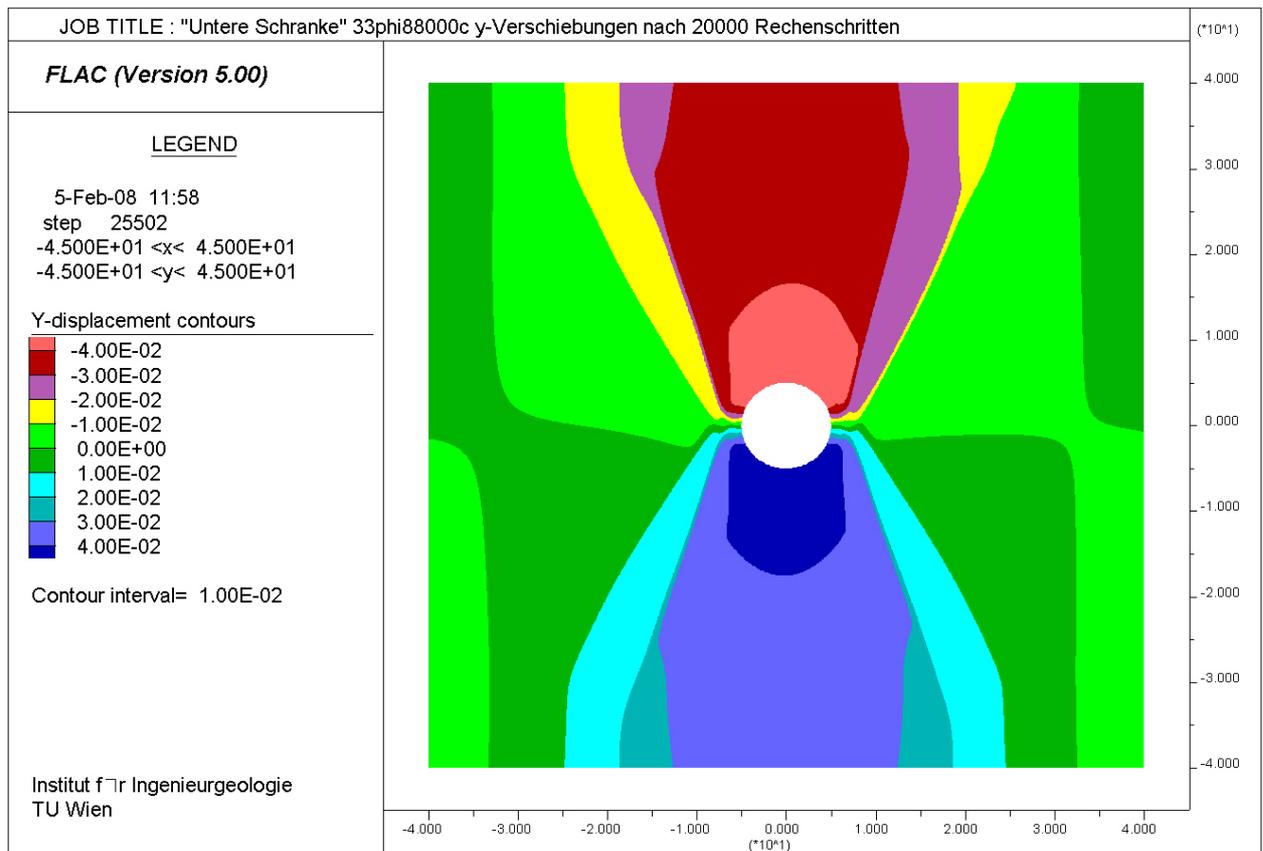


Abb. 4.11: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

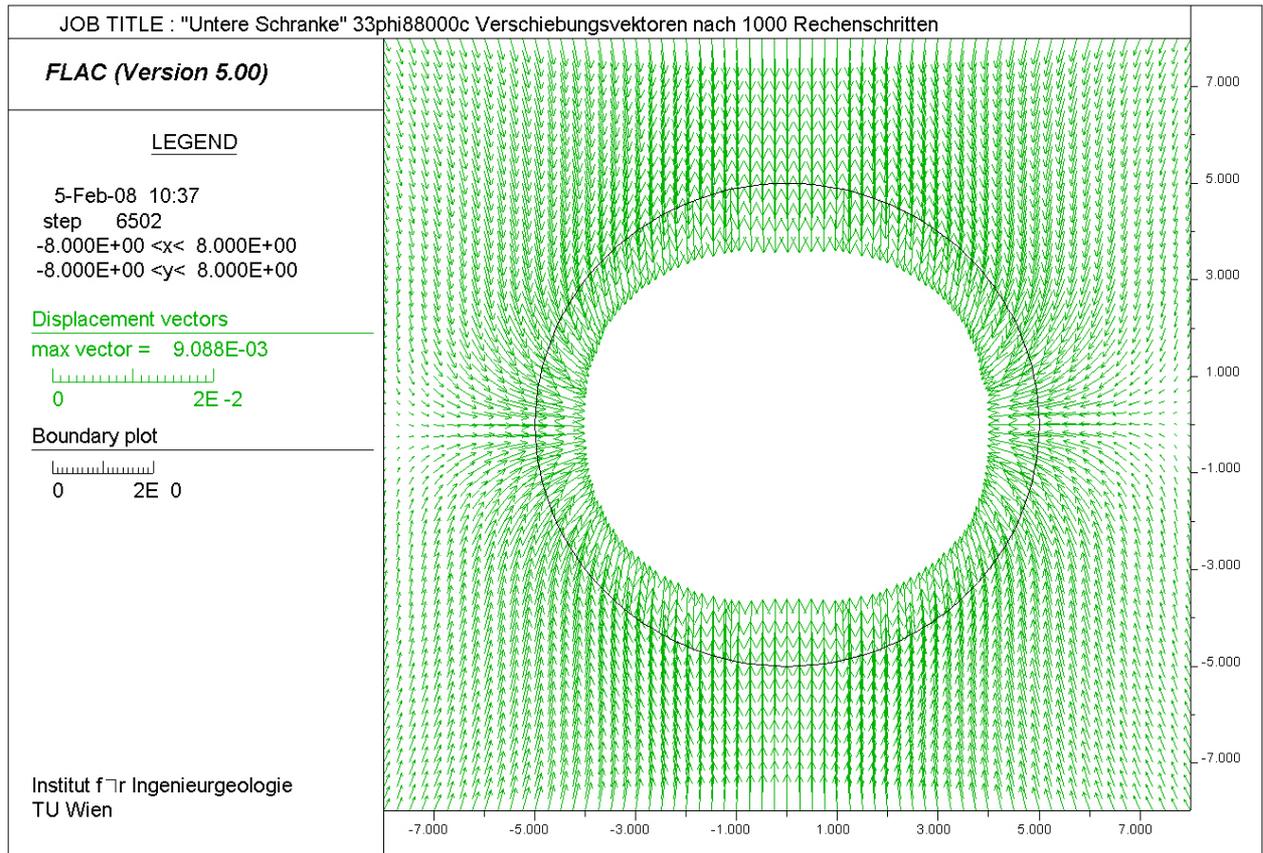


Abb. 4.12: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

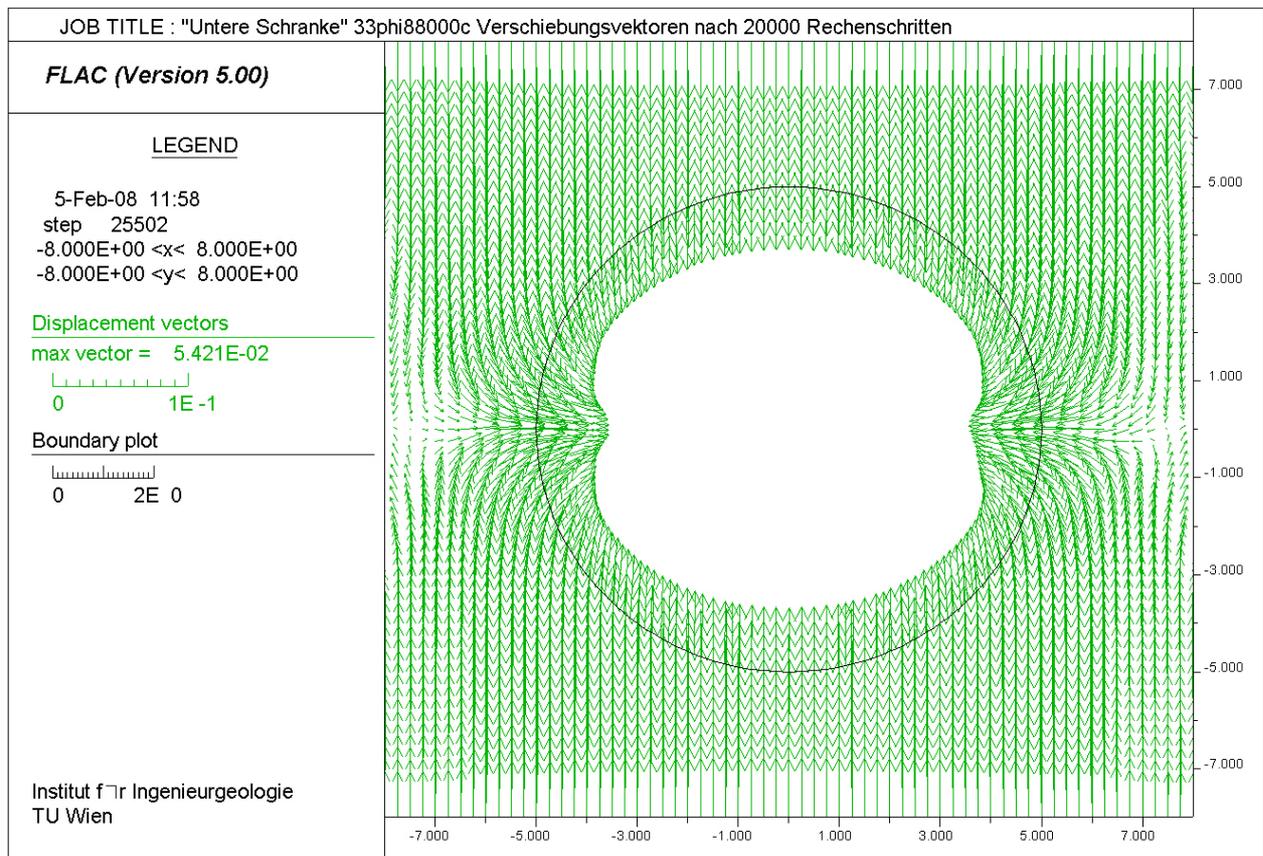


Abb. 4.13: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

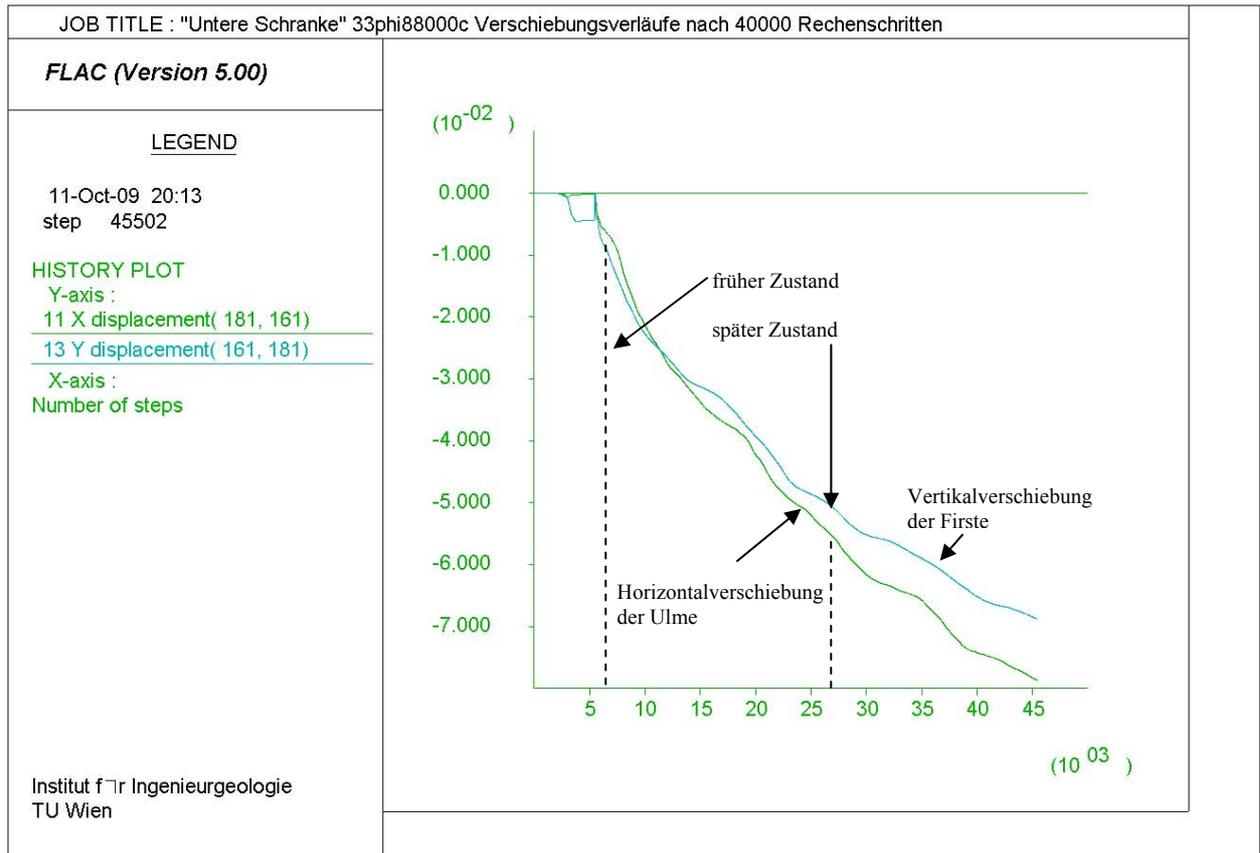


Abb. 4.14: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firspunktes (blau),

4.3 Modell 2A – natürliche Verhältnisse, kreisrunder Ausbruchsquerschnitt

4.3.1 Modellgeometrie und Materialparameter

Modell 2A beschreibt das Verhalten eines Tunnelausbruchs unter natürlichen Verhältnissen. Es bezieht sich auf den im Kapitel 1.1 beschriebenen Tunnelvortrieb bei einer Überlagerungshöhe von 80 m über der Tunnelachse. Der in der Mitte des Modells befindliche Tunnelquerschnitt ist kreisrund und hat einen Durchmesser von 10 m. Basierend auf der Überlagerungshöhe und einer Wichte des Gebirges von 27 kN/m^3 beträgt die Vertikalspannung σ_v auf Niveau der Tunnelachse 2160 kN/m^2 bzw. $2,16 \text{ MPa}$. Dafür wird das Modell an seinem oberen Rand einer Vertikalbelastung von 1080 kN/m^2 bzw. $1,08 \text{ MPa}$ ausgesetzt (Abb. 4.15). Sie resultiert aus der Wichte multipliziert mit einer Überlagerungshöhe von 40 m (entspricht der Distanz vom oberen Modellrand bis zur Geländeoberkante). Innerhalb der Modellgrenzen ist die Gravitation aktiviert. Bei Berücksichtigung der Querdehnzahl von 0,25 im beim Berechnungsablauf erhält man ein Seitendruckverhältnis von $1/3$.

Auf Abb. 4.15 sind die horizontal unverschiebliche Lagerungen der Modellseitenränder sowie der vertikal und horizontal unverschiebliche untere Modellrand zu erkennen. Tabelle 4.4 beinhaltet die Festigkeitsparameter am Grenzgleichgewicht des gegenständlichen Modells und Tabelle 4.5 die verwendeten Materialparameter. Die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit erhält man durch einsetzen der Festigkeitsparameter in Gl. 4.1.

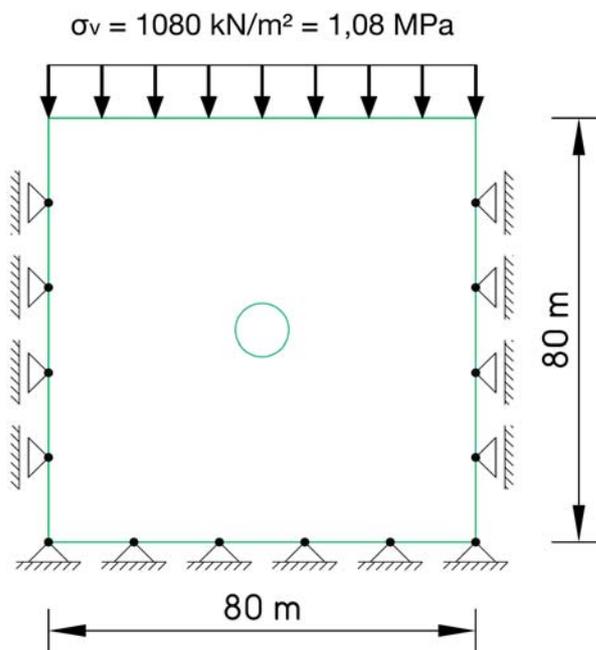


Abb. 4.15: Modell 2A – natürliche Verhältnisse, kreisrunder Ausbruchsquerschnitt

Reibungswinkel	φ	31,53	°
Kohäsion	c	78528	Pa

Tab. 4.4: Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsberechnungen

Wichte	Belastung	Querdehn-	E-	Reib.-	Kohäsion	einaxial.
Gebirge	σ_v	Zahl ν	modul	winkel, φ	c	Druckfestigkeit σ_D
[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[Pa]	[°]	[Pa]	[MPa]
2700	1,08	0,25	10 ⁹	31	78000	0,275

Tab. 4.5: Modell 2A – verwendete Materialparameter

4.3.2 Ergebnisse

Abb. 4.16 bis 4.30 vermitteln einen Eindruck über den nach Ausbruch des Tunnels eintretenden Spannungsumlagerungsvorgang und einen dadurch eintretenden Versagensmechanismus von einem frühen Zustand zu einem späten Zustand. Im frühen Zustand überschreitet an den Tunnelrändern der Ulmen die Vertikalspannung die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit. Bedingt durch die Überbeanspruchung in diesem Bereich kommt es zu Scherbrüchen im Gebirge und auf Abb. 4.20 ist zu erkennen, daß dort keilförmige Scherbruchkörper entstehen. Nach deren vollständiger Ausbildung im nehmen die Horizontalverschiebungen in den Ulmen zu (Abb. 4.22). Die Horizontalverschiebungen in den Ulmen sind größer als die Vertikalverschiebungen in der Firste und Sohle (Abb. 4.24). In der Tunnelfirste und rechten Ulme kommt es zu Zugversagen (Ausgaben der plastifizierten Bereiche im frühen und späten Zustand, Abb. 4.28 und 4.29).

Im späten Zustand äußert sich das fortschreitende Versagen durch Bildung von langen Scherflächen, die zur Geländeoberkante orientiert sind und weit in das Gebirge reichen. Wie auf den Konturen der Abb. 4.21 zu erkennen ist, sind die Schubsverzerrungen an den Scherflächen größer als jene in den Scherbruchkörpern und treten daher optisch hervor. Abb. 4.25 zeigt, daß das Gebirge zwischen den Scherflächen und oberhalb der Firste beginnt sich an den Scherflächen in Richtung der größten Primärspannung abzusenken. Die Vertikalverschiebungen in der Firste nehmen zu. Das heißt, der Versagensmechanismus stellt sich um.

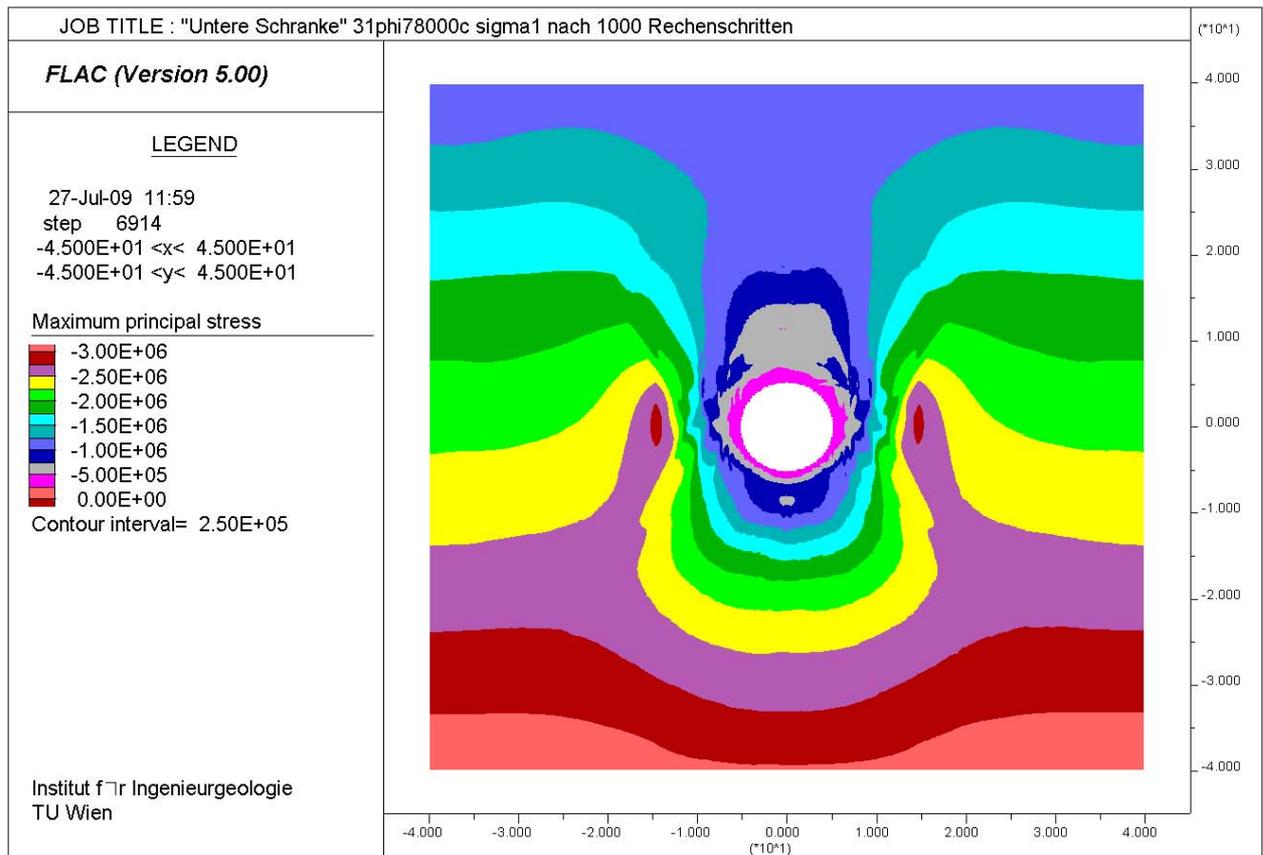


Abb. 4.16: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

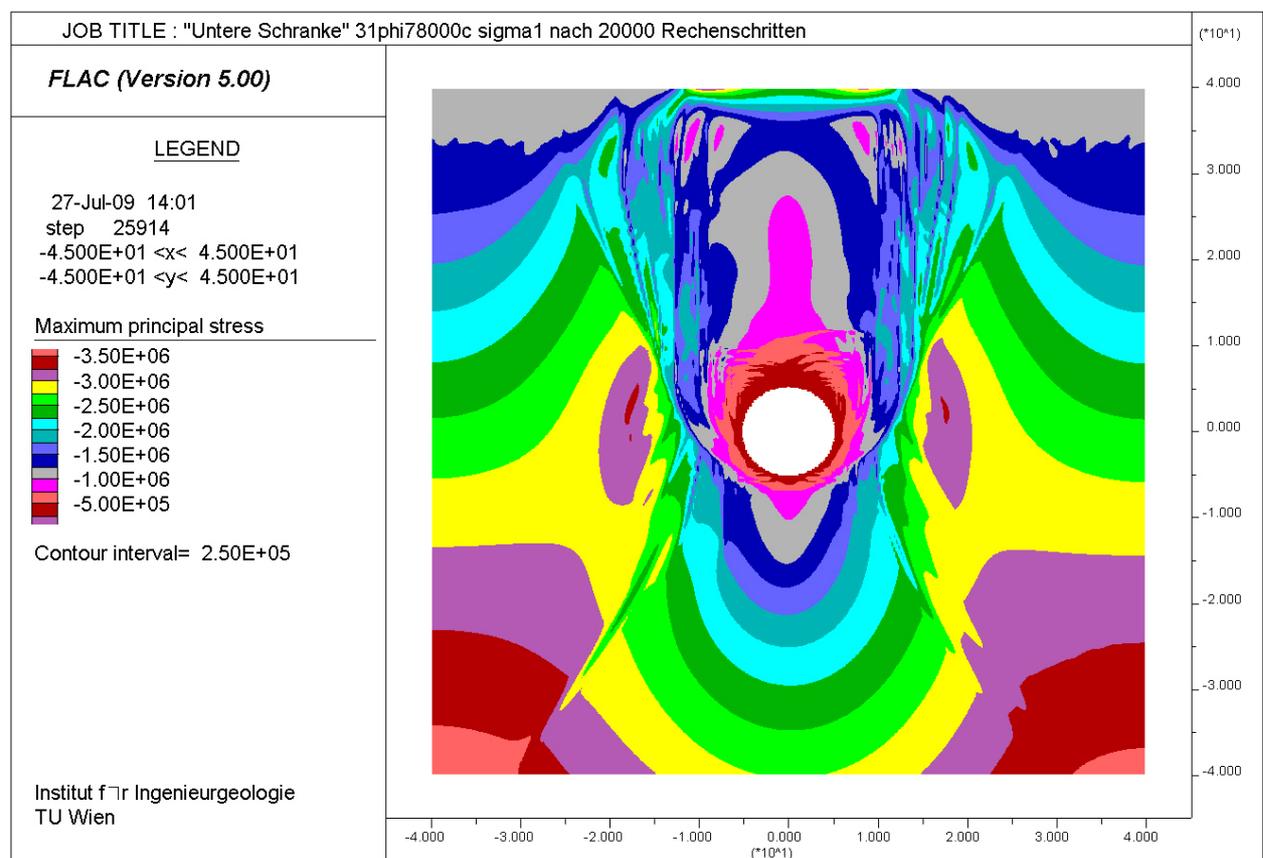


Abb. 4.17: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

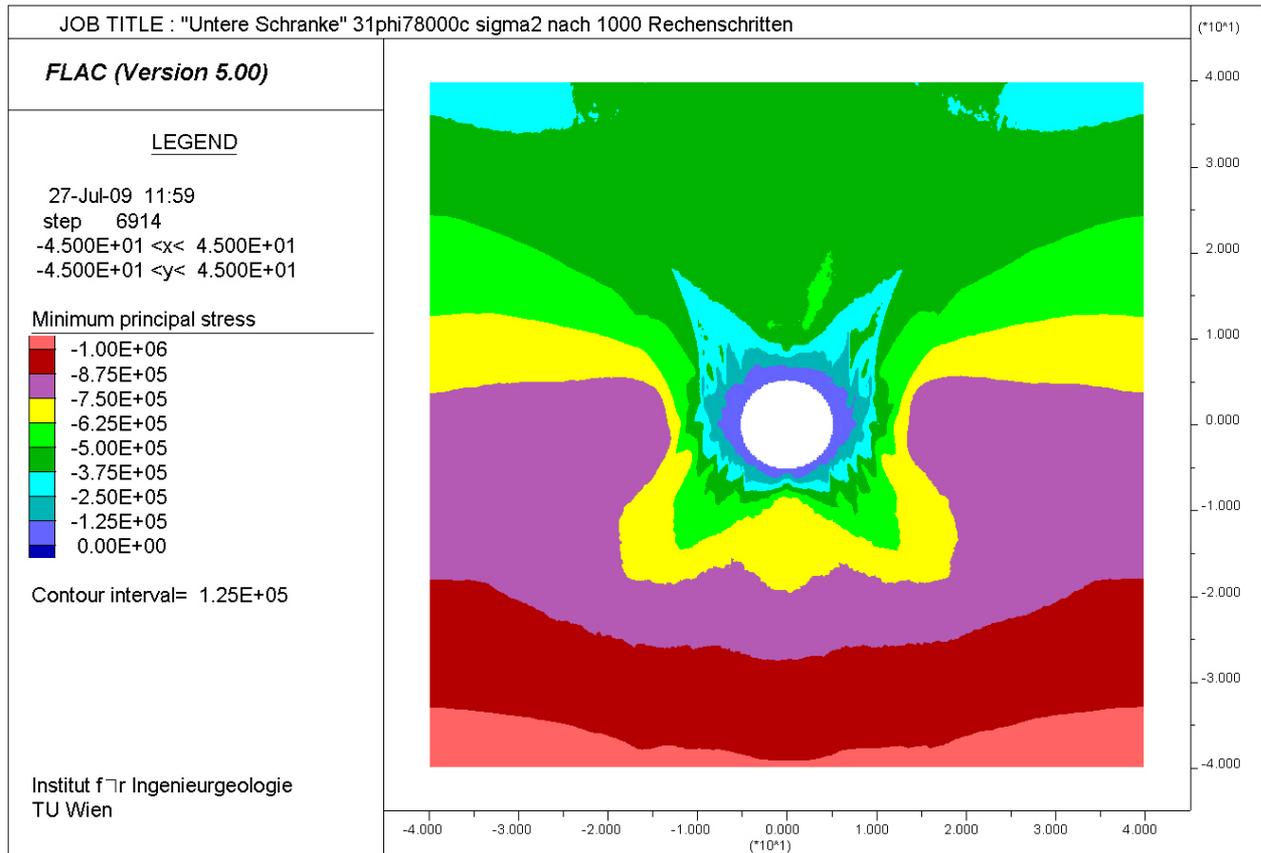


Abb. 4.18: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

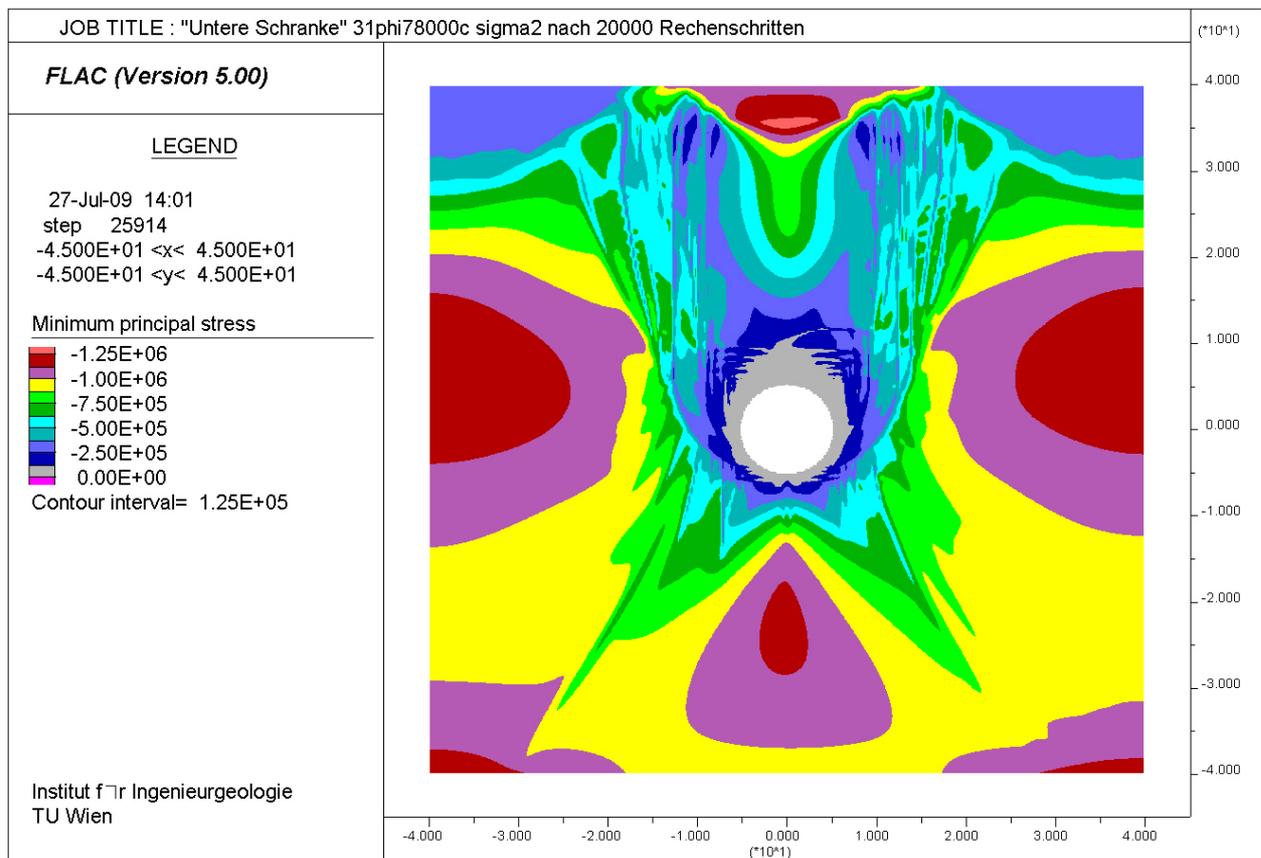


Abb. 4.19: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

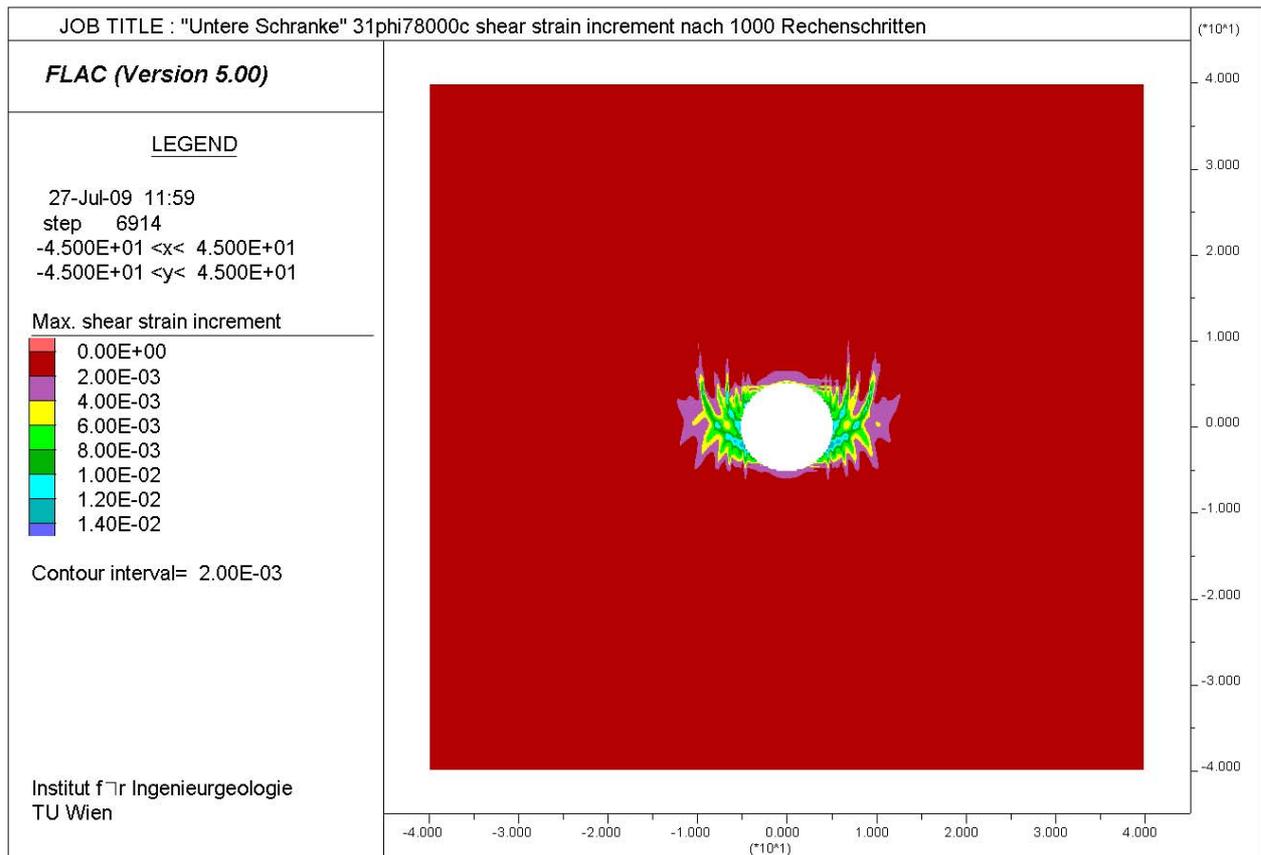


Abb. 4.20: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

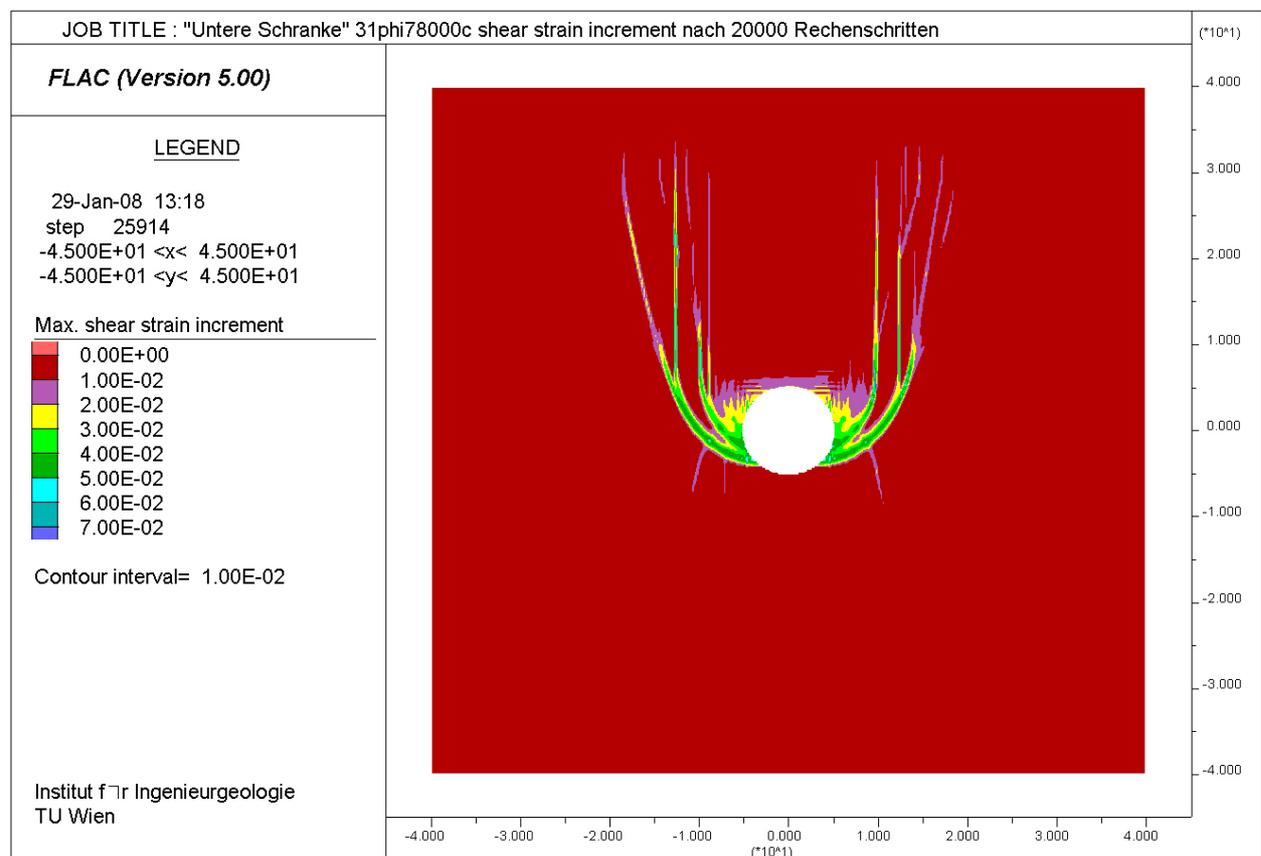


Abb. 4.21: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

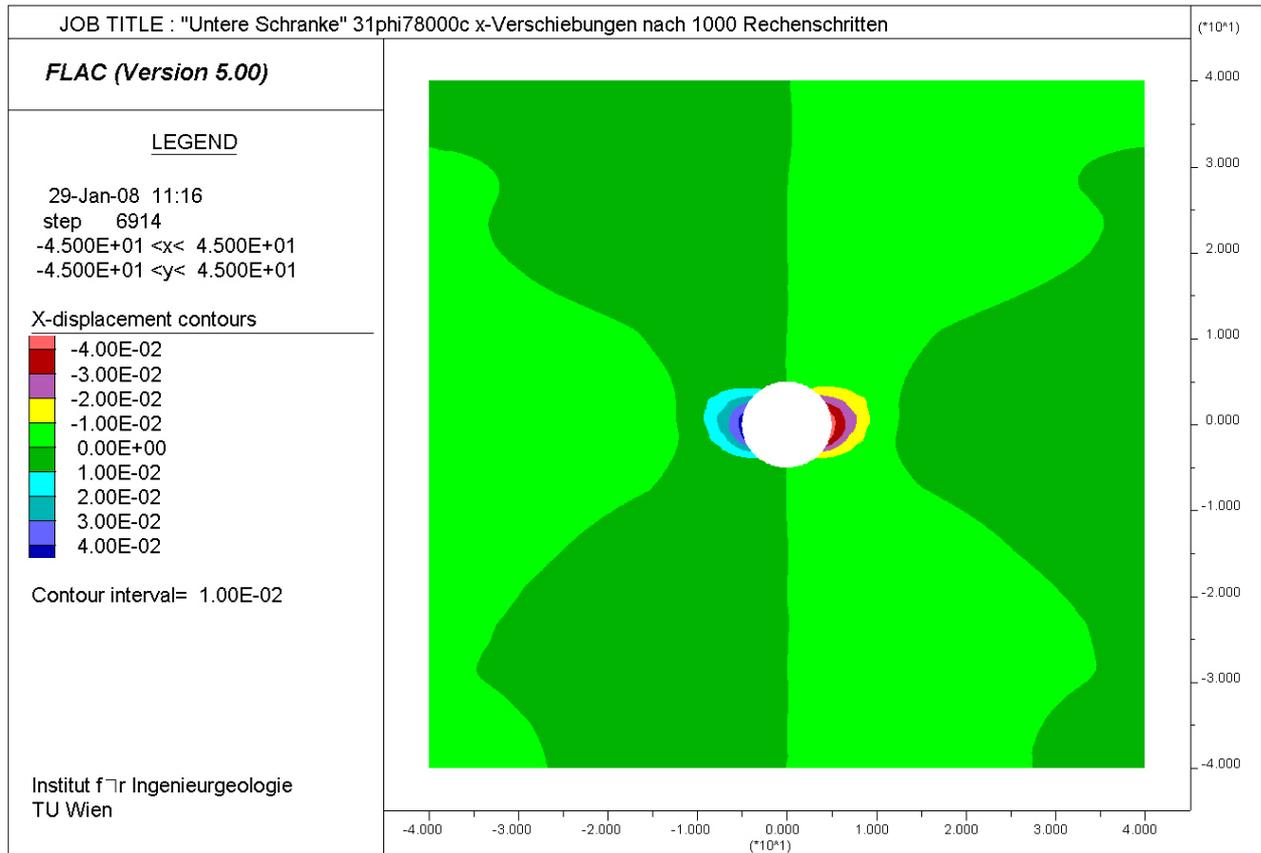


Abb. 4.22: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

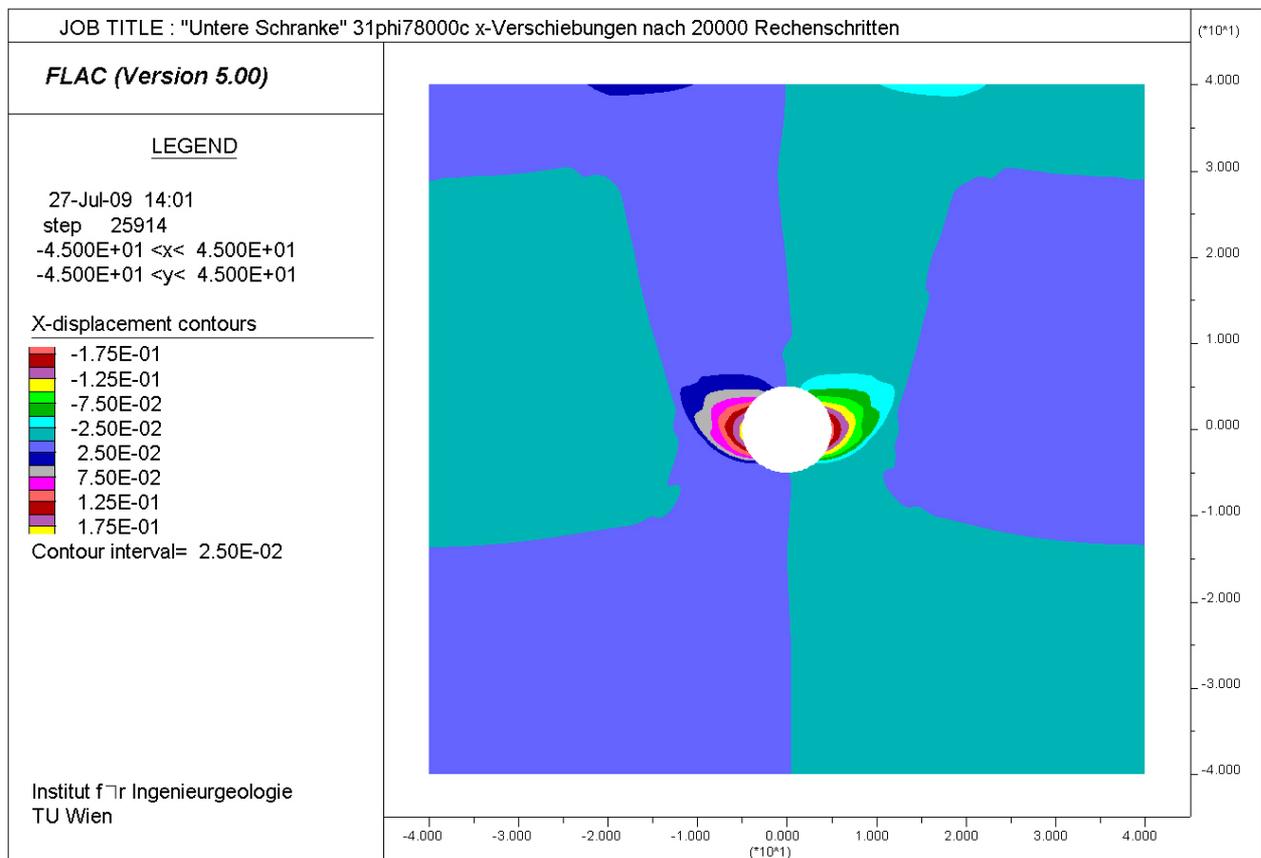


Abb. 4.23: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

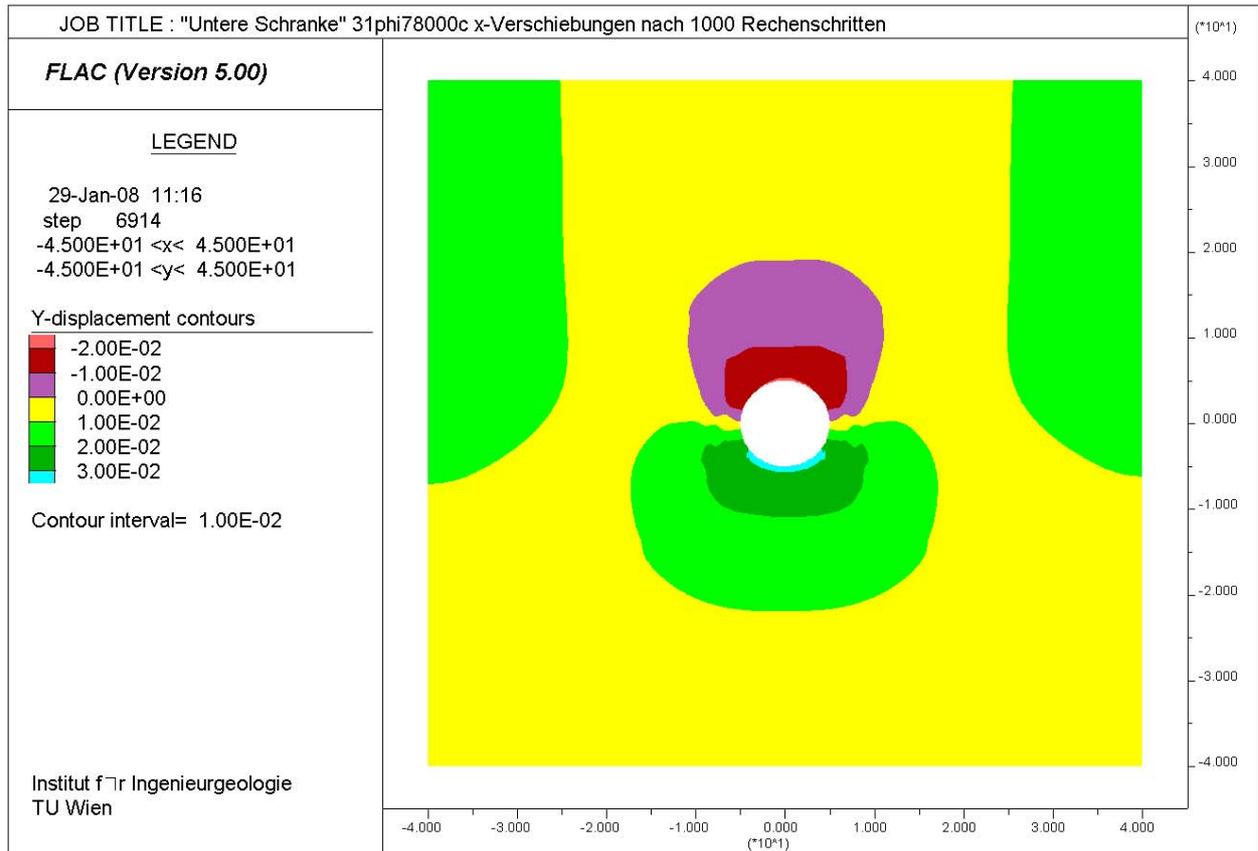


Abb. 4.24: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

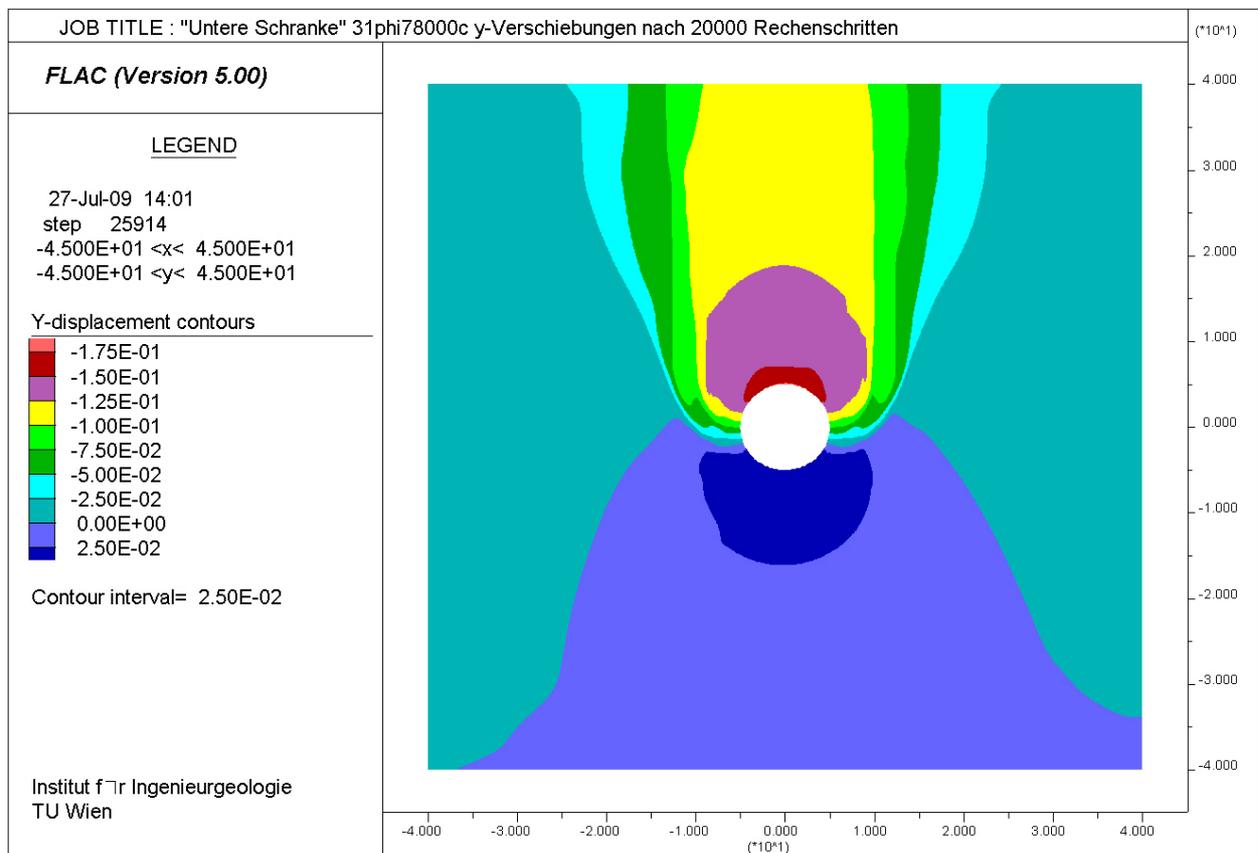


Abb. 4.25: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

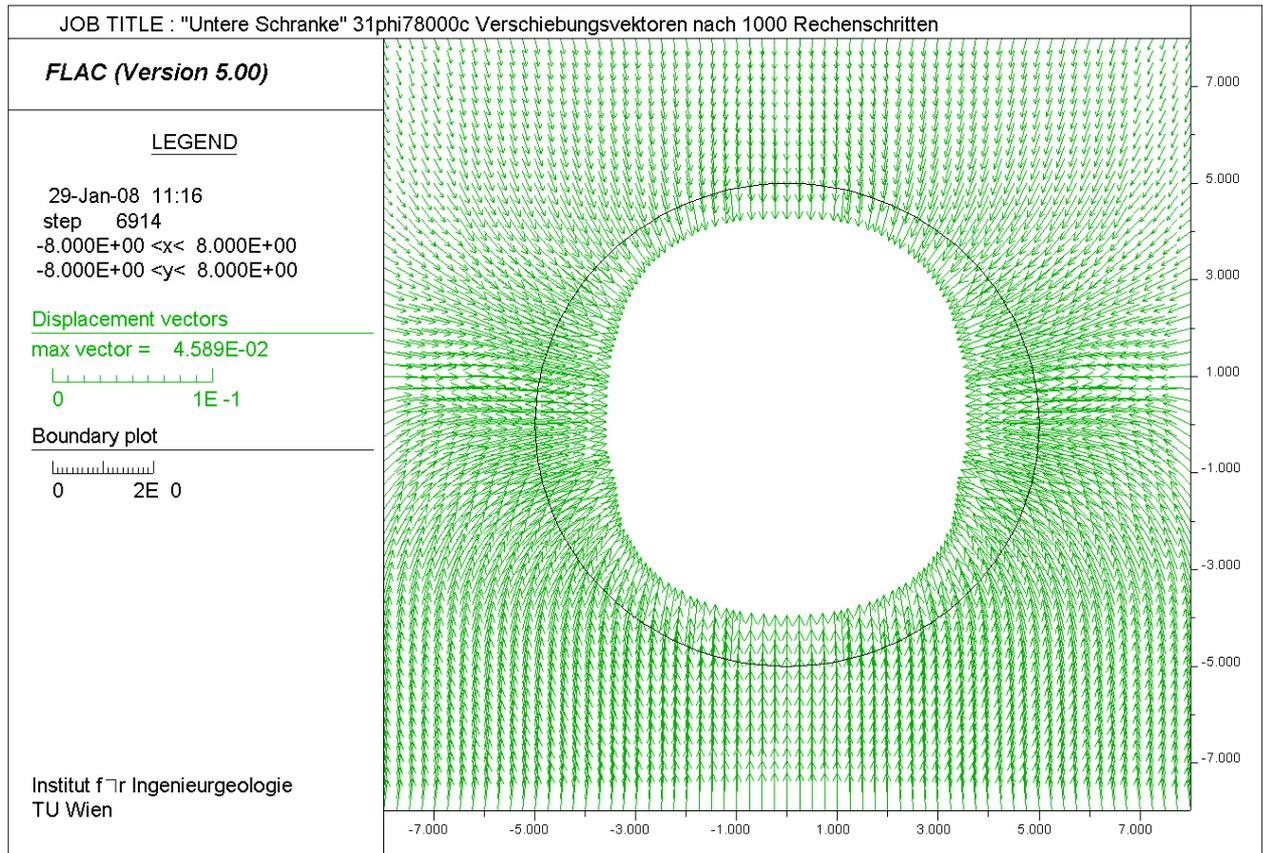


Abb. 4.26: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

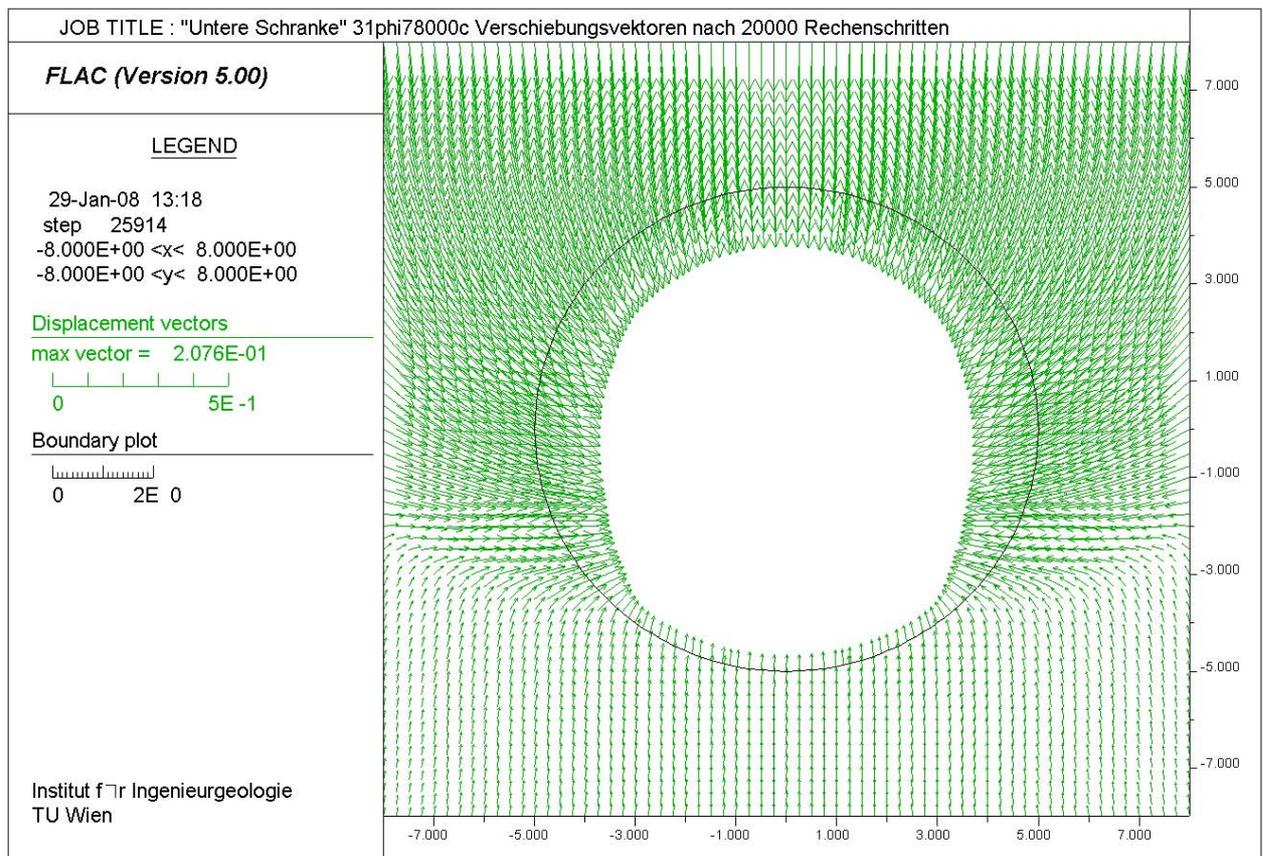


Abb. 4.27: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

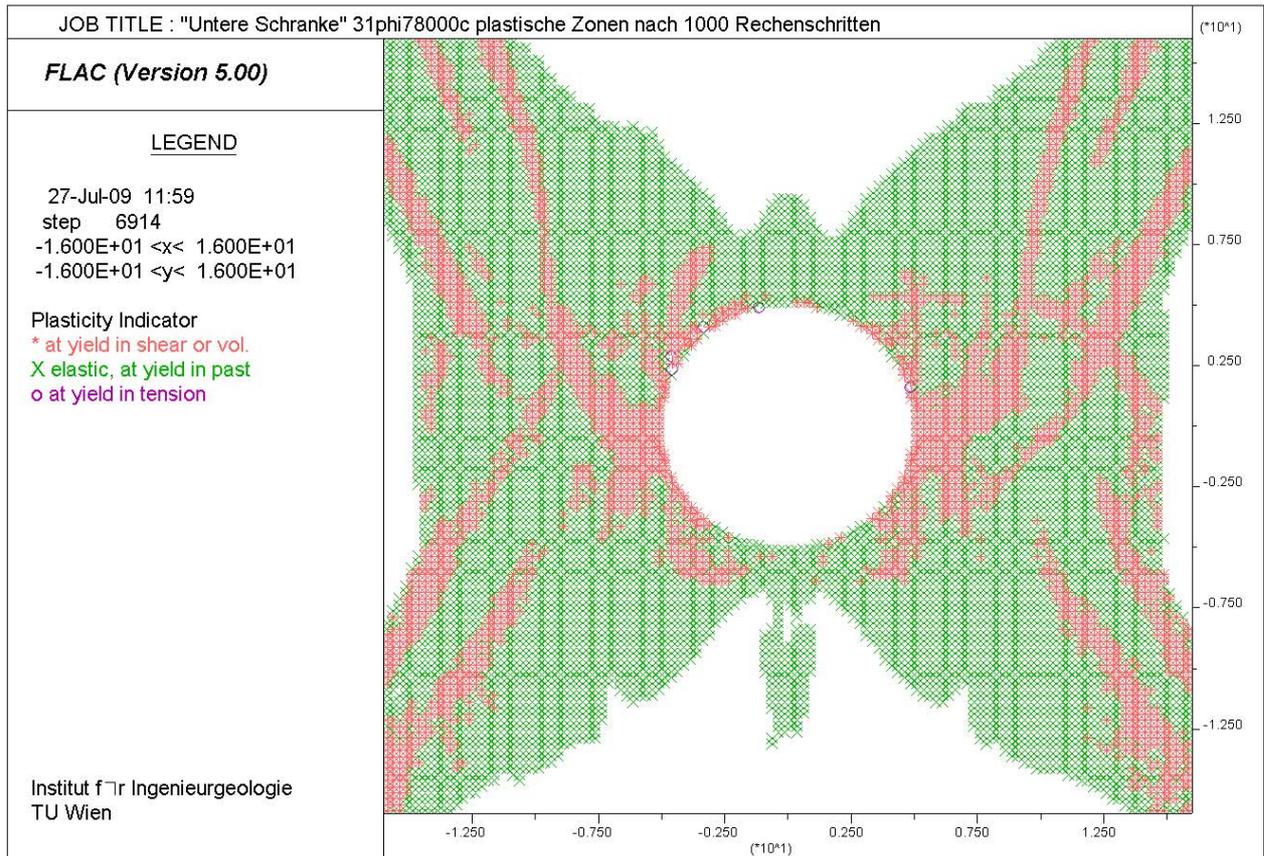


Abb. 4.28: Konturplot – Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

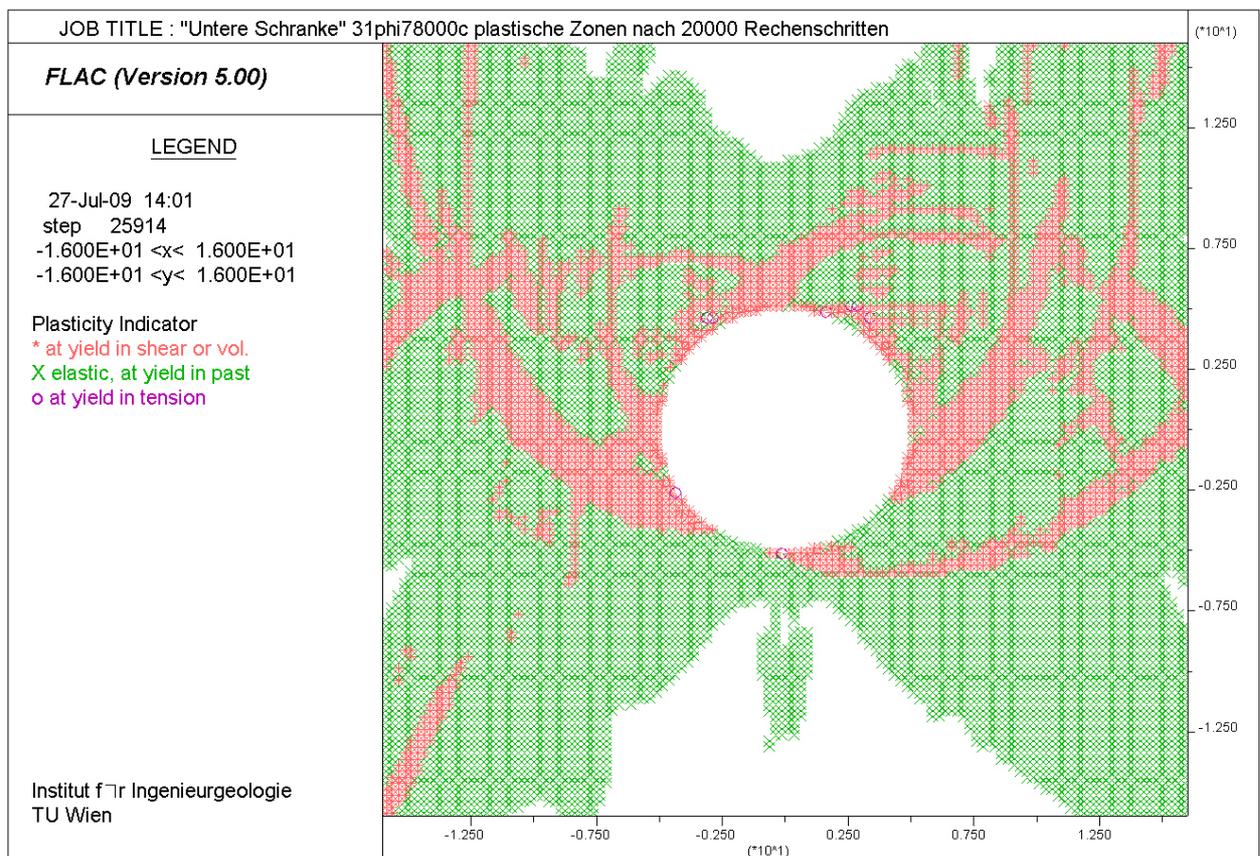


Abb. 4.29: Konturplot – Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

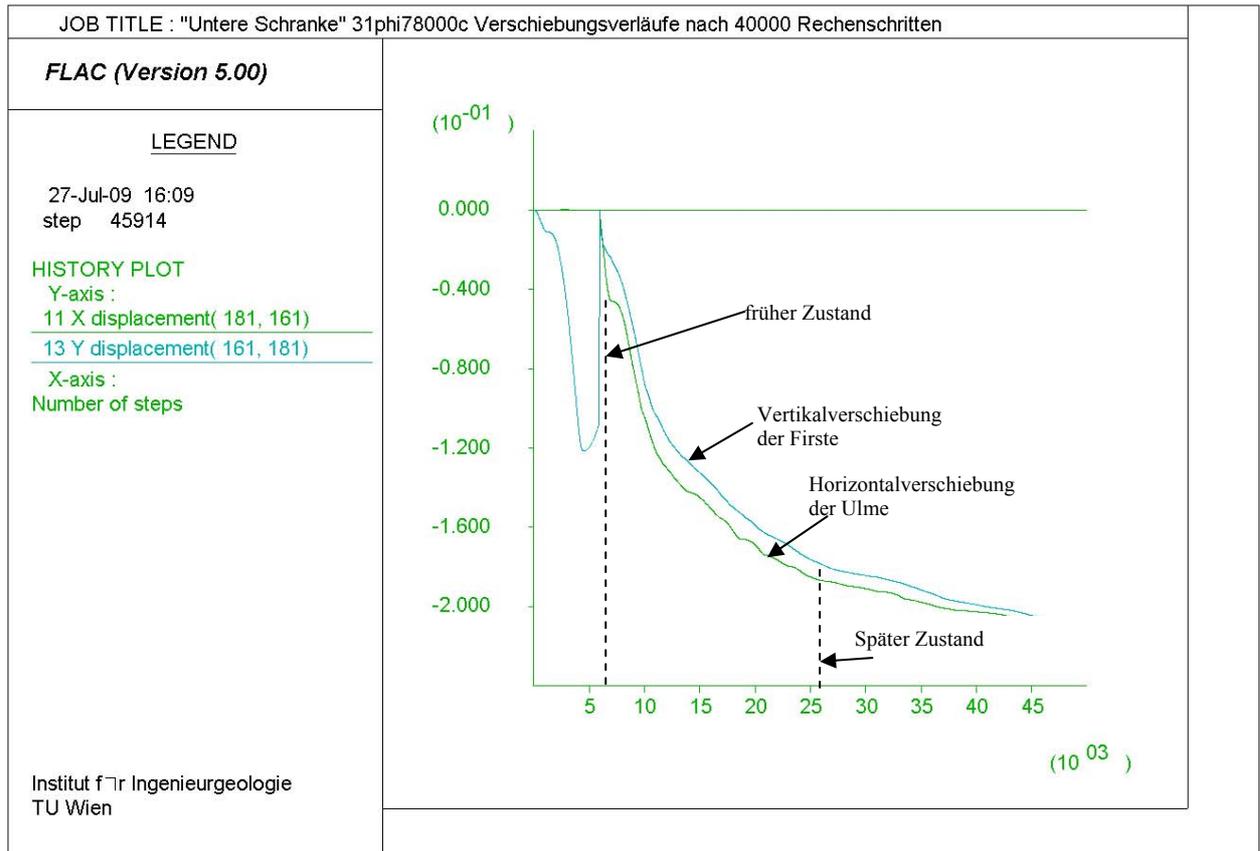


Abb. 4.30: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firspunktes (blau)

4.4 Modell 2B – natürliche Verhältnisse, Ausbruchquerschnitt mit flachem Sohlgewölbe

4.4.1 Modellgeometrie und Materialparameter

Modell 2B weist gegenüber Modell 2A die gleiche Belastung und identische Randbedingungen auf – der Unterschied besteht in der Form des Tunnelausbruchquerschnitts (Laabmayr, 2005). Die Form entspricht einem Querschnitt, der häufig im Zuge von zyklischen Tunnelvortrieben zur Anwendung kommt (Abb. 3.1, rechte Zeichnung und Abb. 4.31). Der obere Teil, die Kalotte entspricht einem Halbkreis mit einem Radius von 5,3 m, der untere Teil, die Strosse hat einen Radius von 12,8 m. Das Sohlgewölbe resultiert aus statischen Erfordernissen – sein Radius beträgt circa 16 m. Die Ausrundungen zwischen dem Sohlgewölbe und den Strossen haben einen Radius von 1,44 m. Tab. 4.6 enthält die Parameter des Grenzgleichgewichts und Tab. 4.7 die verwendeten Materialparameter.

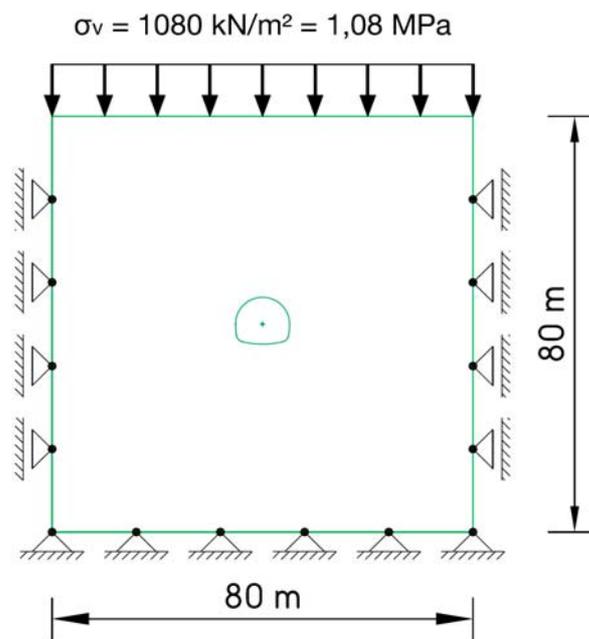


Abb. 4.31: Modell 2B – natürliche Verhältnisse, Ausbruchquerschnitt mit flachem Sohlgewölbe

Reibungswinkel	φ	32,50	°
Kohäsion	c	81529	Pa

Tab. 4.6: Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsberechnungen

Wichte	Belastung	Querdehn	E-	Reib.-	Kohäsion	einaxial.
Gebirge	σ_v	Zahl ν	modul	winkel, φ	c	Druckfestigkeit σ_D
[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[Pa]	[°]	[Pa]	[MPa]
2700	1,08	0,25	10 ⁹	32	81000	0,292

Tab. 4.7: Modell 2B – obere und untere Schranke, verwendete Materialparameter

4.4.2 Ergebnisse

Die auf den Abb. 4.32 bis 4.48 zu sehenden Ausgaben zeigen den nach Tunnelausbruch ablaufenden Spannungsumlagerungsvorgang und ein damit im Zusammenhang stehendes Scherbruchversagen, das sich von einem frühen bis zu einem späten Zustand vollzieht. An den Tunnelrändern der Ulmen überschreitet die Vertikalspannung im frühen Zustand die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit (Abb. 4.32). Infolge der Überlastung des Gebirges in diesen Bereichen treten Scherbrüche auf, die zur Ausbildung von keilförmigen Scherbruchkörpern führen (Abb. 4.36). Anhand der auf Abb. 4.36 zu sehenden Konturen der Schubverzerrungen zeigt sich, daß die größten Schubverzerrungen an den Ausrundungen zwischen Ulmen und Sohlgewölbe auftreten. Nach vollständiger Ausbildung der Scherbruchkörper nehmen – wie auf Abb. 4.38 und 4.44 zu sehen – die Horizontalverschiebungen in den Ulmen zu und sind im frühen Zustand größer als die Vertikalverschiebungen in der Firste und Sohle (Abb. 4.40 und 4.44). Demnach wird das Gebirge aus den Ulmen in den Tunnel gequetscht. In der Firste und in den Ulmen sind einige Stellen von Zugversagen betroffen (Abb. 4.46).

Im späten Zustand kommt es zur Bildung langer Scherflächen, die ausgehend von den unteren Ulmen tief in das Gebirge reichen (Abb. 4.37). Wie die Konturen der Abb. 4.37 zeigen, sind die Schubverzerrungen an den Scherflächen größer als jene innerhalb der keilförmigen Scherbruchkörper. Das zwischen den Scherflächen und oberhalb der Tunnelfirste befindliche Gebirge senkt sich entlang der Scherflächen ab, was zu einer Zunahme der Vertikalverschiebungen in der Firste führt. Der Versagensmechanismus ändert daher seinen Charakter. Im späten Zustand sind in der Firste ein paar Stellen von Zugversagen betroffen (Abb. 4.47). Die Zunahme der Vertikalverschiebungen in der Firste läßt sich auf Abb. 4.41 und 4.45 veranschaulichen.

Abb. 4.42 und 4.43 zeigen die Verläufe und Richtungen der Hauptspannungstrajektoren (Spannungen gleicher Größe) des frühen und späten Zustandes. Im frühen Zustand sind die Trajektoren der größeren Hauptspannung rund 3 m von Tunnelausbruchsrund entfernt sehr konzentriert angeordnet. Bei Übergang zum späten Zustand sind die Trajektoren der größeren Hauptspannung weniger konzentriert angeordnet; gleichzeitig erstrecken sich die Bereiche in denen die Trajektoren näher bei einander liegen deutlich tiefer in das Gebirge.

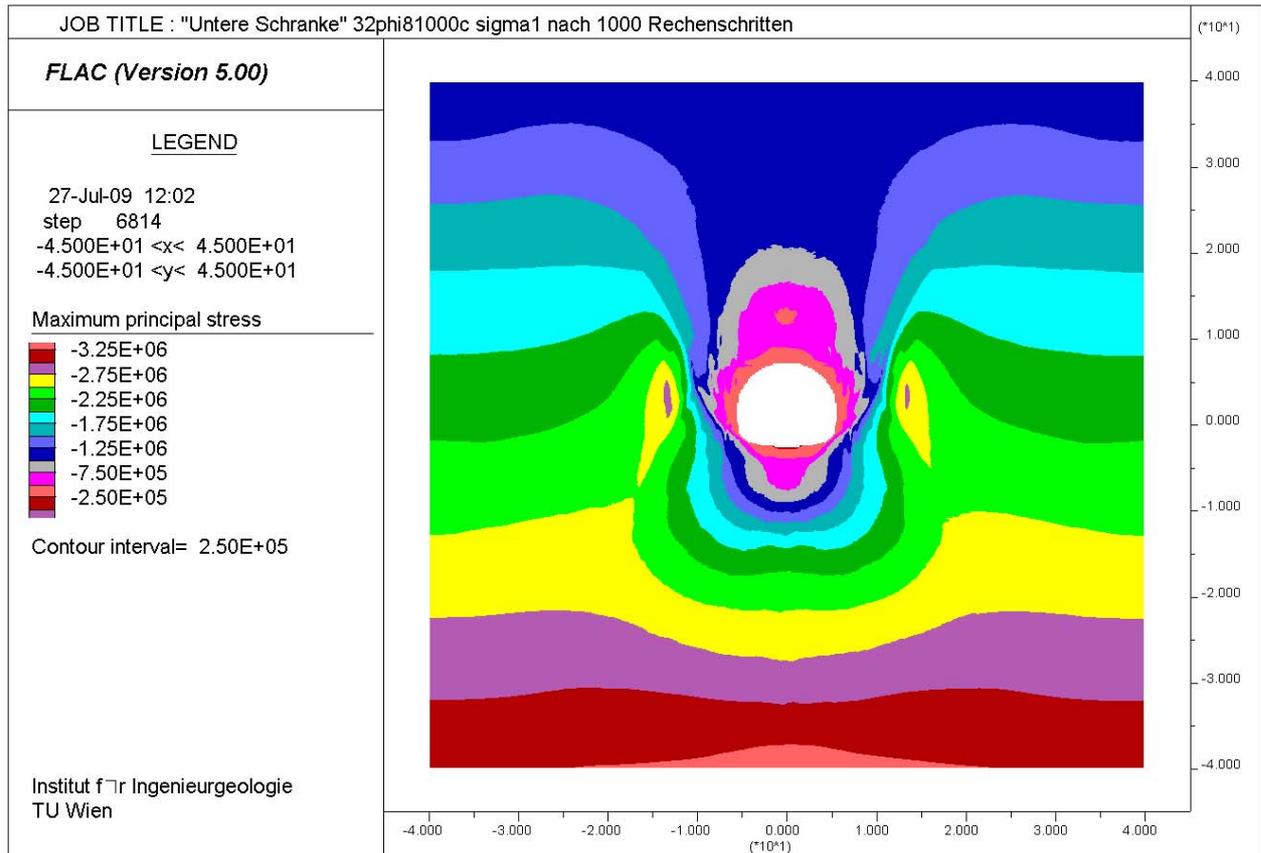


Abb. 4.32: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

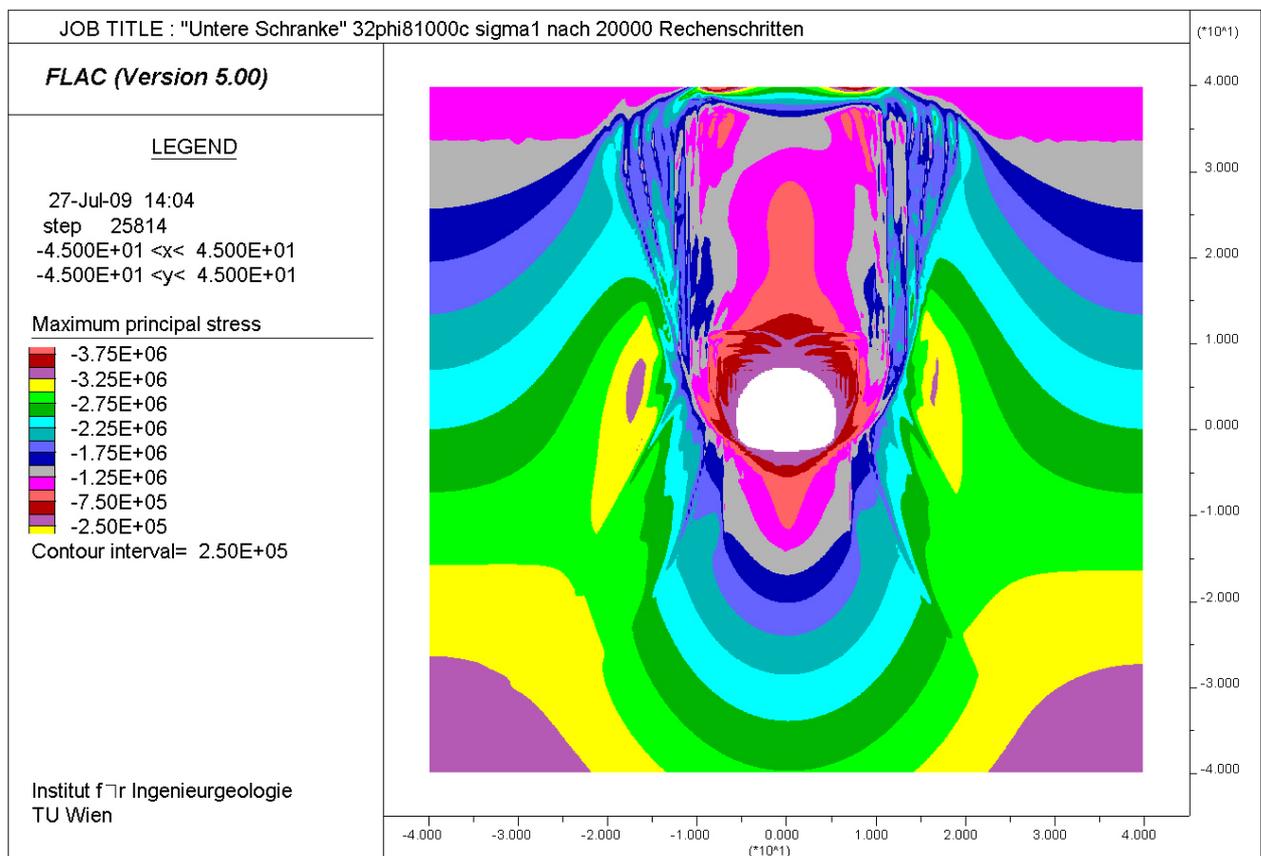


Abb. 4.33: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

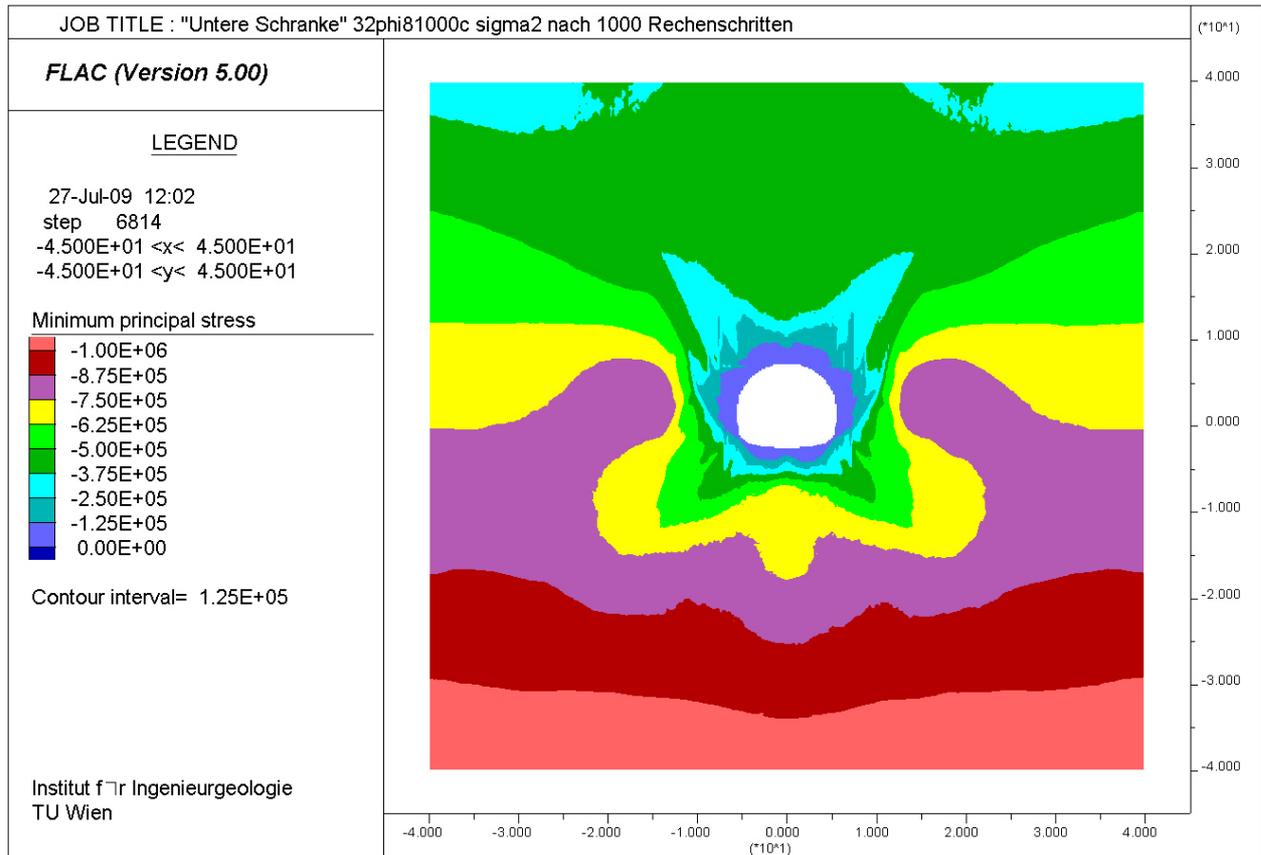


Abb. 4.34: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

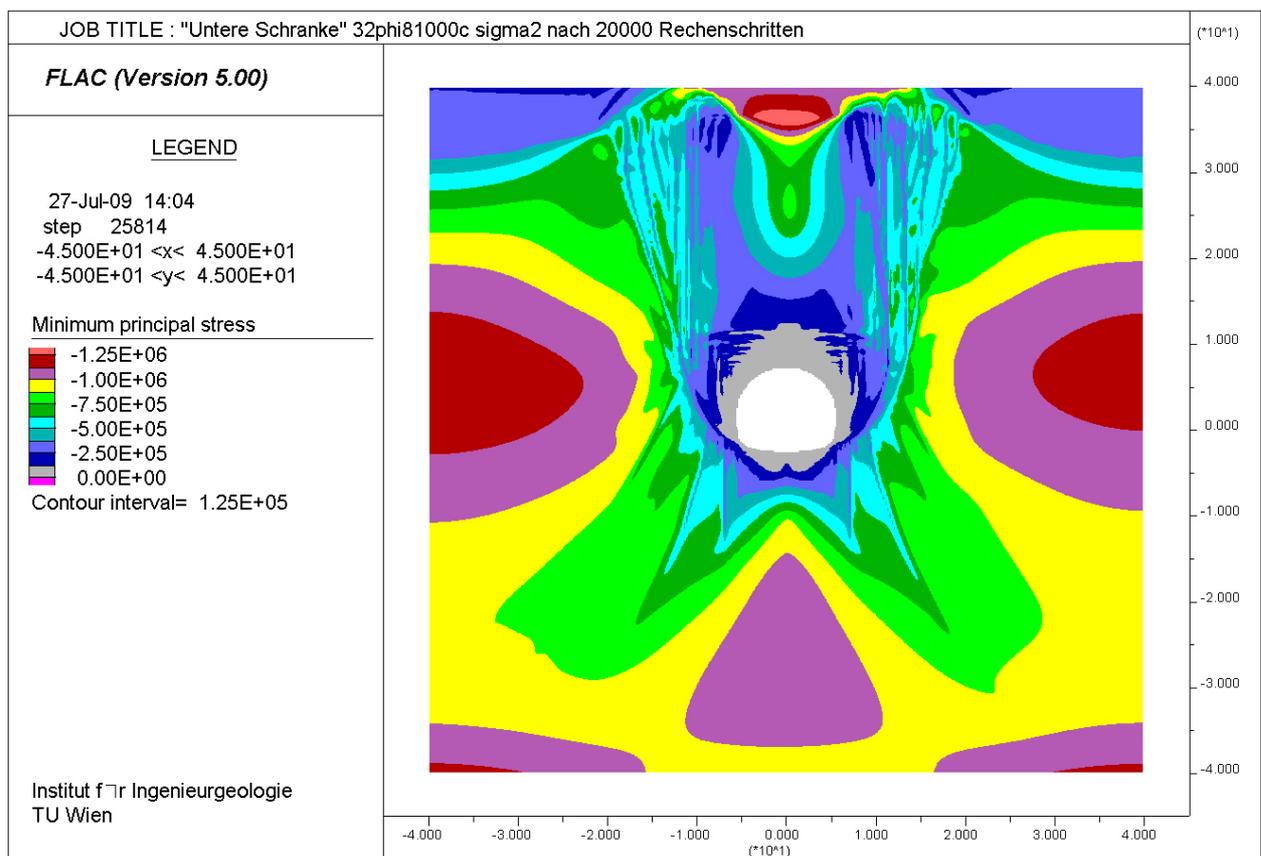


Abb. 4.35: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

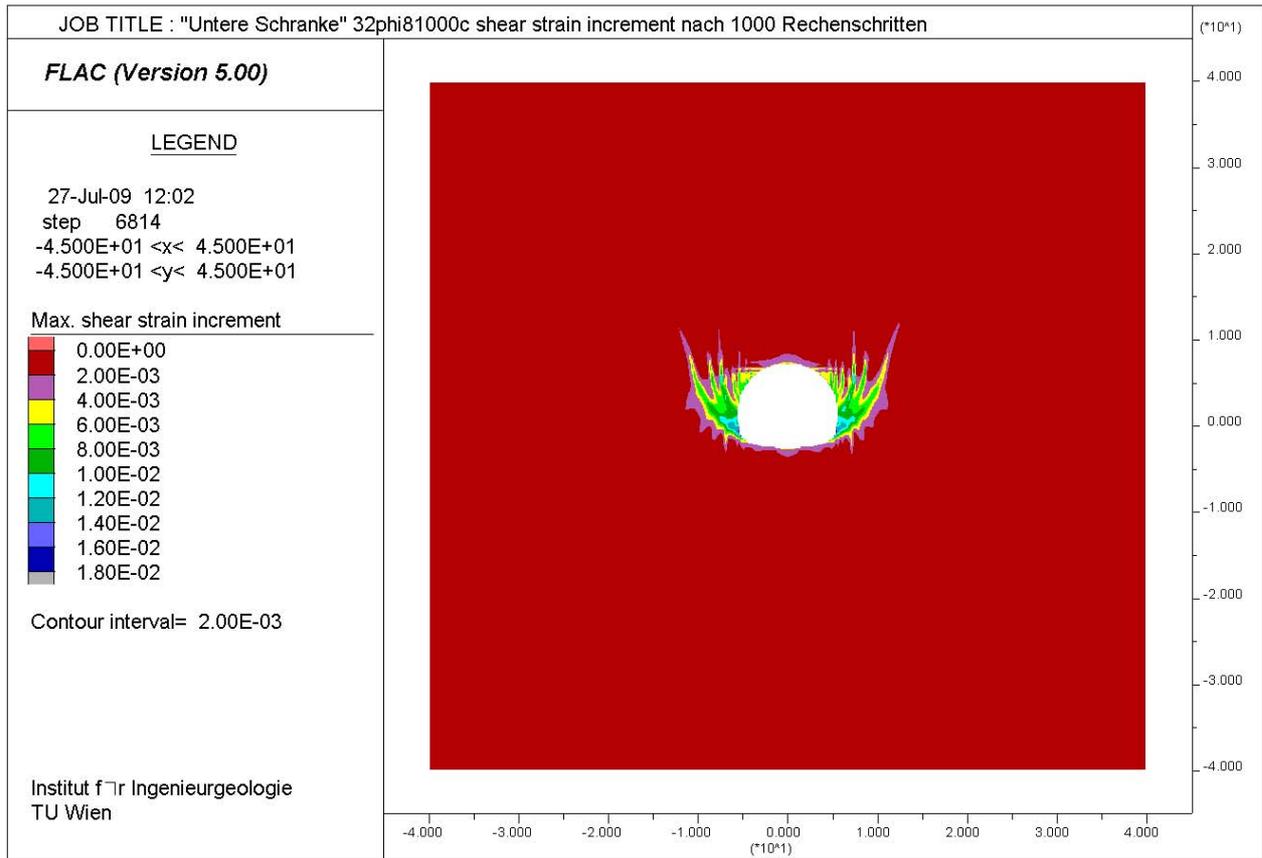


Abb. 4.36: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

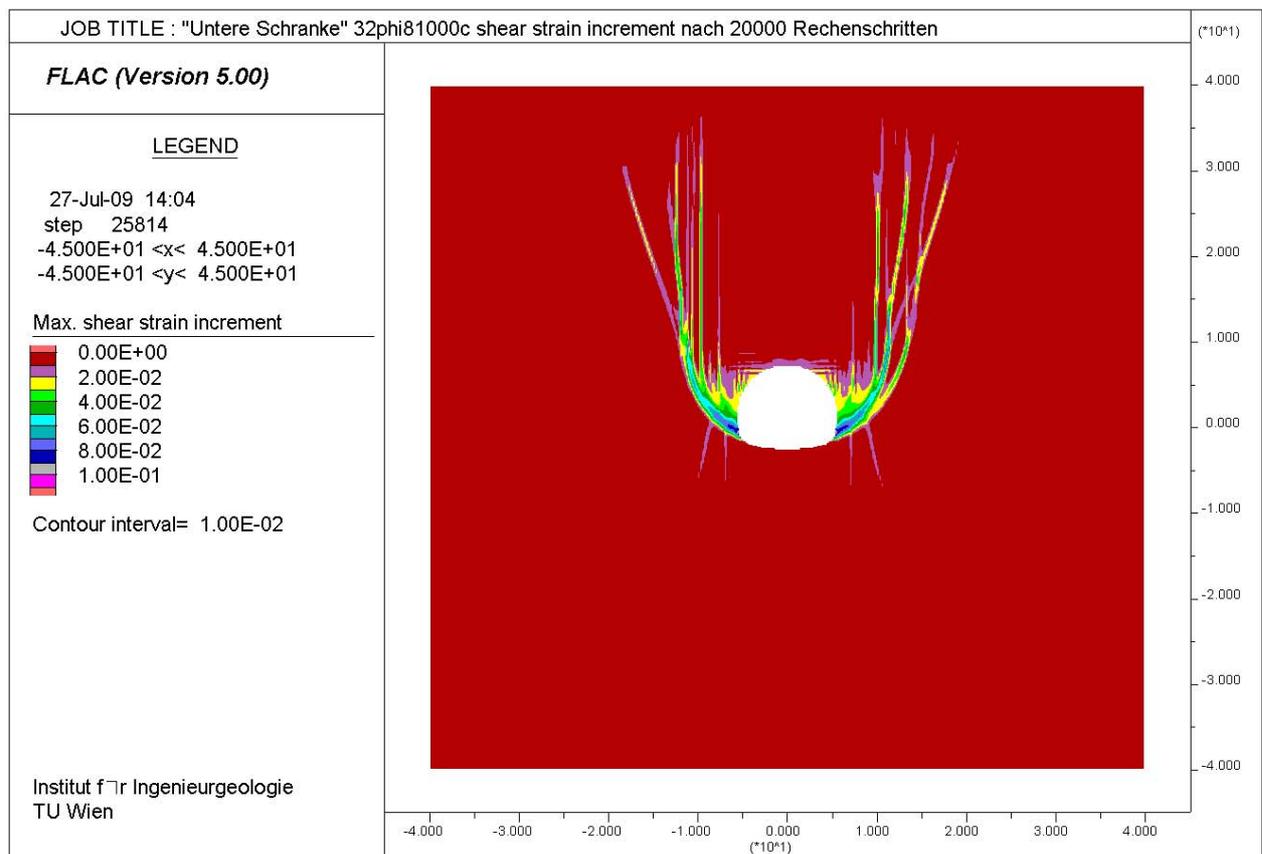


Abb. 4.37: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

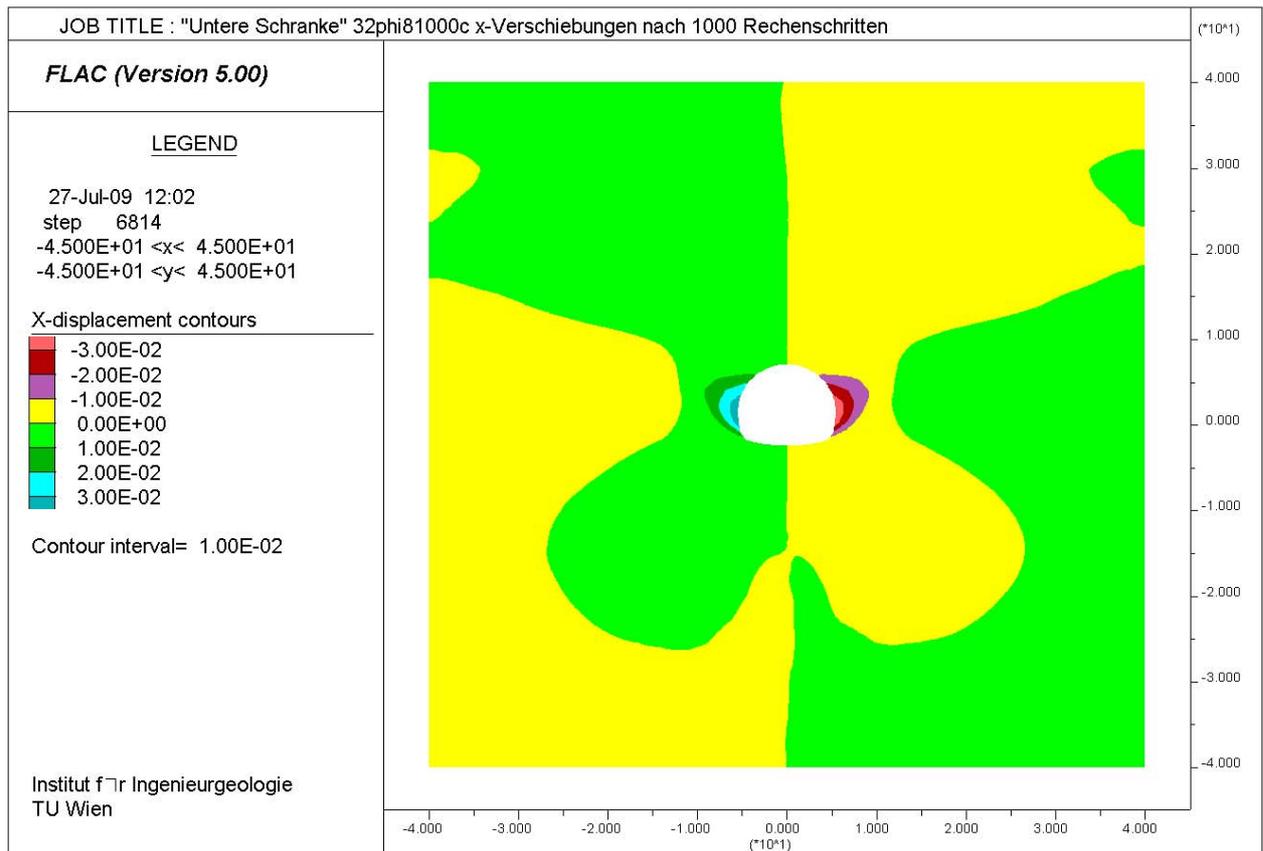


Abb. 4.38: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

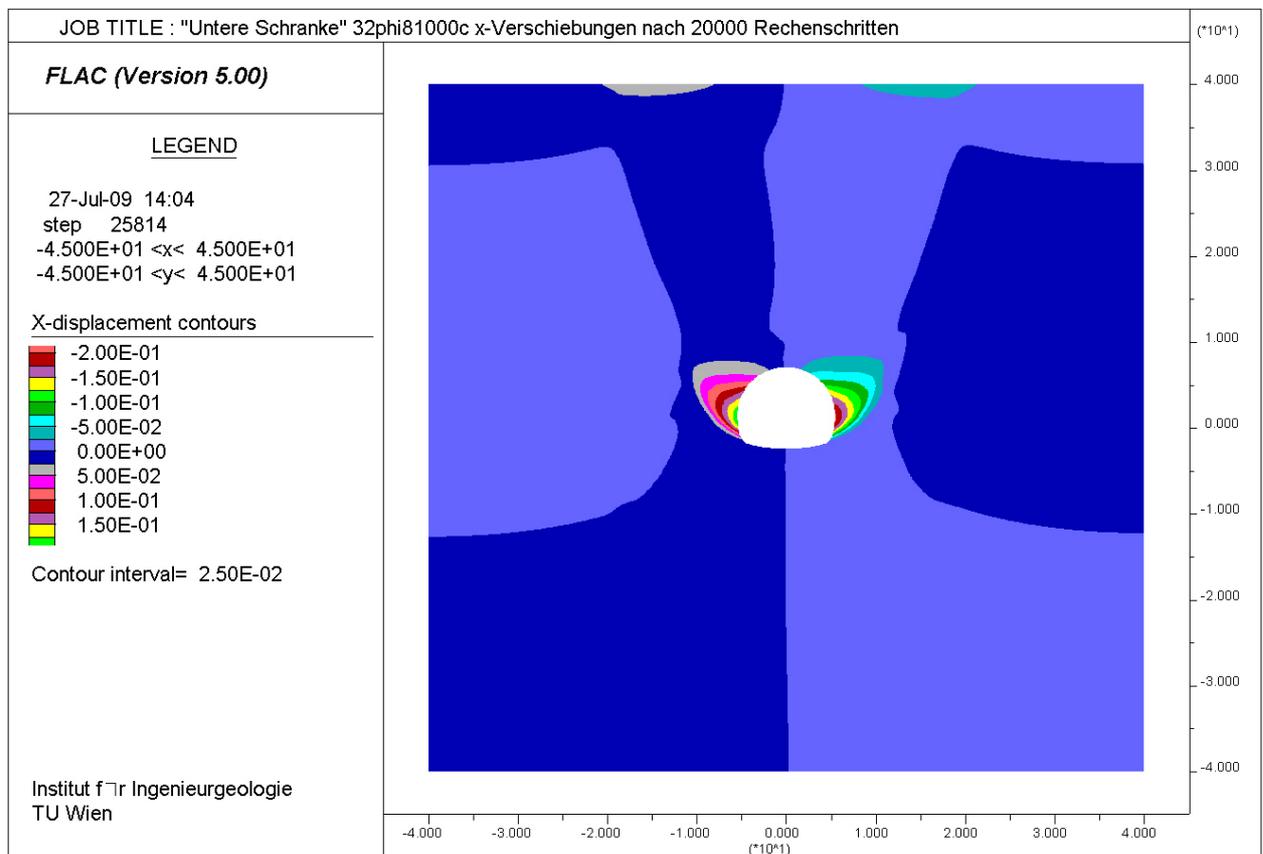


Abb. 4.39: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

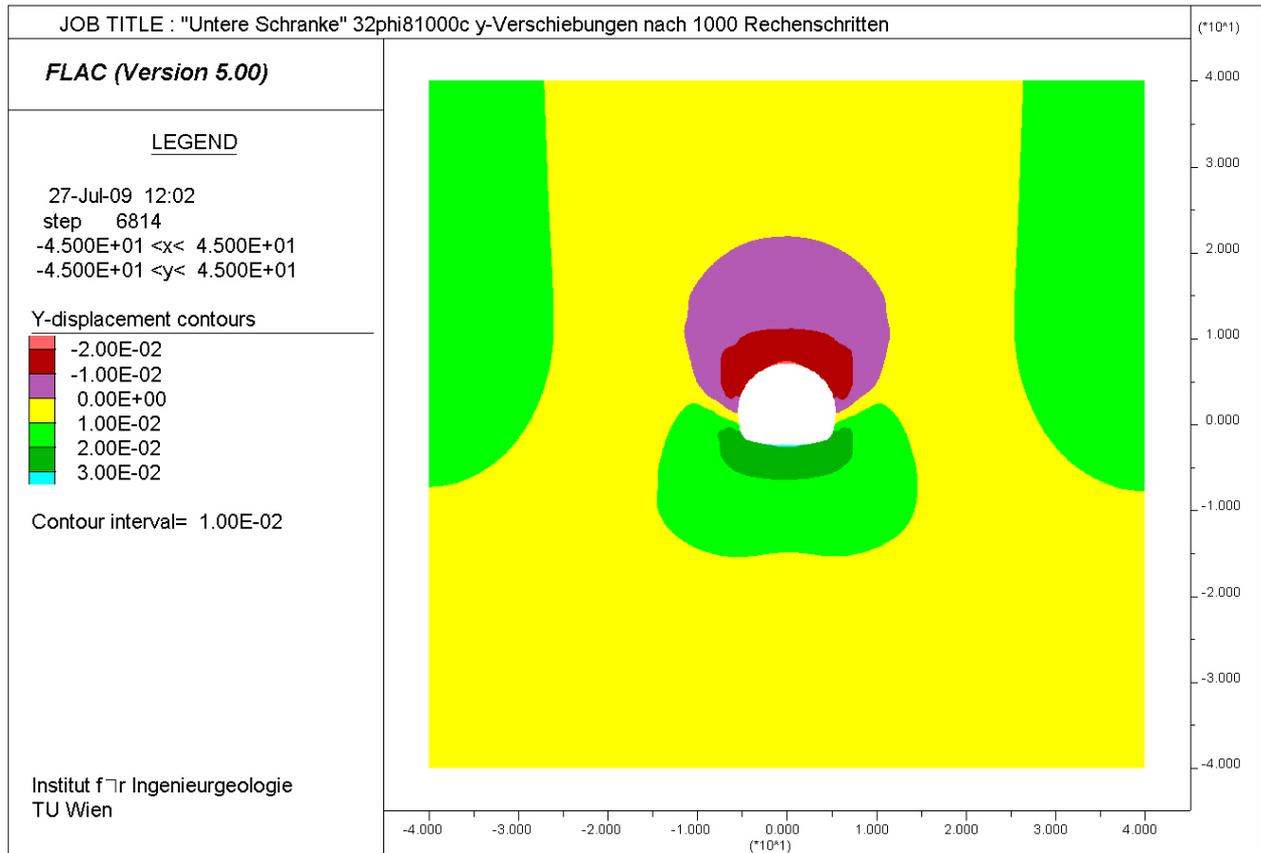


Abb. 4.40: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

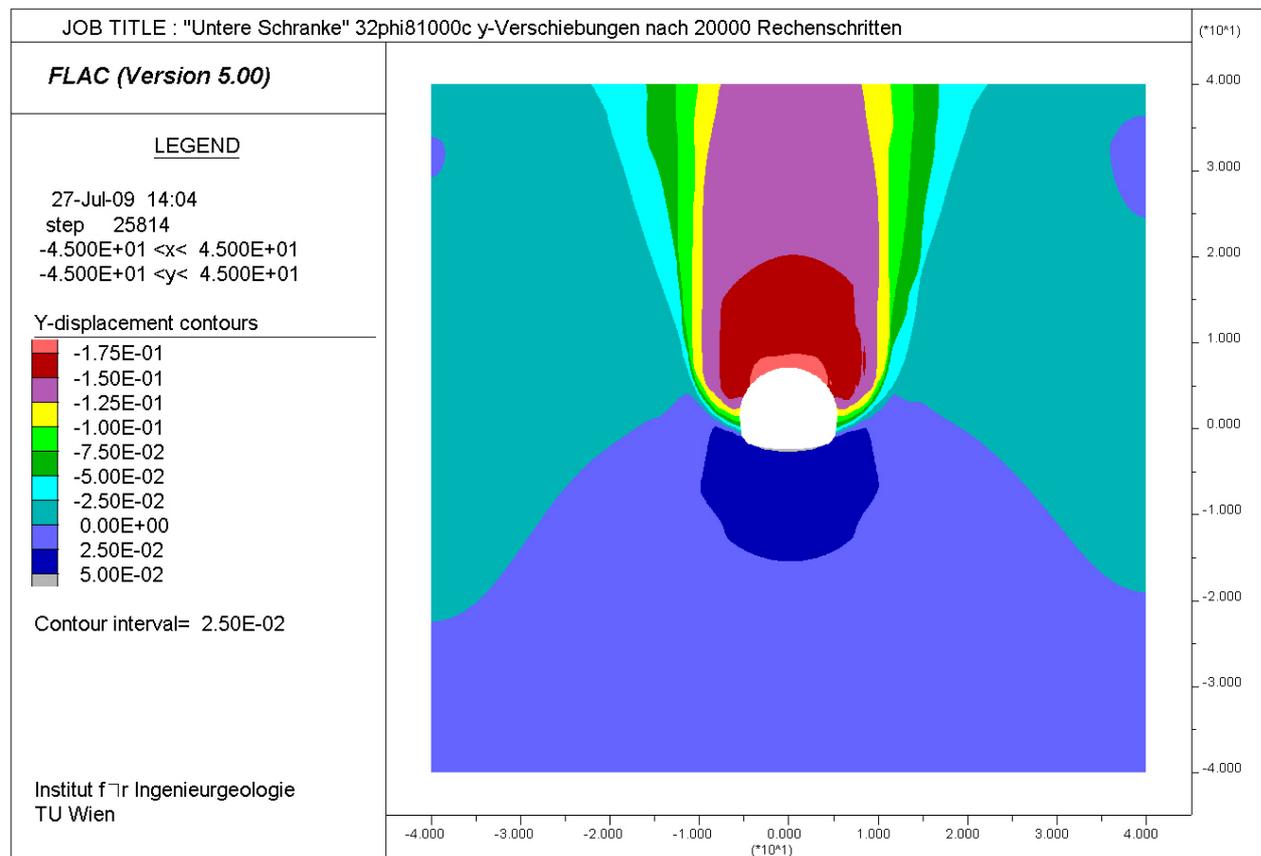


Abb. 4.41: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

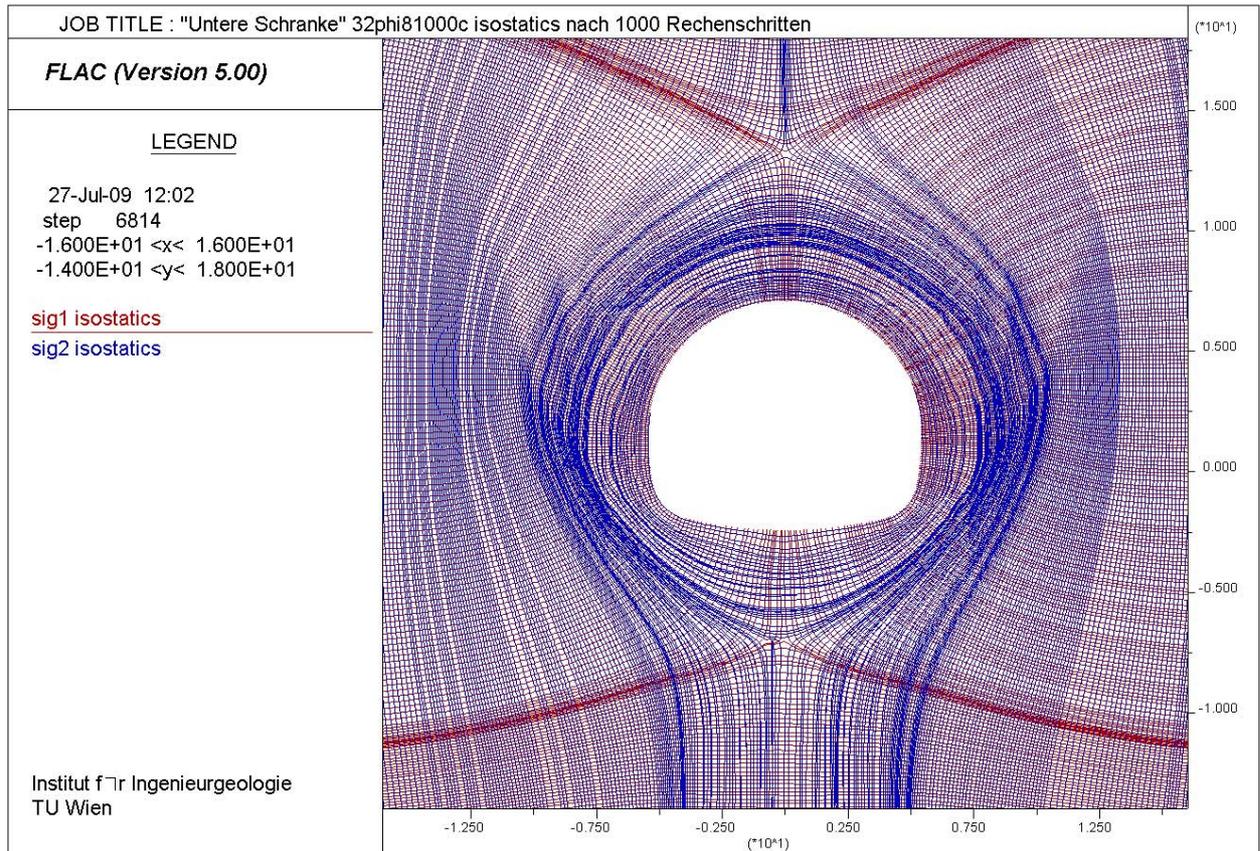


Abb. 4.42: Linien d. Hauptspannungen (isostatics) gleicher Richtung nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

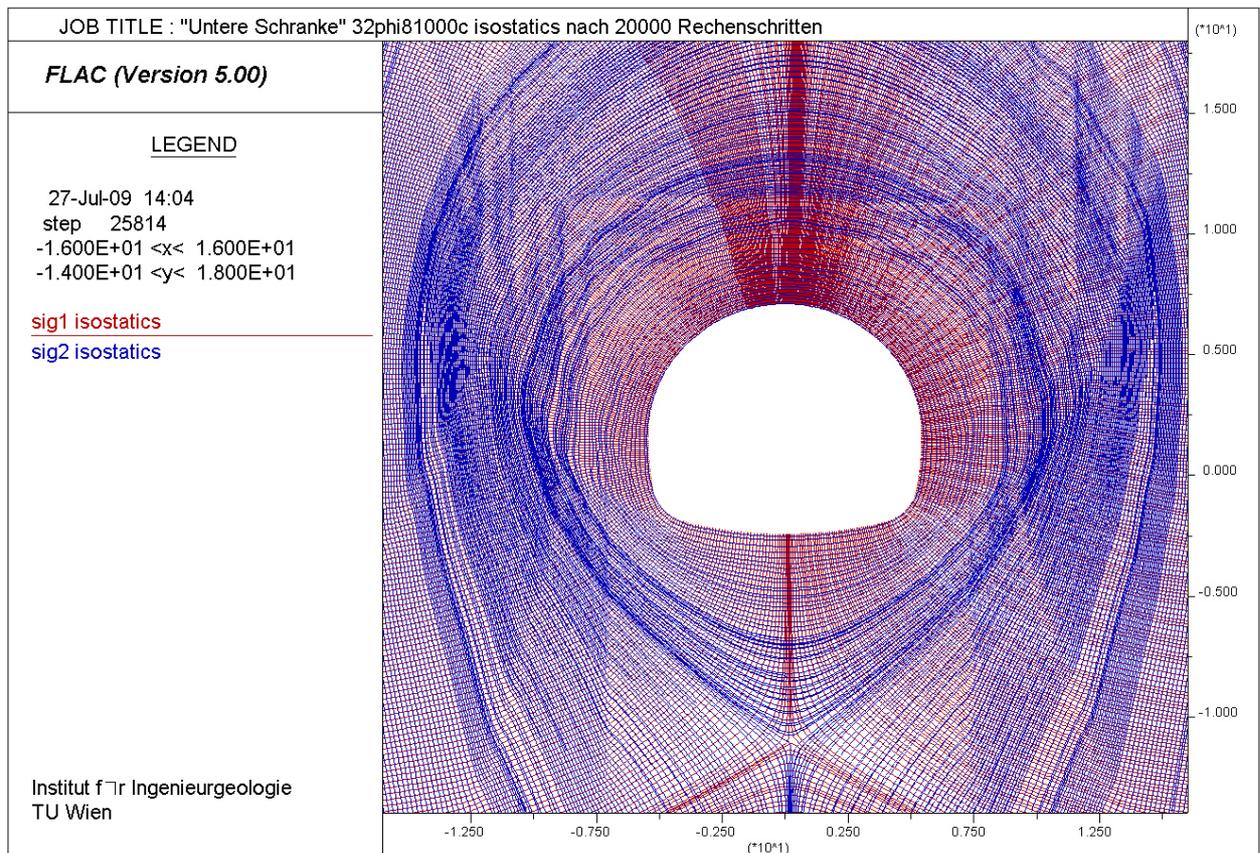


Abb. 4.43: Linien d. Hauptspannungen (isostatics) gleicher Richtung nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

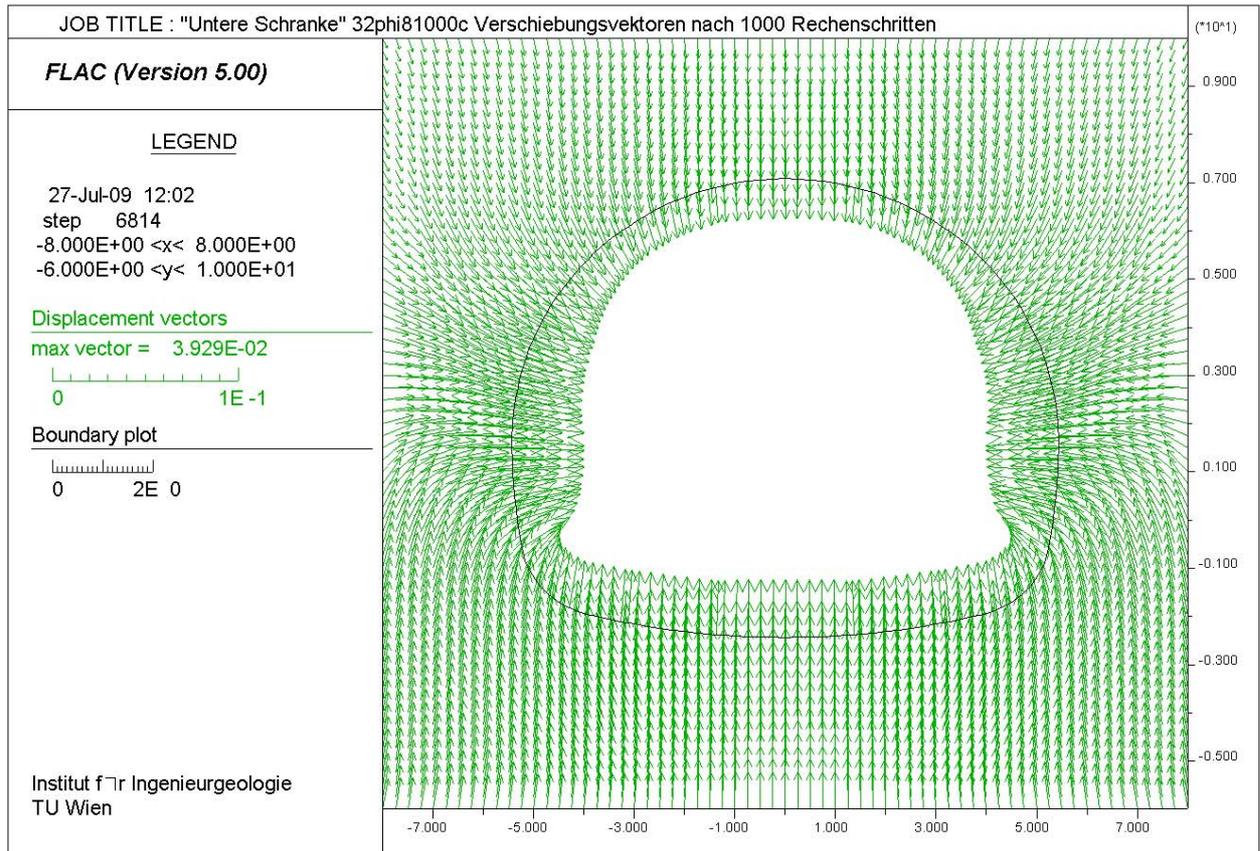


Abb. 4.44: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

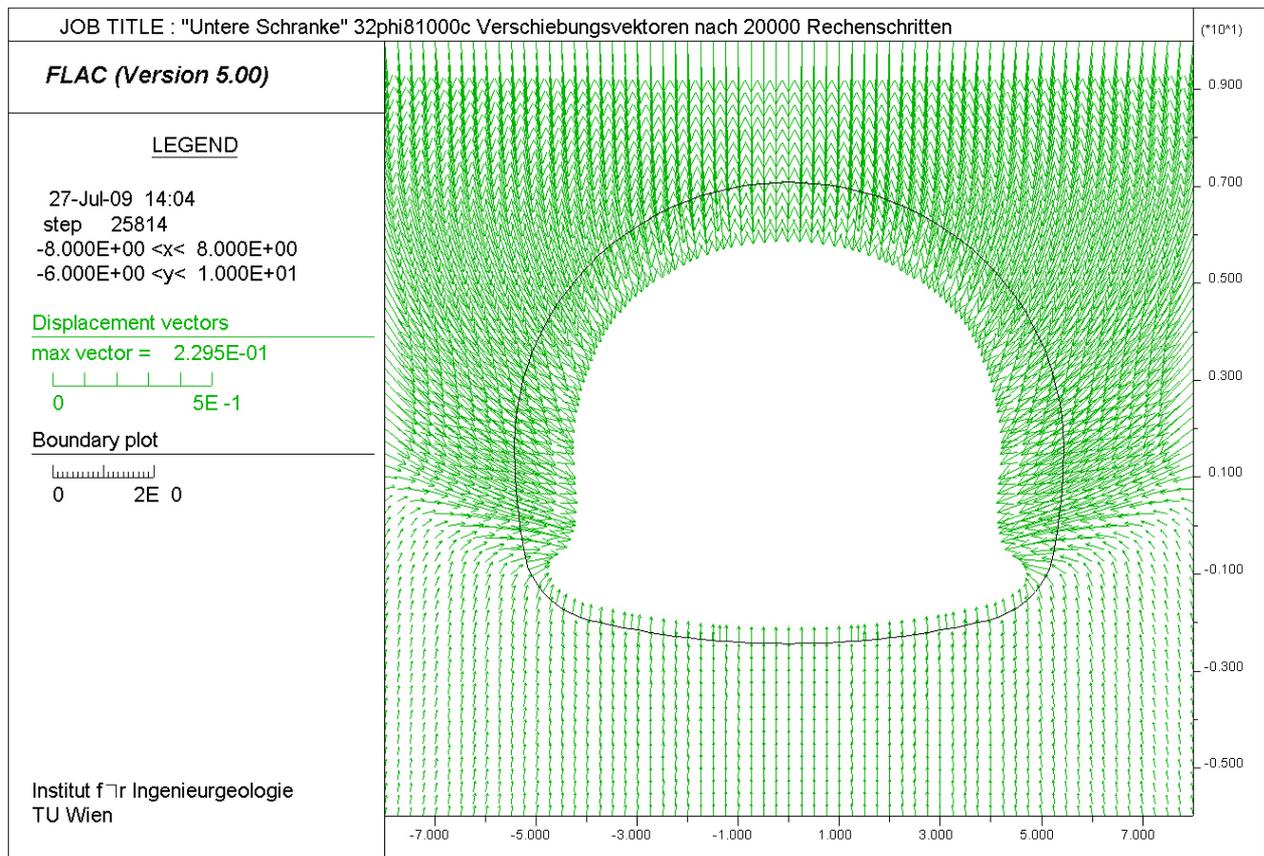


Abb. 4.45: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

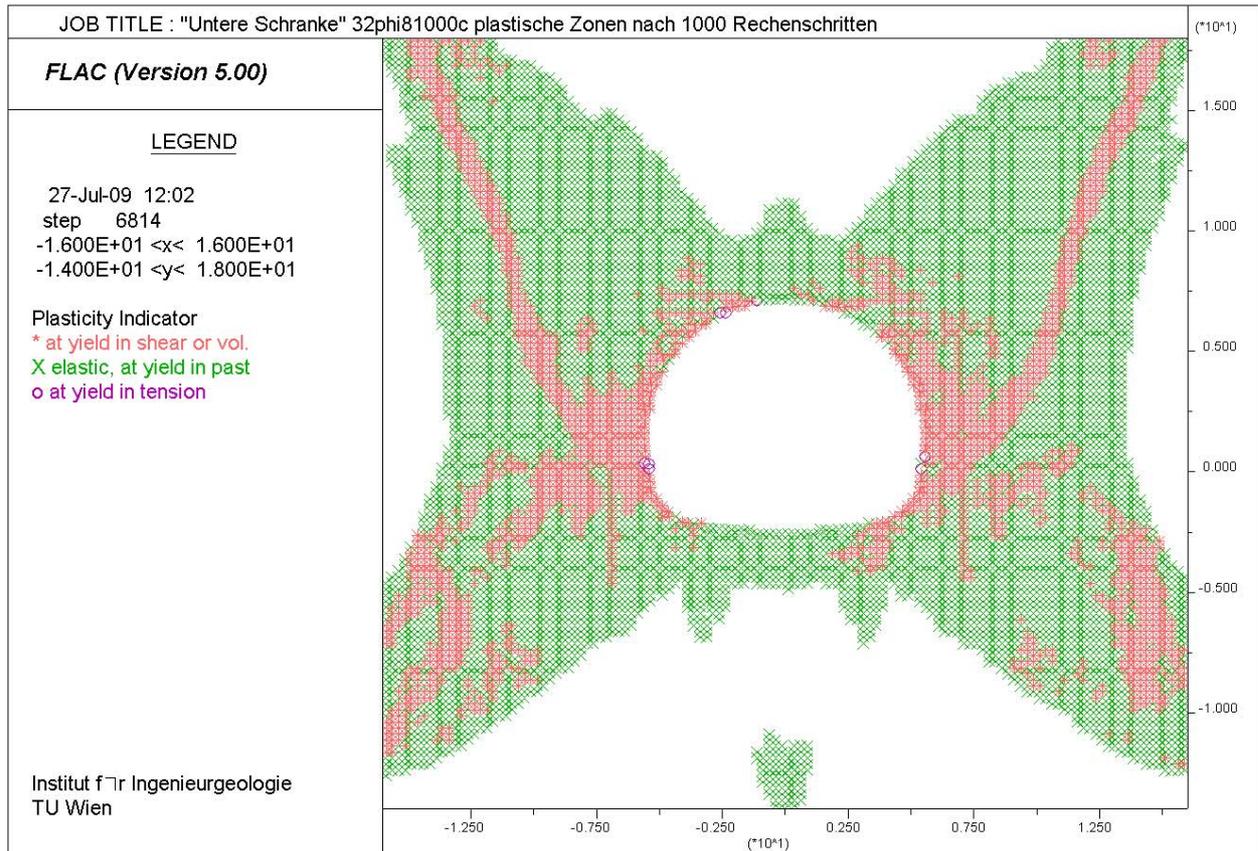


Abb. 4.46: Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

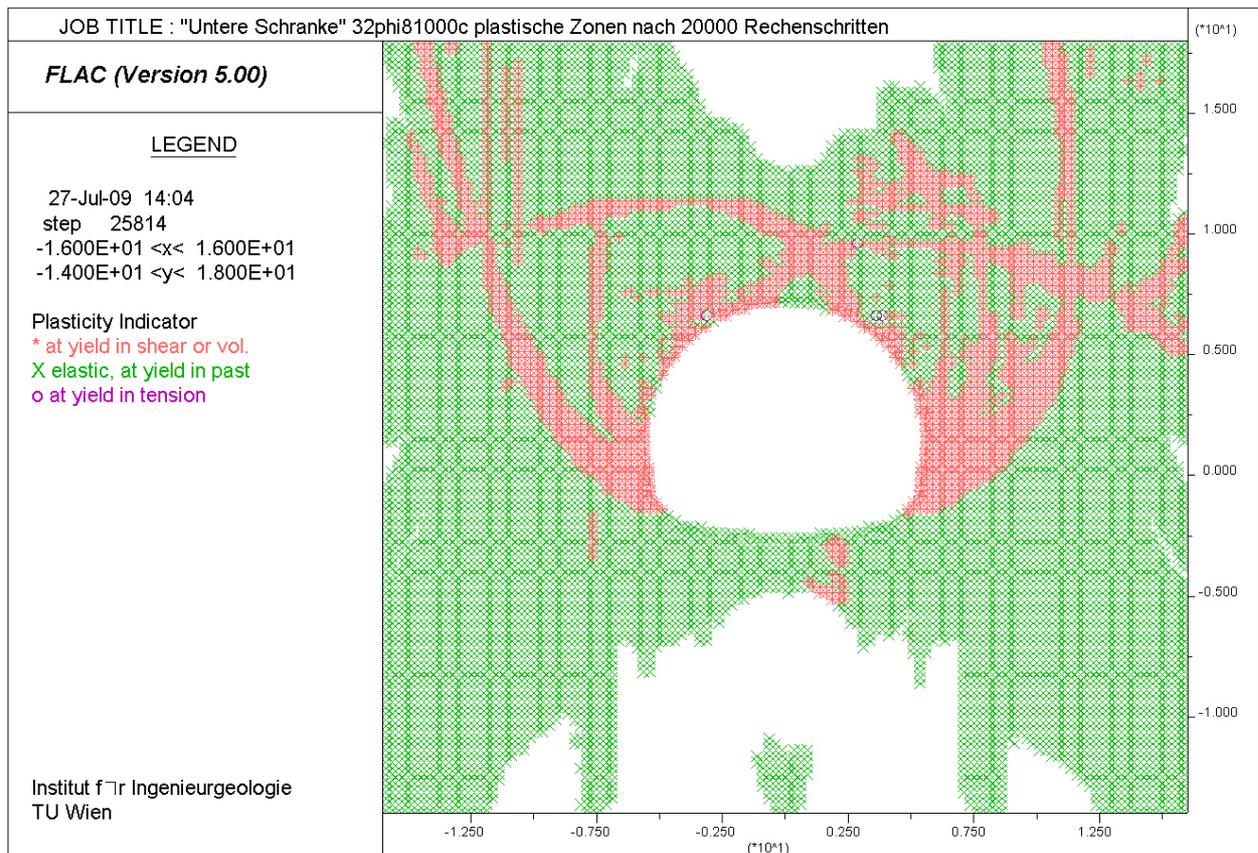


Abb. 4.47: Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

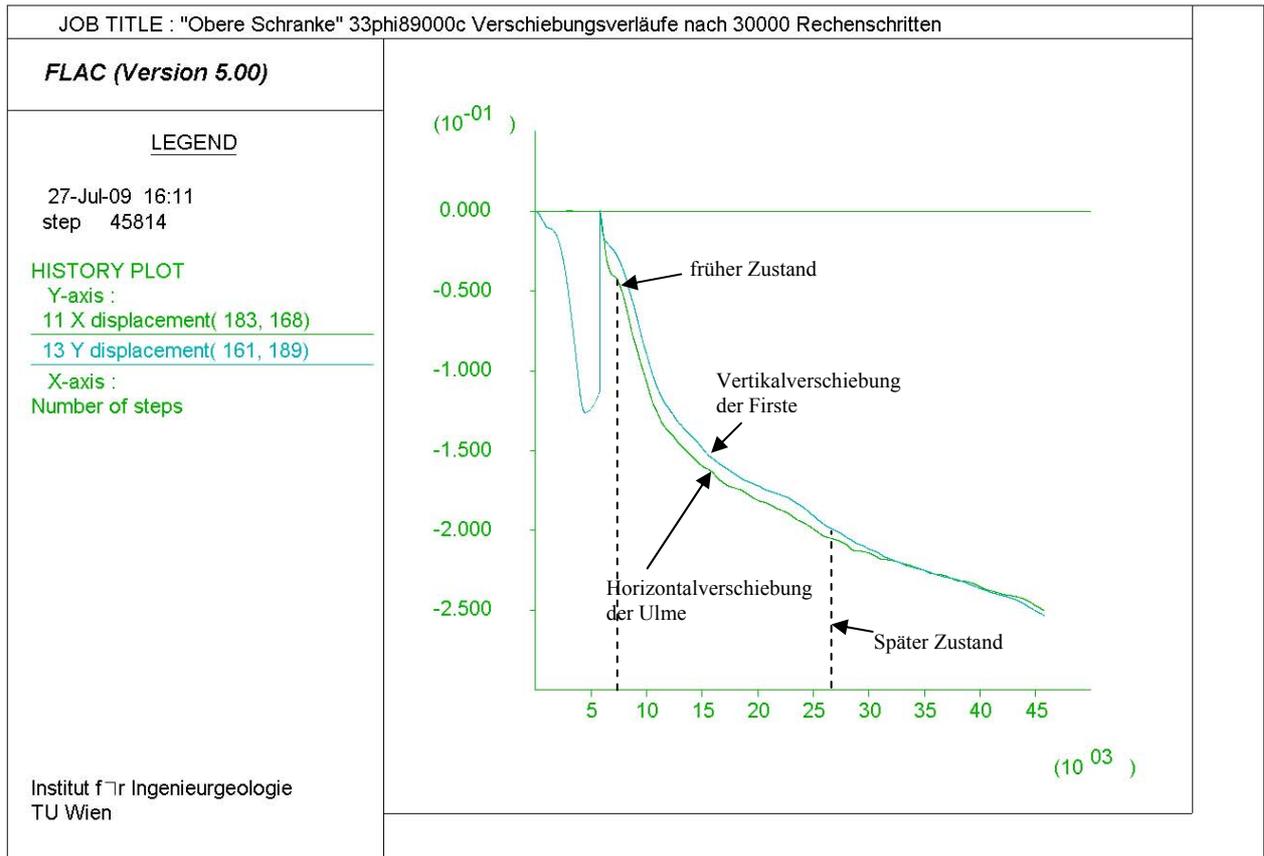


Abb. 4.48: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firnspunktes (blau)

4.5 Modell 2C – natürliche Verhältnisse, Spritzbetonausbau

4.5.1 Modellgeometrie und Materialparameter

Modell 2C hat die gleiche Modellgeometrie wie Modell 2B (Abb. 4.49). Zusätzlich wird bei diesem Modell der Einbau einer Spritzbetonschale mittels Liner-Elementen simuliert, um das Verhalten eines Tunnels mit Ausbau zu untersuchen. Um die Liner-Elemente zu modellieren, müssen die Parameter (E-Modul, Flächenträgheitsmoment zweiter Ordnung und Querdehnzahl) eingegeben werden. Weiters werden Festigkeitsparameter (einaxiale Druck- und Zugfestigkeit) sowie die Querschnittsfläche eines Liner-Elements von 1 m Breite definiert. Die Dicke und der Flächeninhalt eines 1 m breiten Liner-Elements sind das Ergebnis einer Querschnittsidealisierung, da Stahleinlagen (Tunnelgitterbögen, Alwag) mit dem Quotienten ihrer E-Moduli und jenem von Beton berücksichtigt wurden.

Die hier beschriebenen Parameter des Tunnelausbaus stammen aus der Ausbaufestlegung des in Kapitel 1.1 untersuchten Abschnittes eines Tunnelvortriebes (Poisel, 2006) und Tabellenwerken der Richtlinie Spritzbeton, Ausgabe 2004 (Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, 2004). Der verwendete Spritzbeton entspricht der Festigkeitsklasse SpC 20/25J₂. Die erste Zahl steht für die zu erwartende Zylinderdruckfestigkeit von 20 MN/m² und die zweite Zahl beschreibt die Würfeldruckfestigkeit von 25 MN/m², jeweils nach 28 Tagen. J₂ bezeichnet die Entwicklung der Frühfestigkeit innerhalb der ersten 24 Stunden.

Für die Berechnungen wurde die Zylinderdruckfestigkeit als charakteristischer Wert (ohne Abminderung durch Teilsicherheitsbeiwerten) eingegeben. Der zeitabhängige Anstieg der Festigkeiten blieb unberücksichtigt; der E-Modul des Spritzbetons wurde schrittweise innerhalb der ersten 30 Rechenschritte nach Einbau der Spritzbetonschale von $10 \cdot 10^9$ Pa auf $30 \cdot 10^9$ Pa erhöht. In FLAC erfolgte der Einbau der Spritzbetonschale 300 Rechenschritte nach Ausbruch des Tunnels.

In Tabelle 4.8 sind die verwendeten Parameter des Spritzbetonausbaus angegeben. Tabelle 4.9 enthält die Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsberechnung. Im Rahmen dieses Modells wurde das Grenzgleichgewicht kurzfristig nach Tunnelausbruch und Einbau der Liner-Elemente bestimmt. Die Tabelle 4.10 enthält die verwendeten Materialparameter.

Dichte	Dicke	E-Mod.	ν	I	f_t	f_c
[kg/m ³]	[m]	[Pa]	-	[m ⁴]	[Pa]	[Pa]
2400	0,31	$30 \cdot 10^9$	0,2	0,00255	$2 \cdot 10^6$	$20 \cdot 10^6$

Tab. 4.8: Modell 2C – Spritzbetonkennwerte SpC 20/25J₂

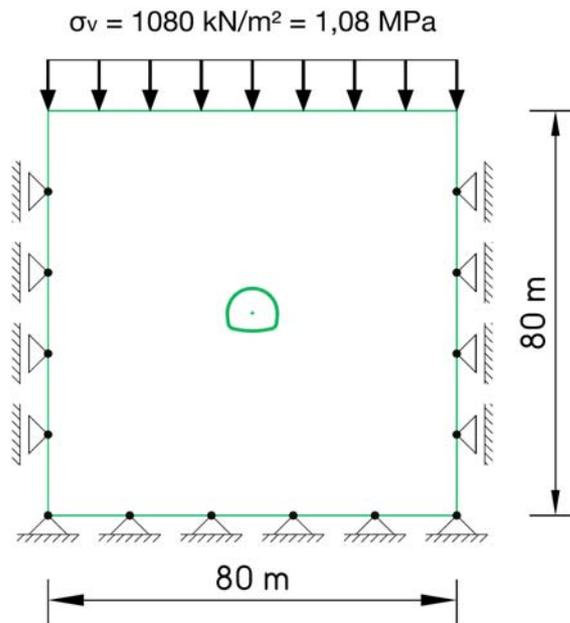


Abb. 4.49: Modell 2C – natürliche Verhältnisse Spritzbetonausbau

Reibungswinkel	φ	14,5	°
Kohäsion	c	24500	Pa

Tab. 4.9: Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsberechnungen

Wichte	Belastung	Querdehn	E-	Reib.-	Kohäsion	einaxiale
Gebirge	σ_v	Zahl ν	modul	winkel, φ	c	Druckfestigkeit σ_D
[kN/m³]	[MPa]	[-]	[Pa]	[°]	[Pa]	[MPa]
2700	1,08	0,25	10^9	14	24000	0,062

Tab. 4.10: Modell 2C – verwendete Materialparameter

4.5.2 Ergebnisse

Abb. 4.50 bis 4.59 zeigen zwei Zustände über das Verhalten des Tunnelausbaus und das ihm umgebende Gebirge. Der 1. Zustand liegt 300 Rechenschritte (R.S.) nach Ausbruch des Tunnels und 200 Rechenschritte nach Einbau der Spritzbetonschale. Der 2. Zustand wird 100 Rechenschritte nach dem 1. Zustand erfaßt. An den Ulmen und an der Sohle ist das Gebirge von Zerschörungen betroffen. Im Zustand 1 reißt die Spritzbetonschale an den Ulmen und im darauf folgenden Zustand 2 auch am Sohlgewölbe. Das Versagen resultiert aus einer Überschreitung der Betondruckfestigkeit der Spritzbetonschale infolge Biegemoment- und Normalkraftbeanspruchung. Anhand der Darstellungen auf Abb. 4.52 und 4.53 zeigt sich, daß nach Versagen der Spritzbetonschale an den Tunnelulmen die Horizontalverschiebungen in diesen Bereichen am größten sind. Dieser Zustand wird auch auf Abb. 4.56 und 4.57 durch die Konturen der Horizontalverschiebungen des ersten und zweiten Zustandes verdeutlicht. Bei Betrachtung der Abb. 4.58

und 4.59 ist erkennbar, daß nach dem Bruch des Spritzbetonsohlgewölbes die Vertikalverschiebungen in der Sohle zunehmen und dort das Gebirge in den Hohlraum drängt.

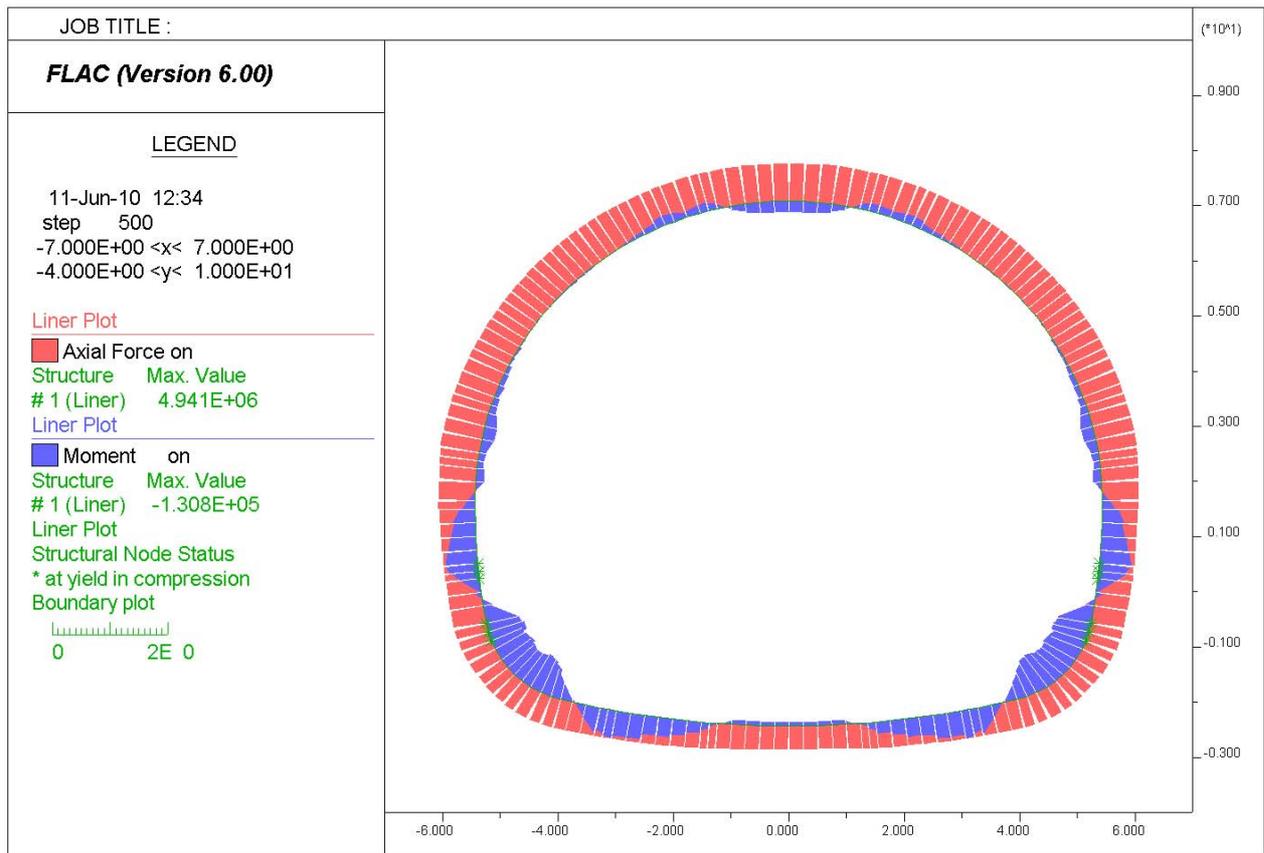


Abb. 4.50: Momenten- [kNm] und Normalkraftverlauf [Pa], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S. nach Ausbau

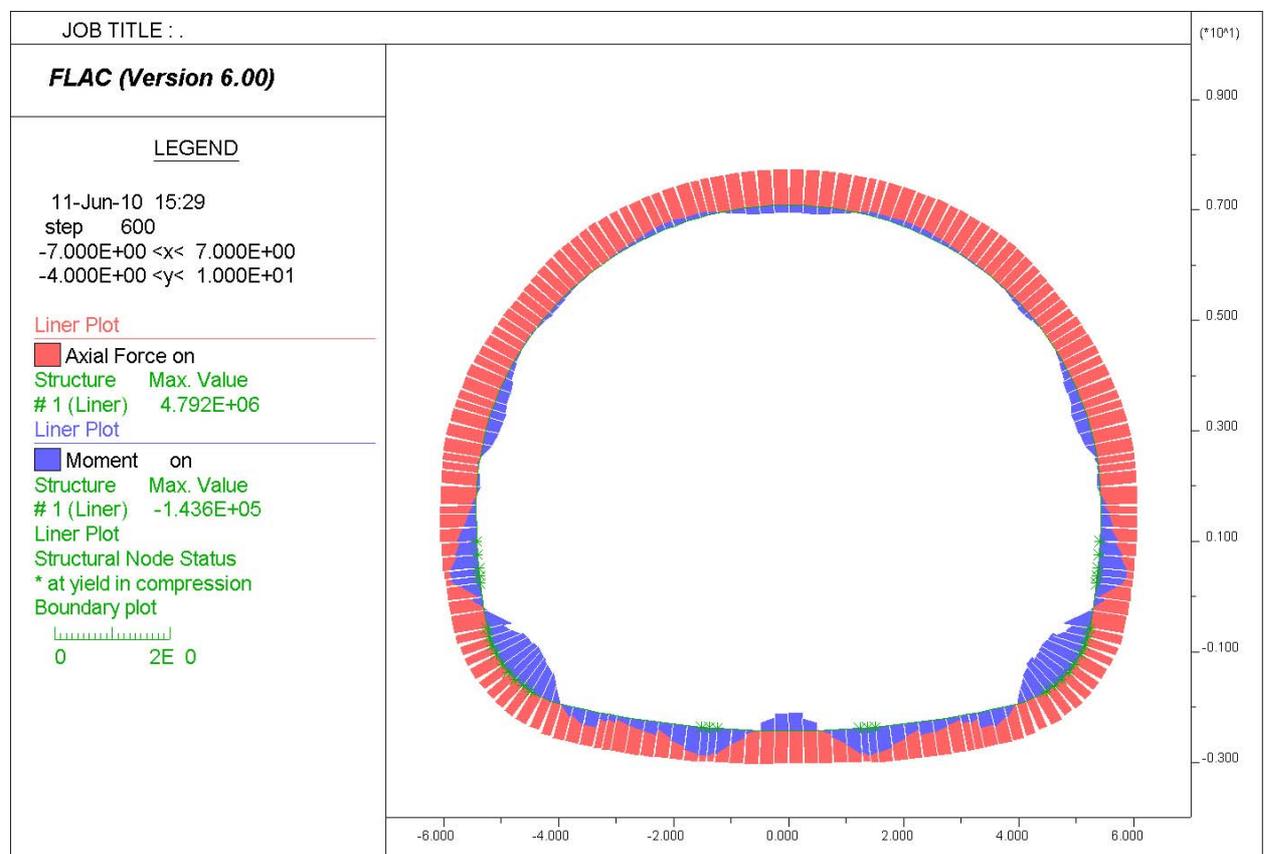


Abb. 4.51: Momenten- [kNm] und Normalkraftverlauf [Pa], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S. nach Ausbau

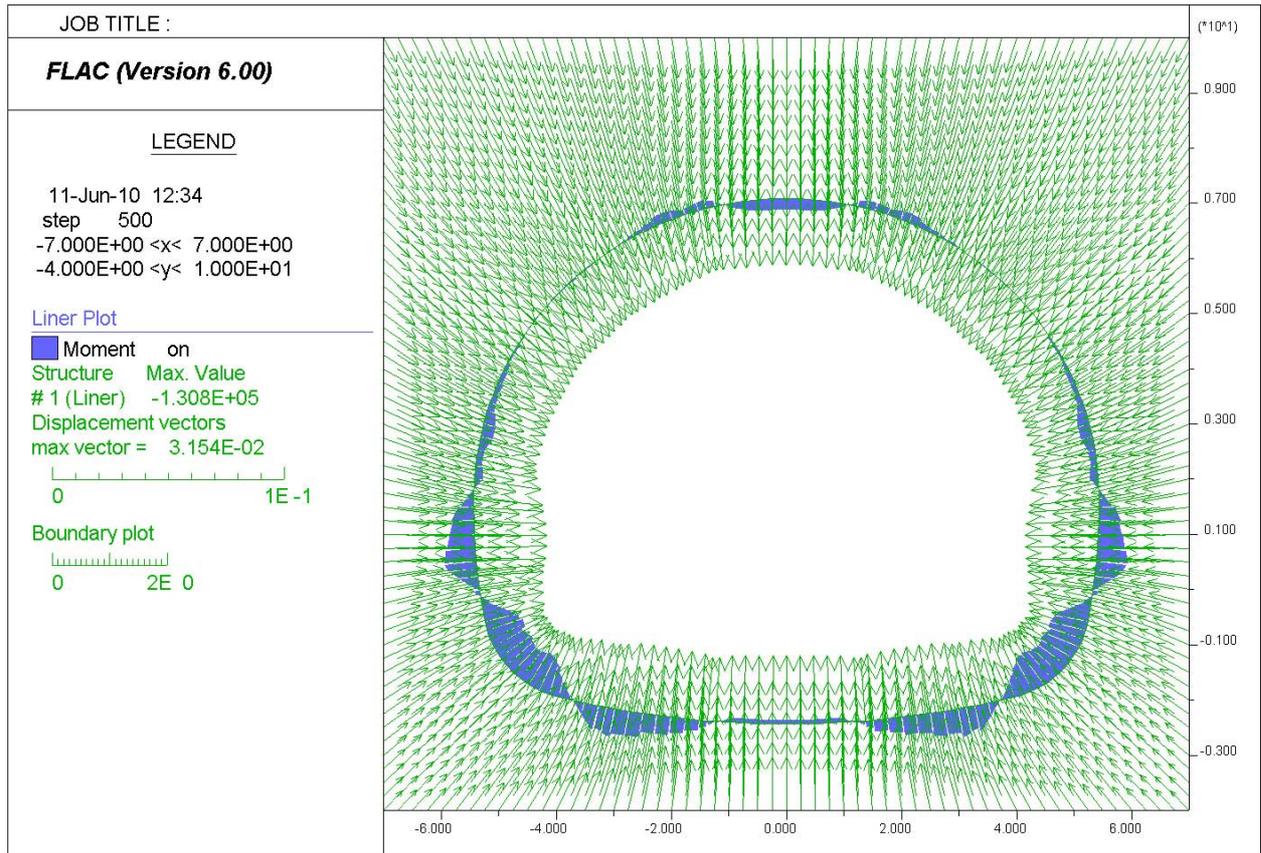


Abb. 4.52: Momentenverlauf [kNm], Verschiebungsvektoren [m], 500 R.S. n. Ausbruch und 200 R.S. n. Ausbau

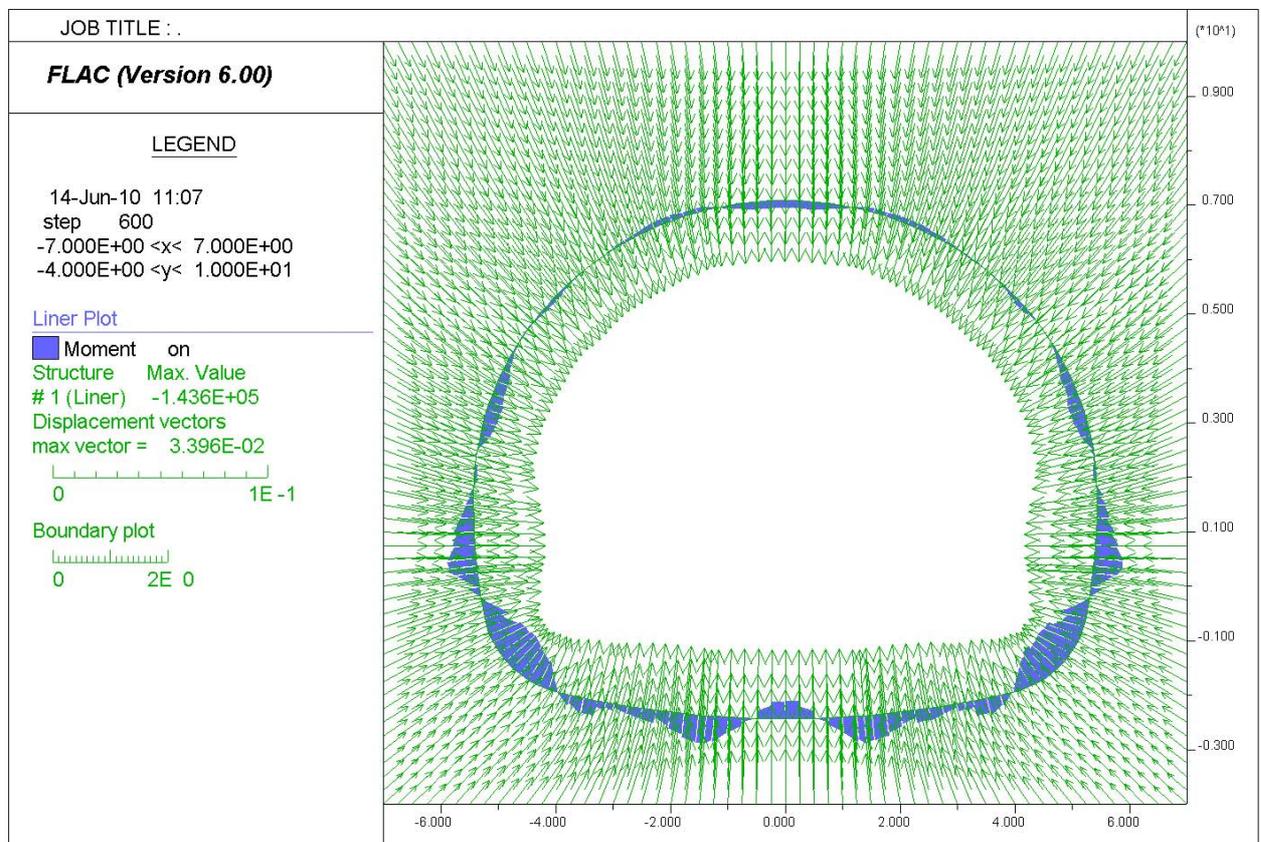


Abb. 4.53: Momentenverlauf [kNm], Verschiebungsvektoren [m], 600 R.S. n. Ausbruch und 300 R.S. n. Ausbau

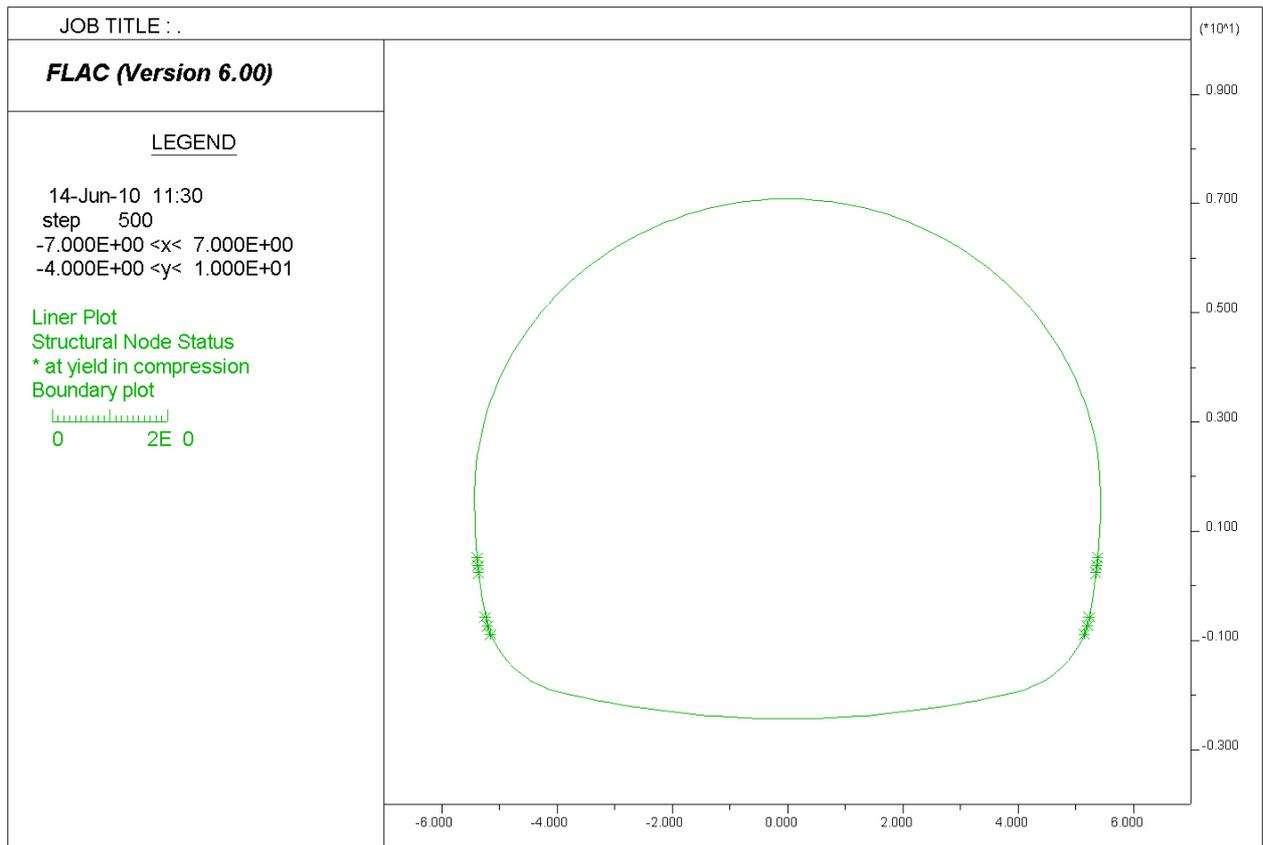


Abb. 4.54: Bruchstellen der Spritzbetonschale 500 R.S. n. Ausbruch und 200 R.S. n. Ausbau

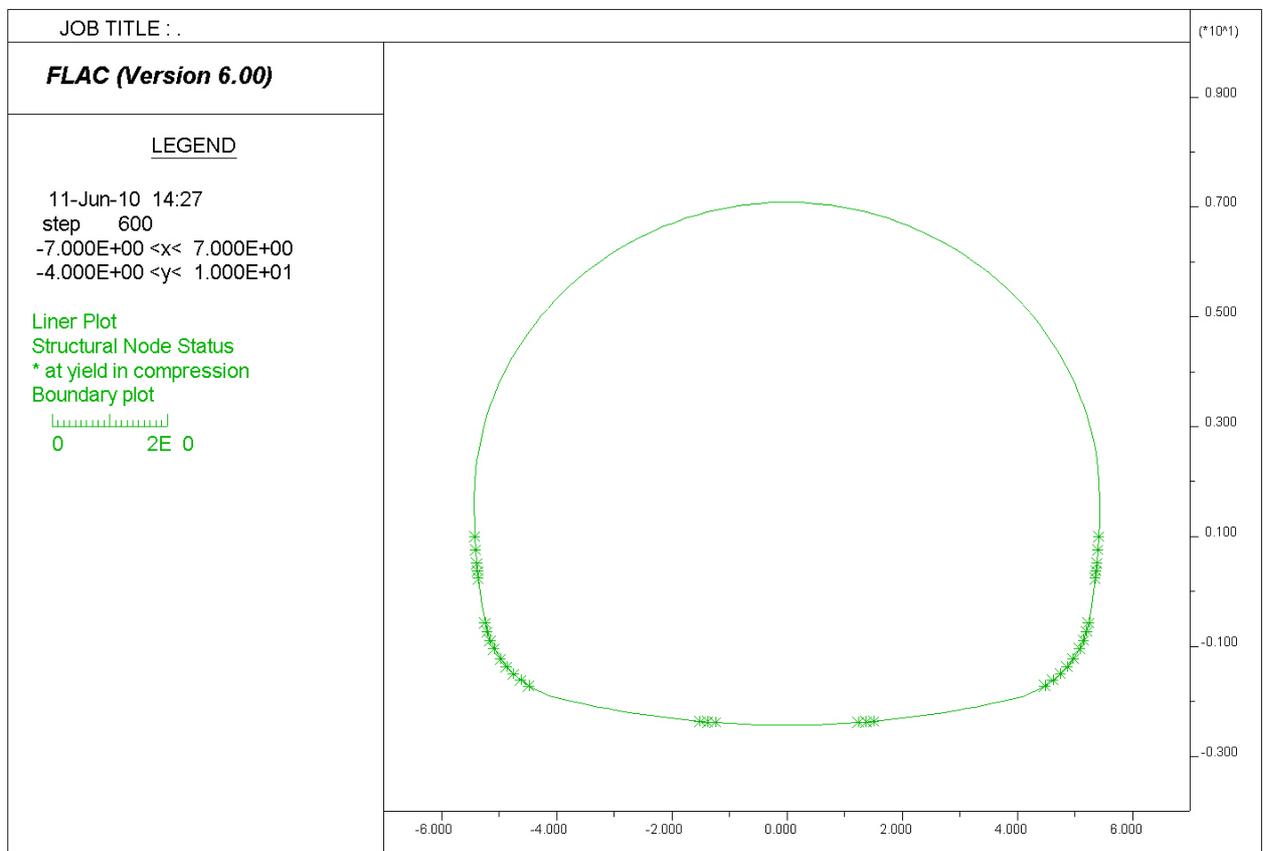


Abb. 4.55: Bruchstellen der Spritzbetonschale 600 R.S. n. Ausbruch und 300 R.S. n. Ausbau

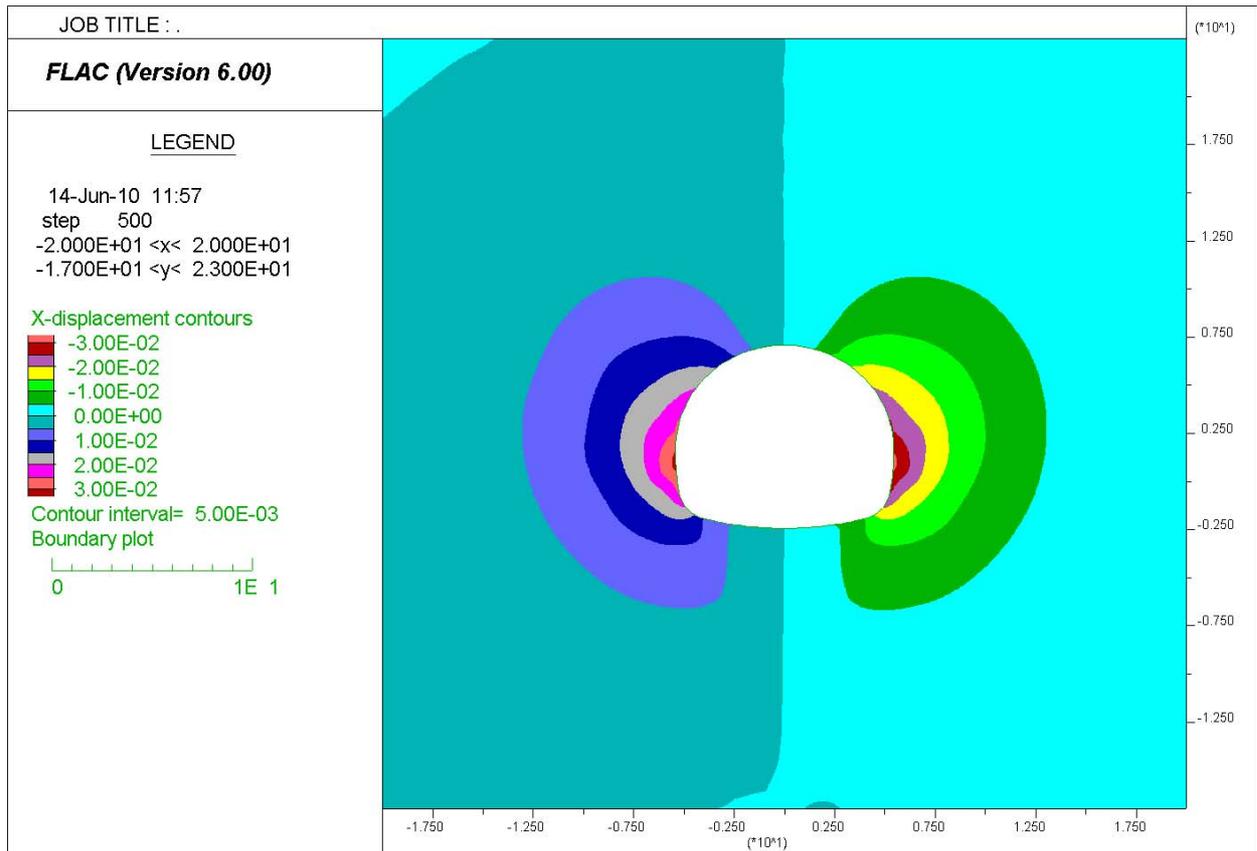


Abb. 4.56: Bereiche gleicher x-Verschiebungen [m], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S. nach Ausbau

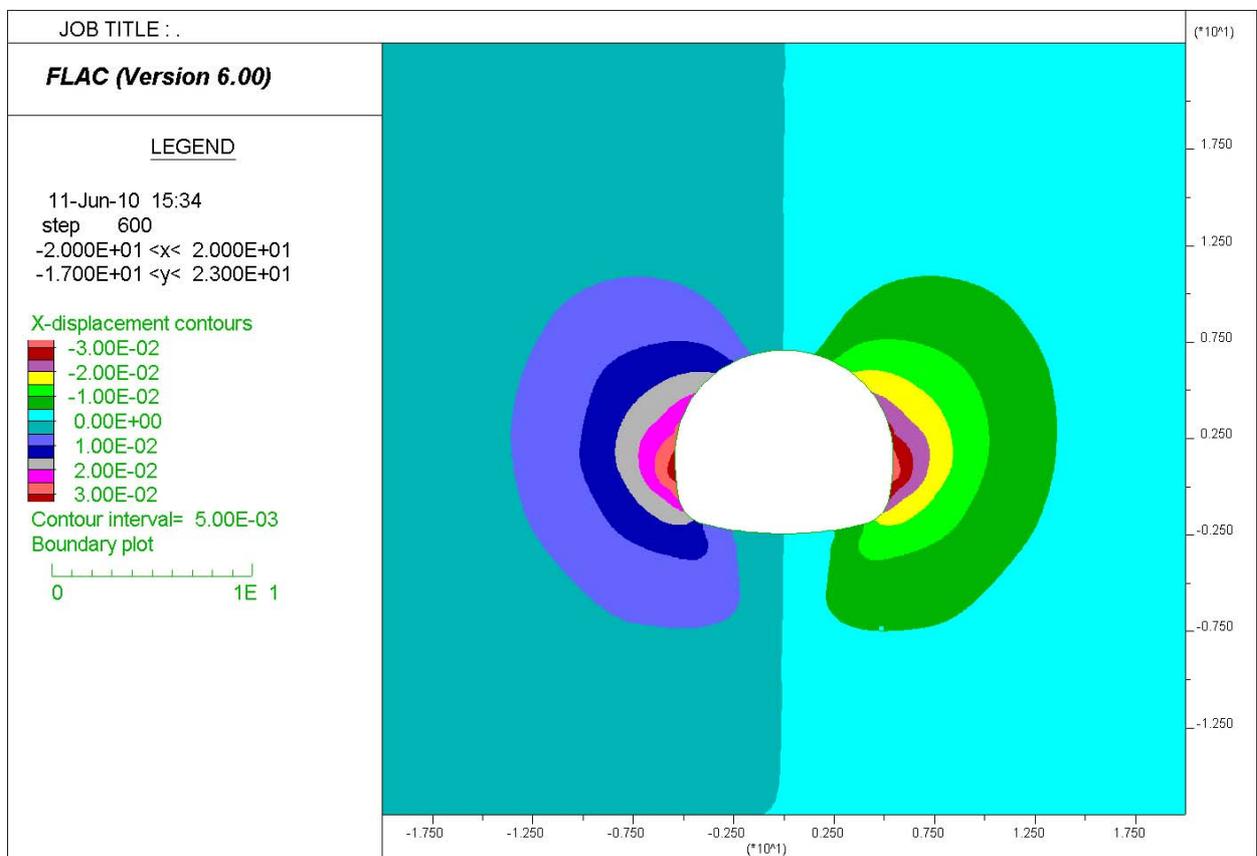


Abb. 4.57: Bereiche gleicher x-Verschiebungen [m], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S. nach Ausbau

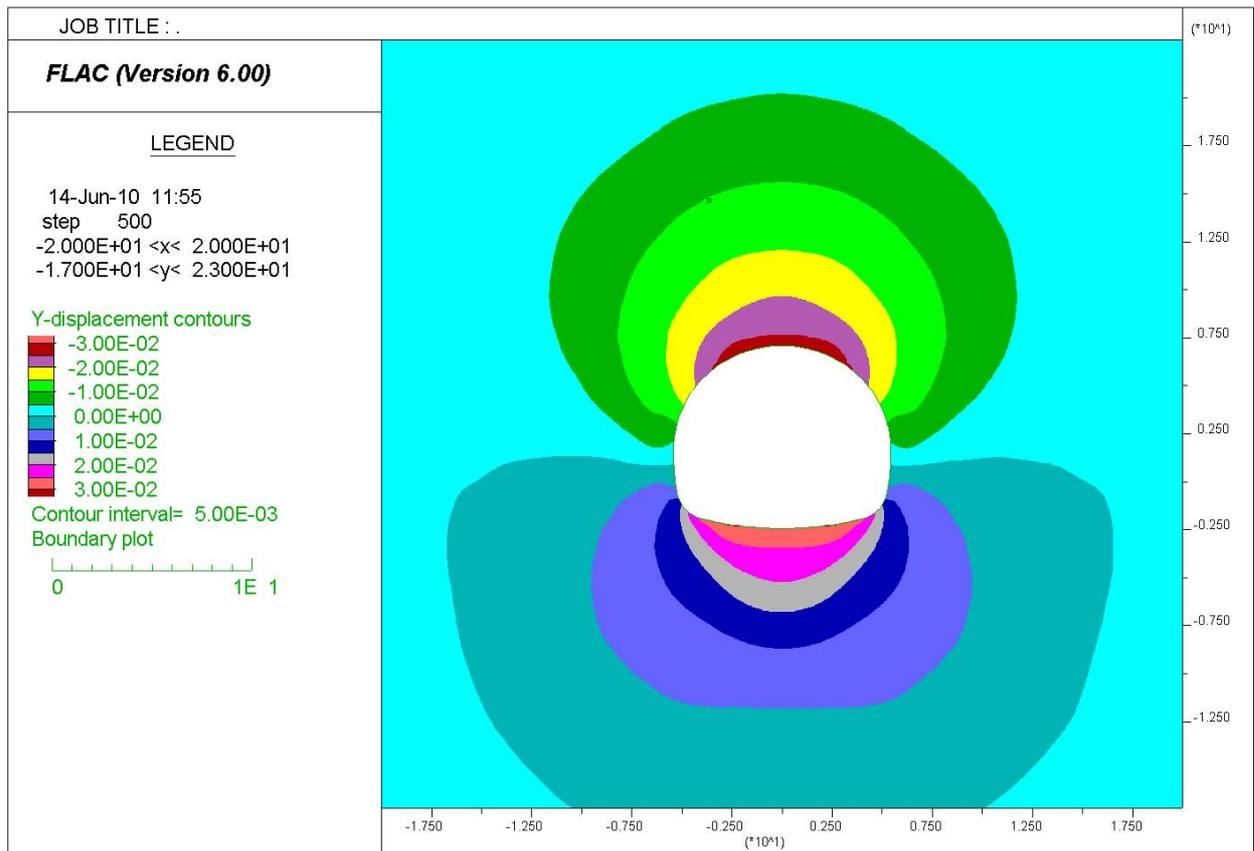


Abb. 4.58: Bereiche gleicher y-Verschiebungen [m], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S. nach Ausbau

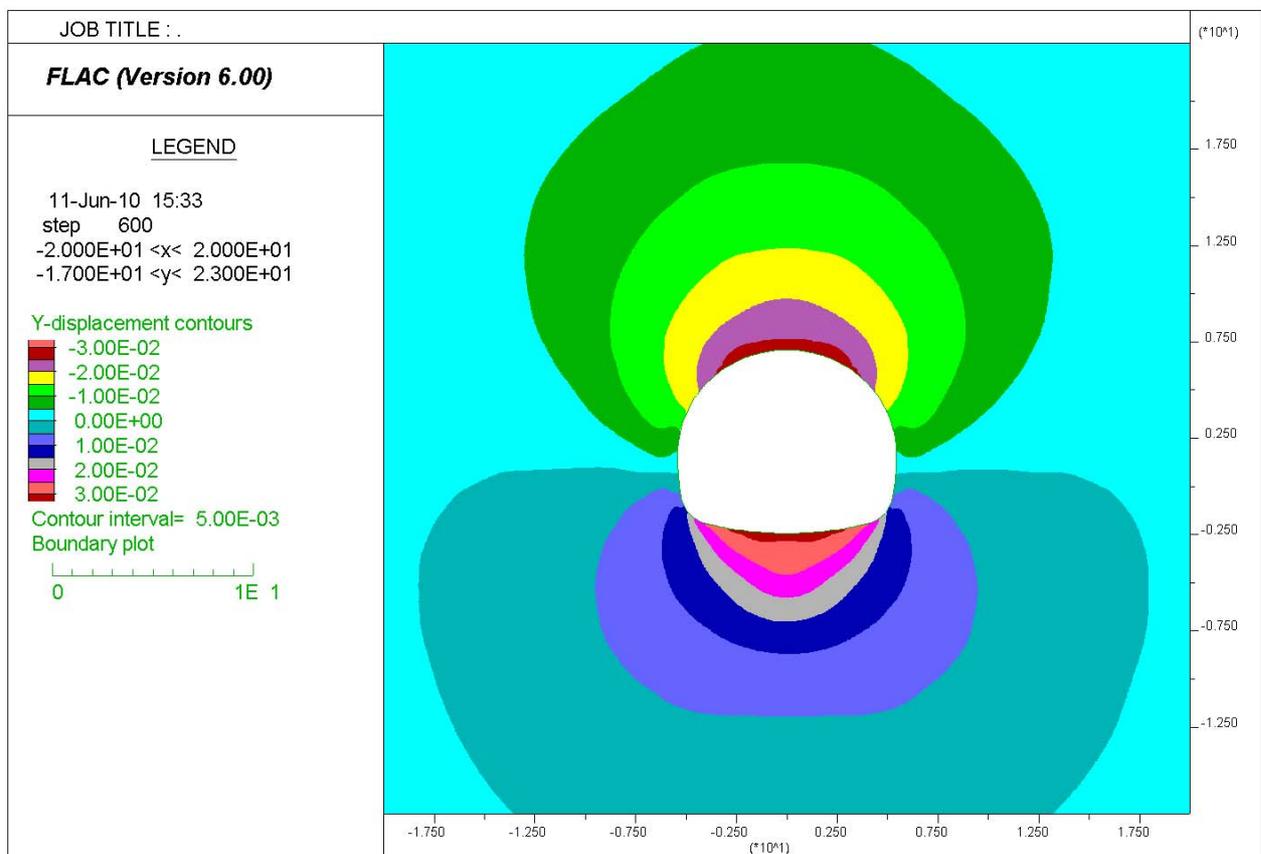


Abb. 4.59: Bereiche gleicher y-Verschiebungen [m], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S. nach Ausbau

4.6 Modell 2D – natürliche Verhältnisse, tiefliegender Tunnel

4.6.1 Modellgeometrie und Materialparameter

Modell 2D hat weist die gleichen Randbedingungen wie die Modelle 2A, 2B und 2C auf. Der Tunnelausbruchsquerschnitt entspricht jenem von Modell 2B. Die Gebirgsüberlagerung (auf das Niveau der Tunnelachse bezogen) beträgt statt 80 Metern 700 Meter. Dem entsprechend erhöht sich die auf dem oberen Modellrand aufzubringende vertikale Belastung von 1080 kN/m^2 auf 17820 kN/m^2 (Abb. 4.60 und Tab. 4.12). Bedingt durch den größeren Überlagerungsdruck ergeben sich für den Zustand des Grenzgleichgewichts bei erfolgtem Tunnelausbruch eine erhöhte Kohäsion und Reibungswinkel. Die Festigkeitsparameter zufolge der Grenzgleichgewichtsrechnung sind in Tabelle 4.11 enthalten. Mehrmaliges Berechnen der Spannungs- und Verschiebungszustände ergab, daß die Kohäsion am Grenzgleichgewicht zwischen 295000 Pa und 297000 Pa und der Reibungswinkel zwischen 36° und 37° liegen. Der Berechnungsablauf des Modells erfolgt daher mit einer Kohäsion von 295000 Pa und einem Reibungswinkel von 36° .

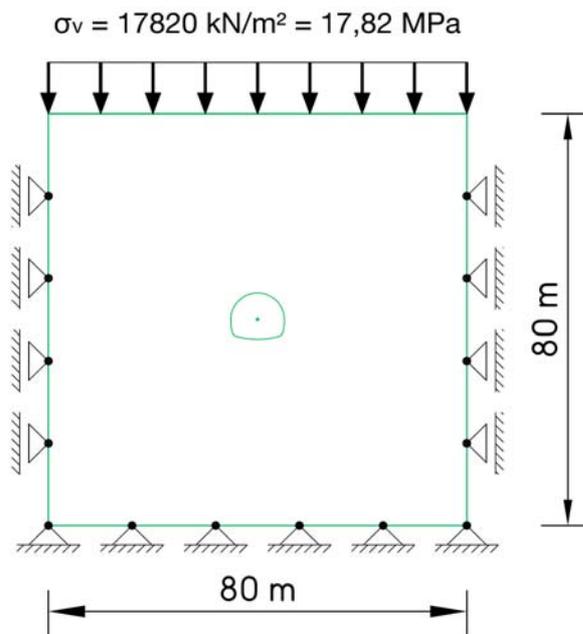


Abb. 4.60: Modell 2D – natürliche Verhältnisse tiefliegender Tunnel

Reibungswinkel	φ	37,6	°
Kohäsion	c	305550	Pa

Tab. 4.11: Festigkeitsparameter der Grenzgleichgewichtsrechnung

Wichte	Belastung	Querdehn-	E-	Reib.-	Kohäsion	einaxial.
Gebirge	σ_v	Zahl ν	modul	winkel, φ	c	Druckfestigkeit σ_D
[kN/m^3]	[MPa]	[-]	[Pa]	[°]	[Pa]	[MPa]
2700	17,82	0,25	10^9	36	295000	1,158

Tab. 4.12: Modell 2D – verwendete Materialparameter

4.6.2 Ergebnisse

Die auf den Abb. 4.61 bis 4.75 zu sehenden Ausgaben zeigen den nach Tunnelausbruch ablaufenden Spannungsumlagerungsvorgang und ein damit im Zusammenhang stehendes Scherbruchversagen, das sich von einem frühen bis zu einem späten Zustand vollzieht. An den Tunnelrändern der Ulmen überschreitet die Vertikalspannung im frühen Zustand die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit (Abb. 4.61). Infolge der Überlastung des Gebirges in diesen Bereichen treten Scherbrüche auf, die zur Ausbildung von keilförmigen Scherbruchkörpern führen. Abb. 4.65 zeigt an den Ulmen komplett entwickelte Scherbruchkörper. Es zeigt sich, daß bei diesem Modell, das einen verhältnismäßig tiefliegenden Tunnel beschreibt, keilförmige Scherbruchkörper im frühen Zustand besonders deutlich hervortreten. Nach vollständiger Ausbildung von Scherbruchkörpern werden diese horizontal in den Tunnelausbruch gequetscht (zu sehen auf Abb. 4.71). Dieses Verhalten verdeutlicht sich auch an den Horizontalverschiebungen in den Ulmen (Abb. 4.67), die im Vergleich zu den Verschiebungen in der Firste und Sohle (Abb. 4.69) groß sind. Im frühen Zustand tritt an einigen Stellen der Firste und Sohle, besonders in den Ulmen Zugversagen auf (Abb. 4.73).

Gegen den späten Zustand bilden sich lange Scherflächen aus, die von den Spitzen der keilförmigen Scherbruchkörper tief in das Gebirge reichen (Abb. 4.66). Das zwischen den Scherflächen und oberhalb der Tunnelfirste befindliche Gebirge senkt sich entlang der Scherflächen ab, was zu einer Zunahme der Vertikalverschiebungen in der Firste führt. Der Versagensmechanismus ändert daher seinen Charakter. Im späten Zustand kommt es an ein paar Stellen der Ulmen zu Zugversagen.

Auf Abb. 4.75 ist zu erkennen, daß die Horizontalverschiebungen an den Ulmen und die Vertikalverschiebungen in der Firste und Sohle anfänglich gleichzeitig auftreten, wobei die Horizontalverschiebungen gegenüber den Vertikalverschiebungen leicht erhöht sind. Mit der vollständigen Ausbildung der Scherbruchkörper nehmen die Horizontalverschiebungen in der Ulme stärker zu als die Vertikalverschiebungen in der Firste.

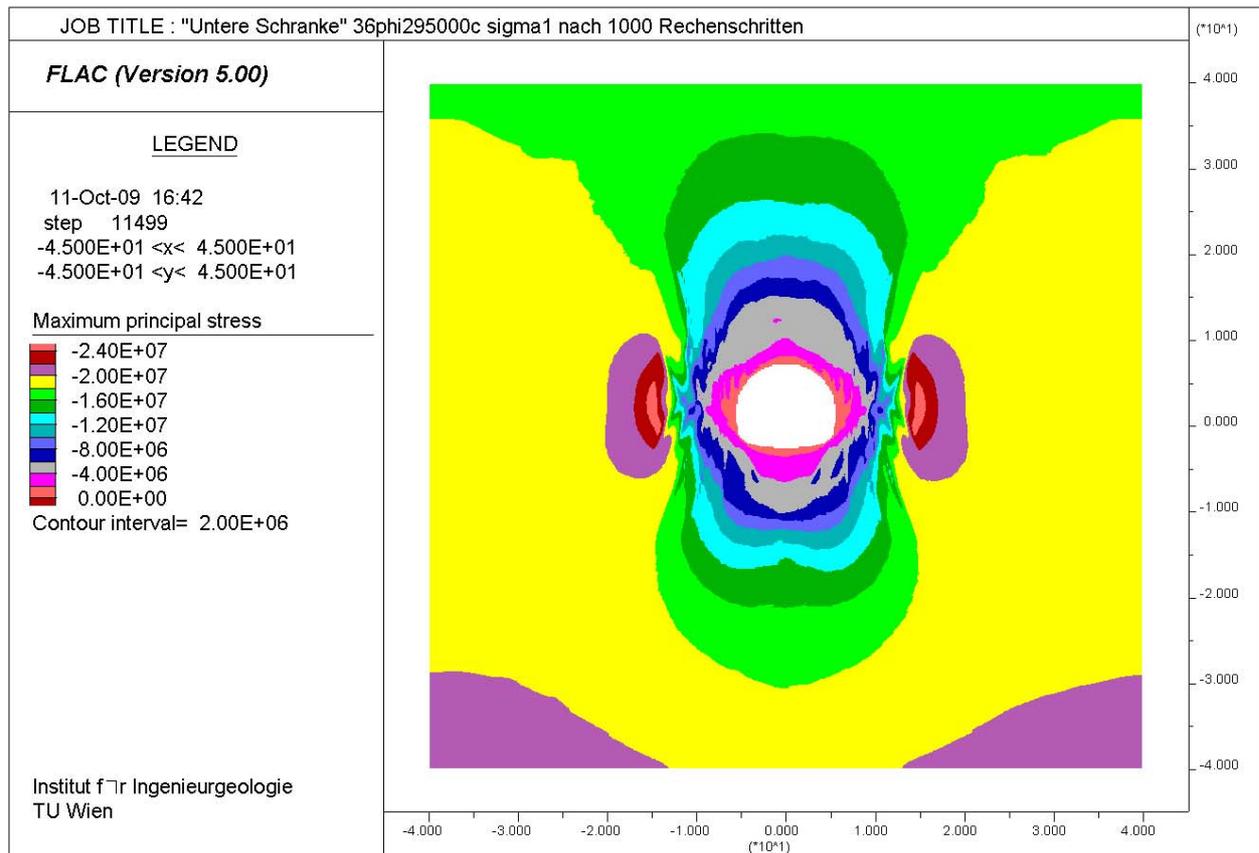


Abb. 4.61: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

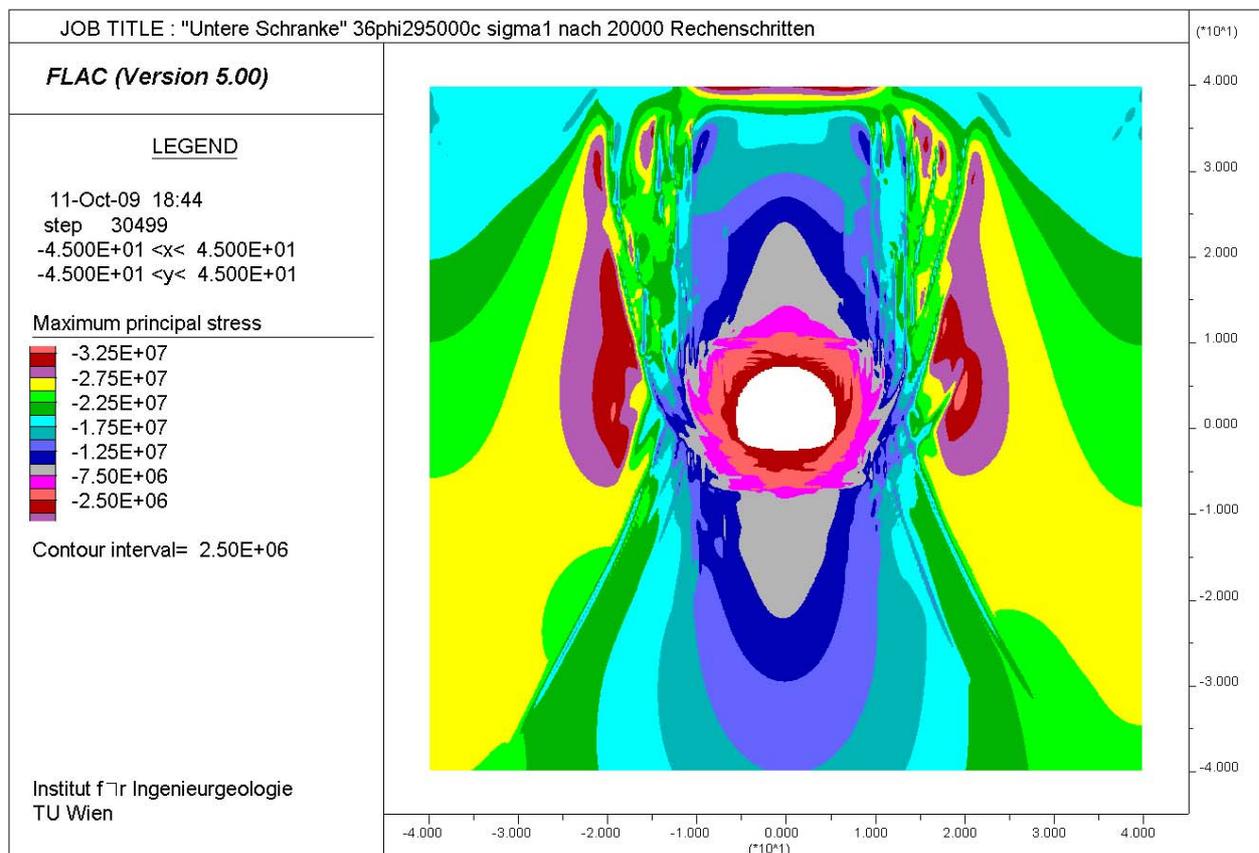


Abb. 4.62: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

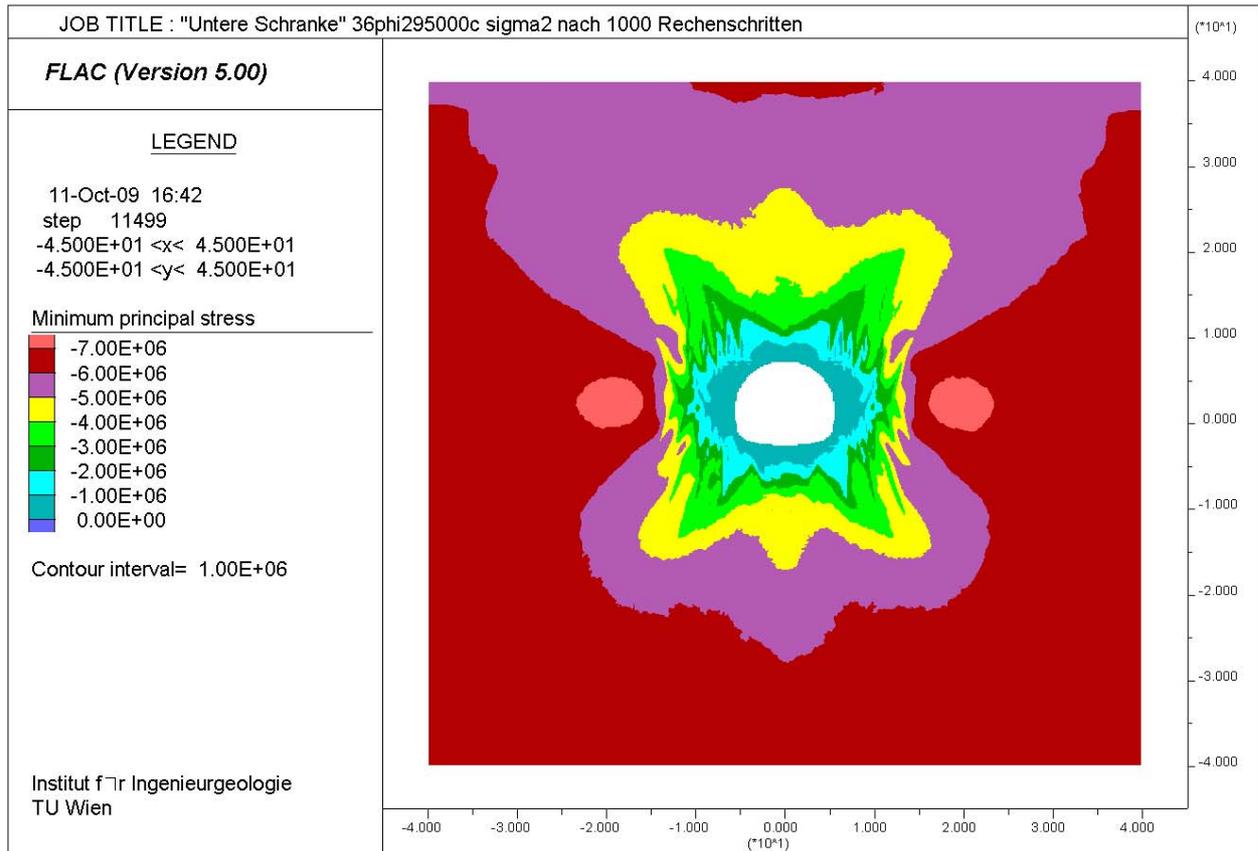


Abb. 4.63: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

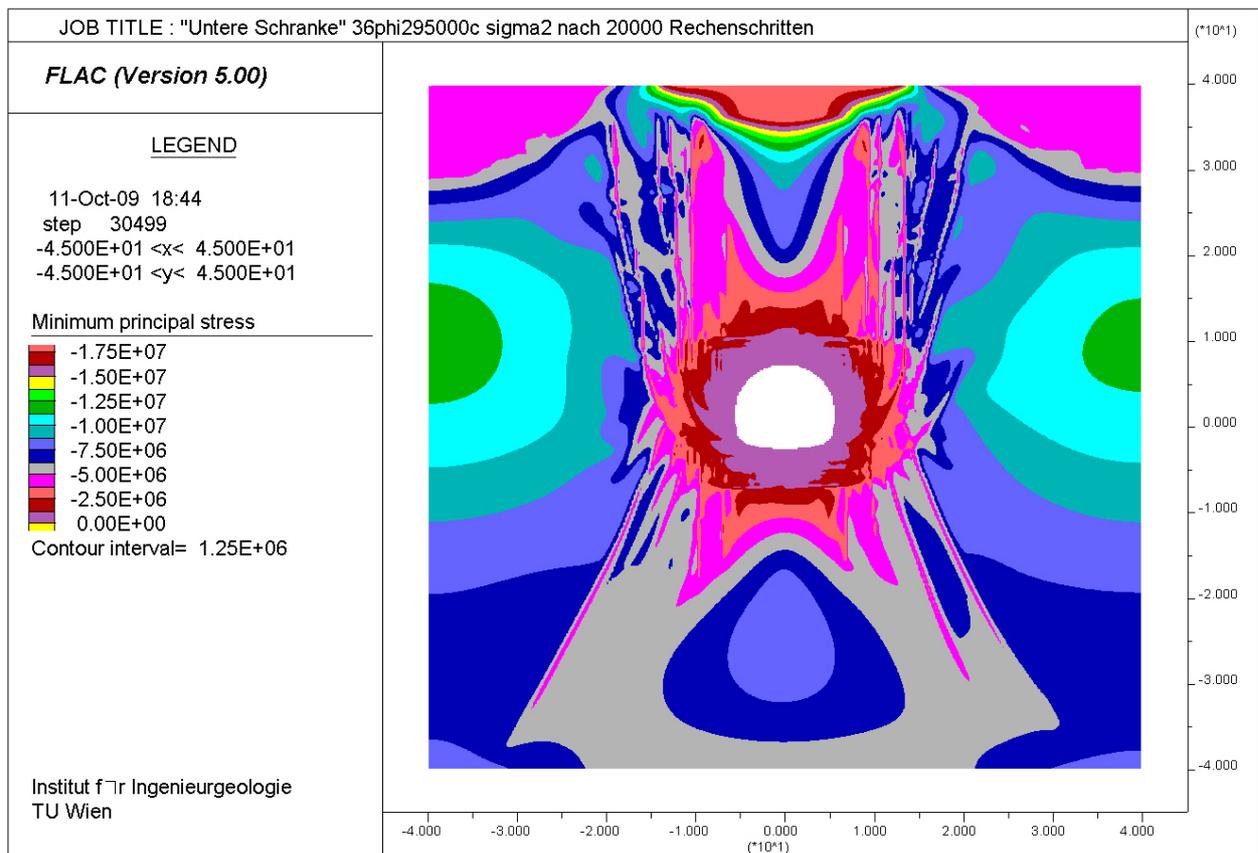


Abb. 4.64: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

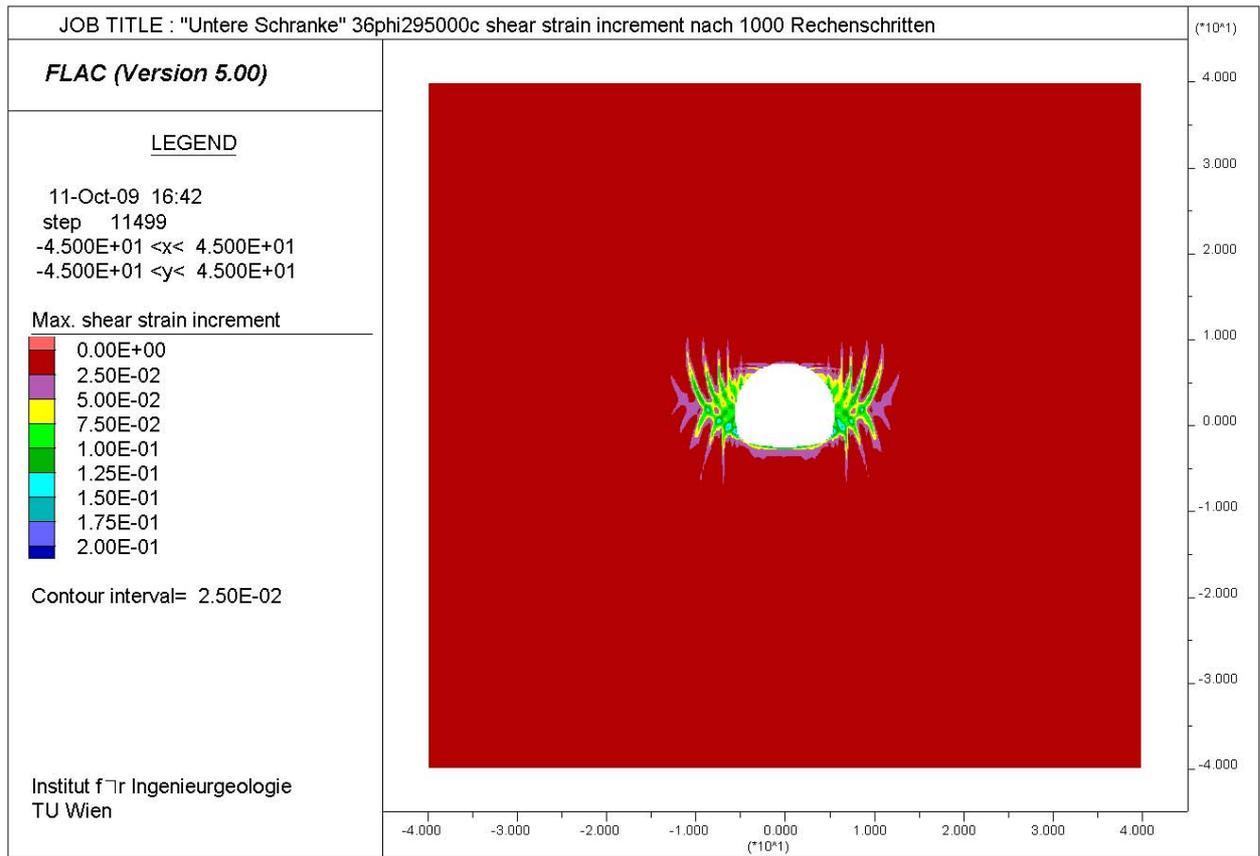


Abb. 4.65: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

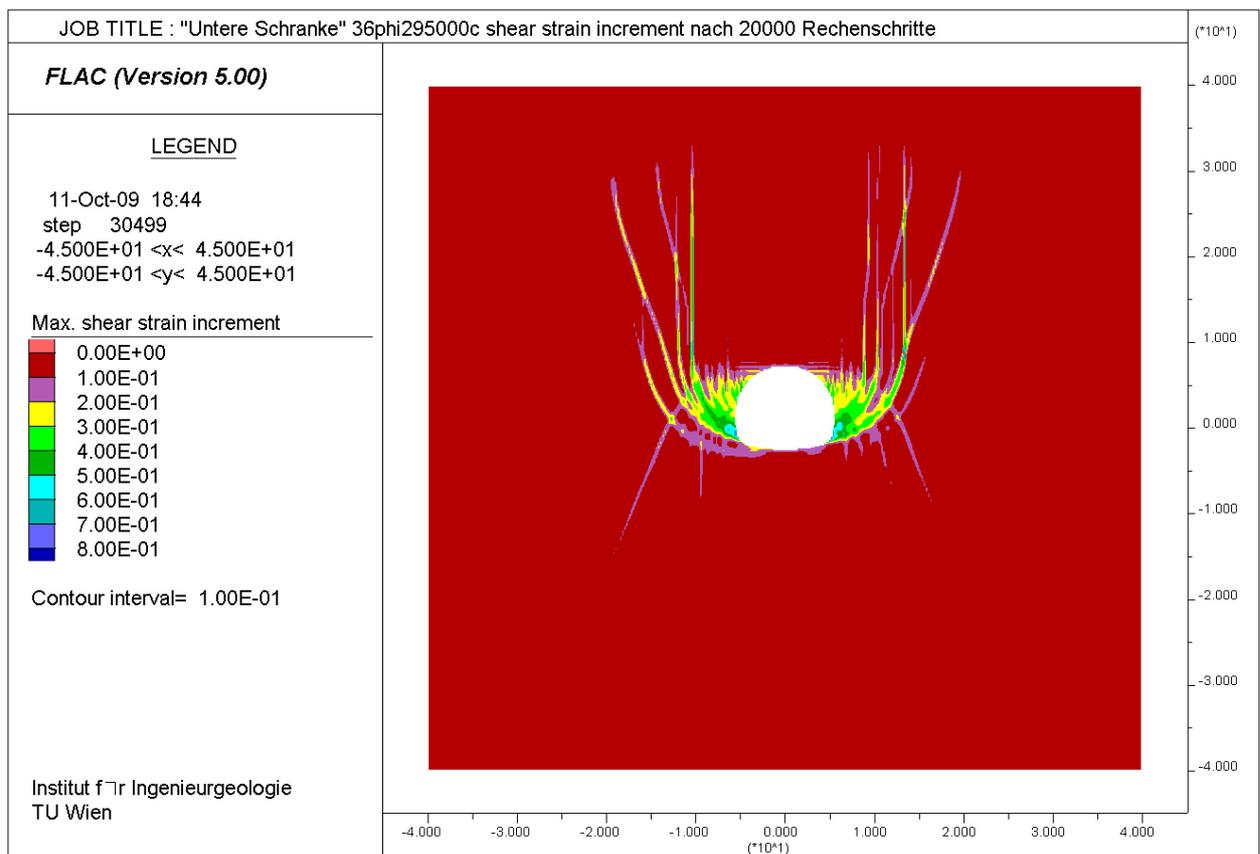


Abb. 4.66: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

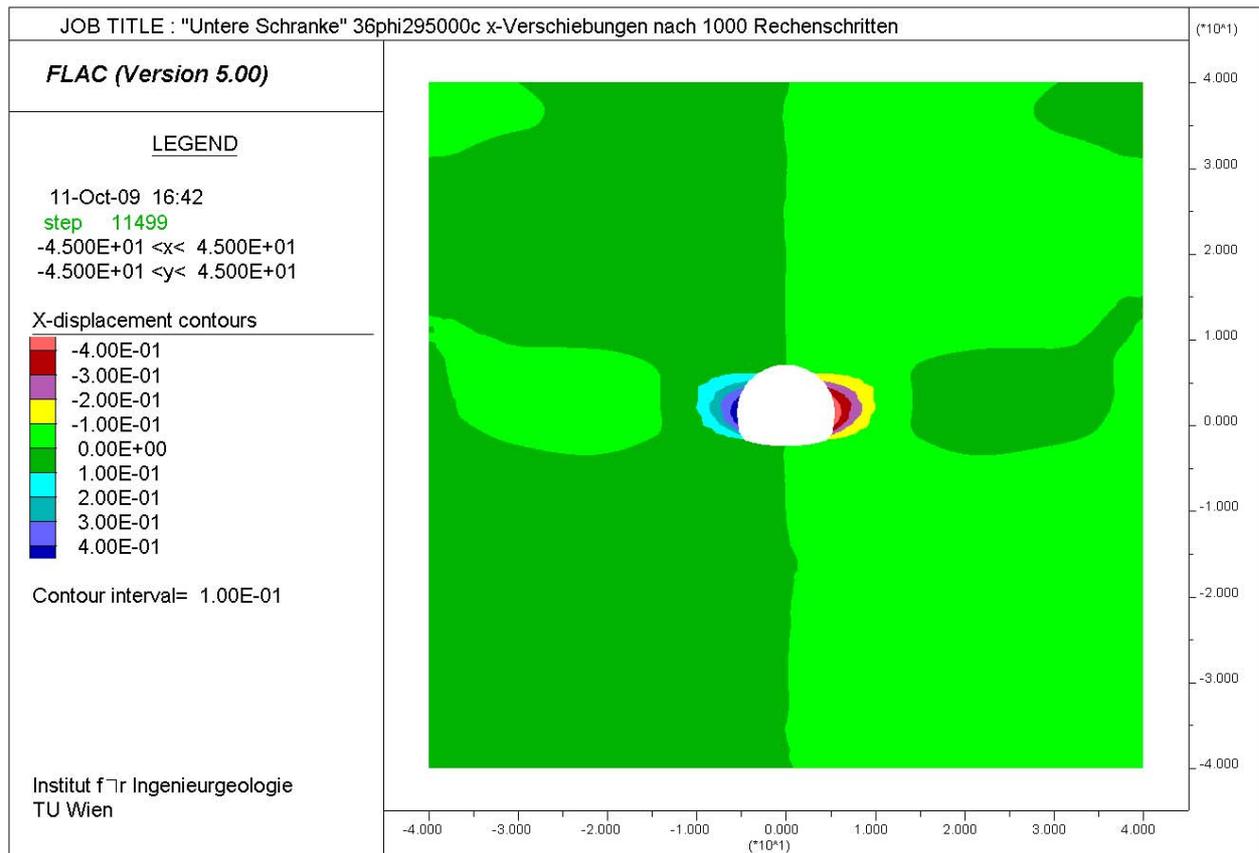


Abb. 4.67: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

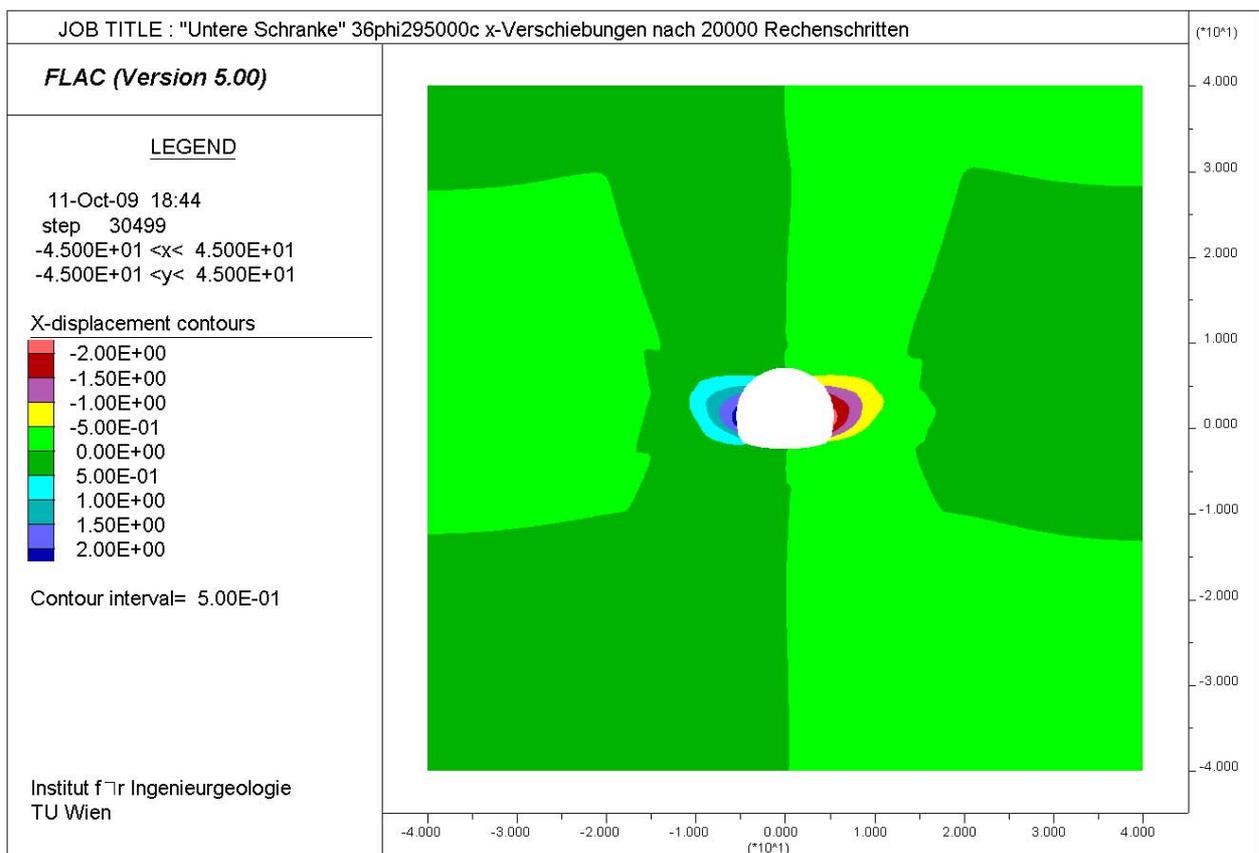


Abb. 4.68: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

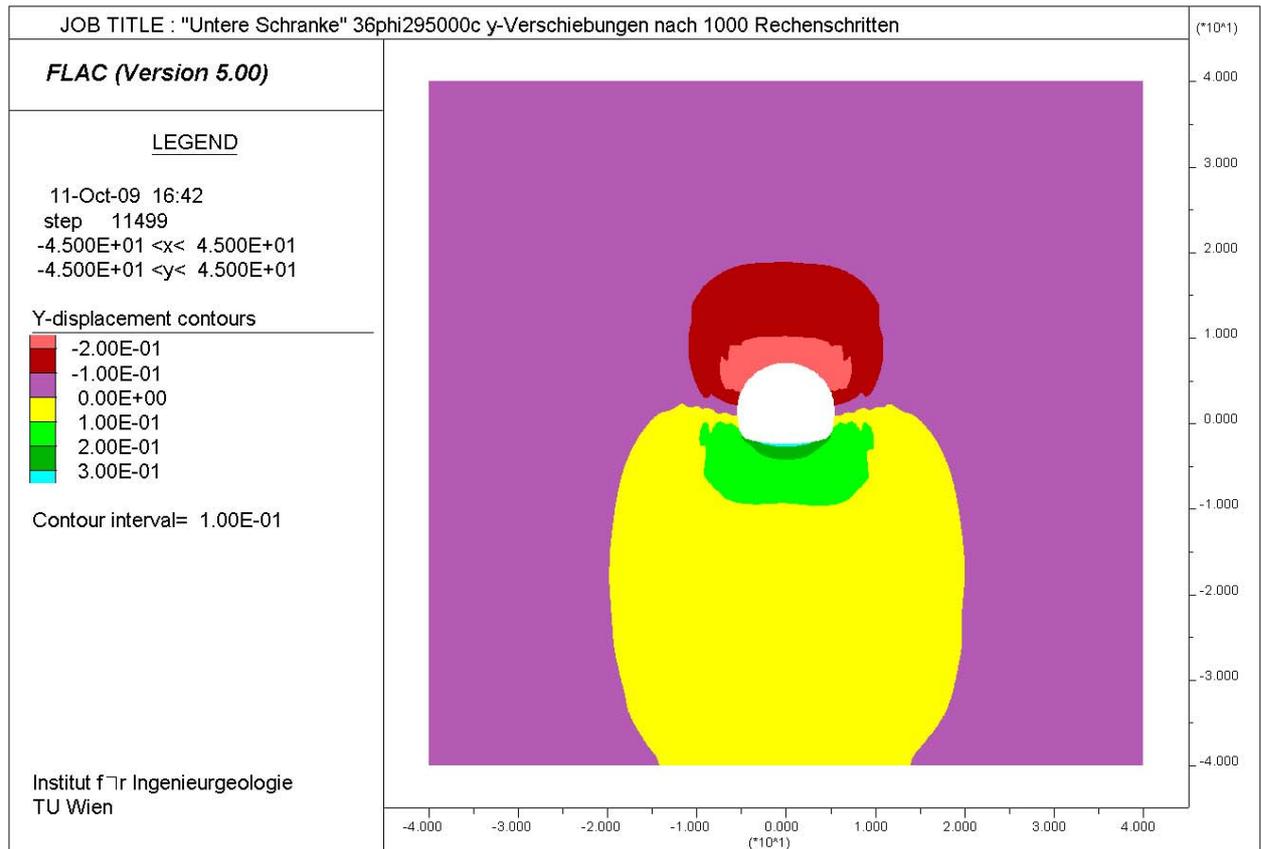


Abb. 4.69: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

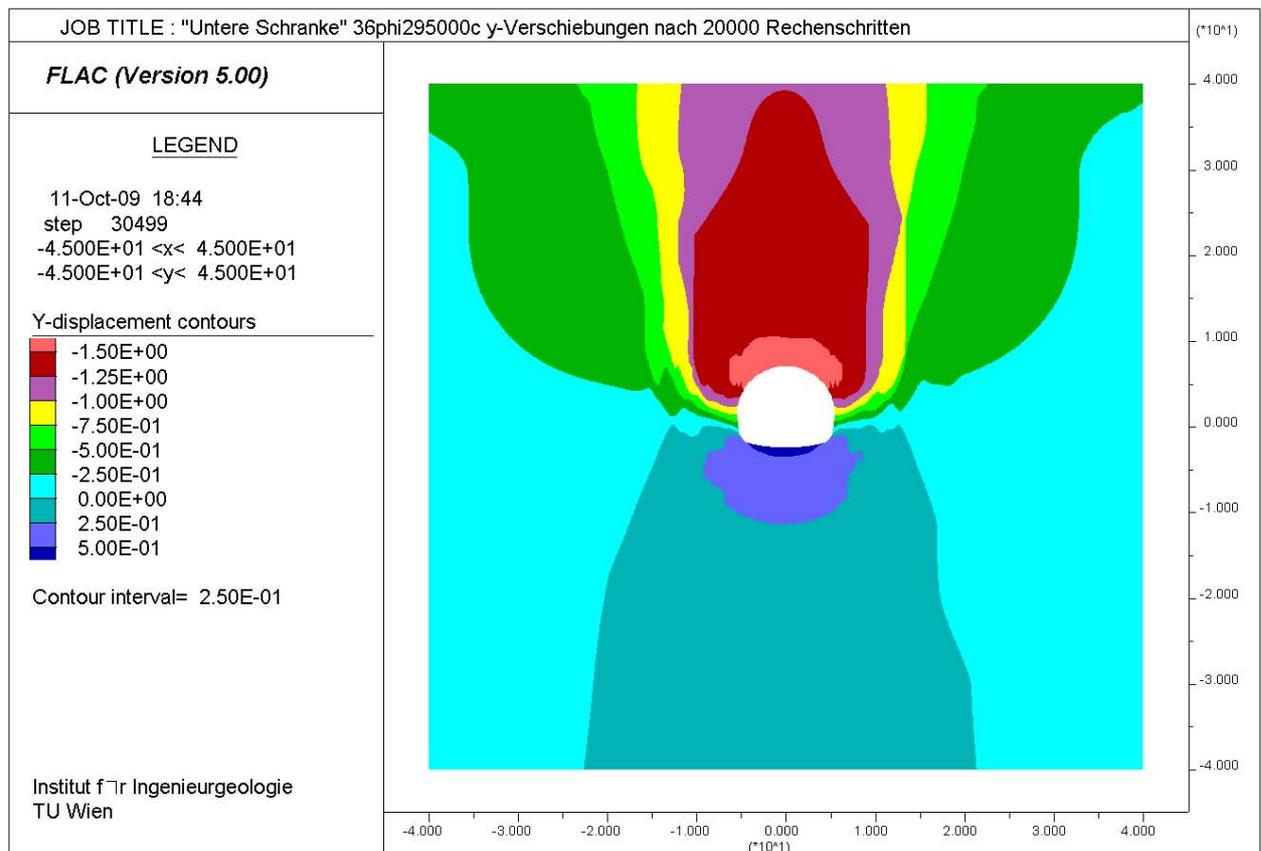


Abb. 4.70: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

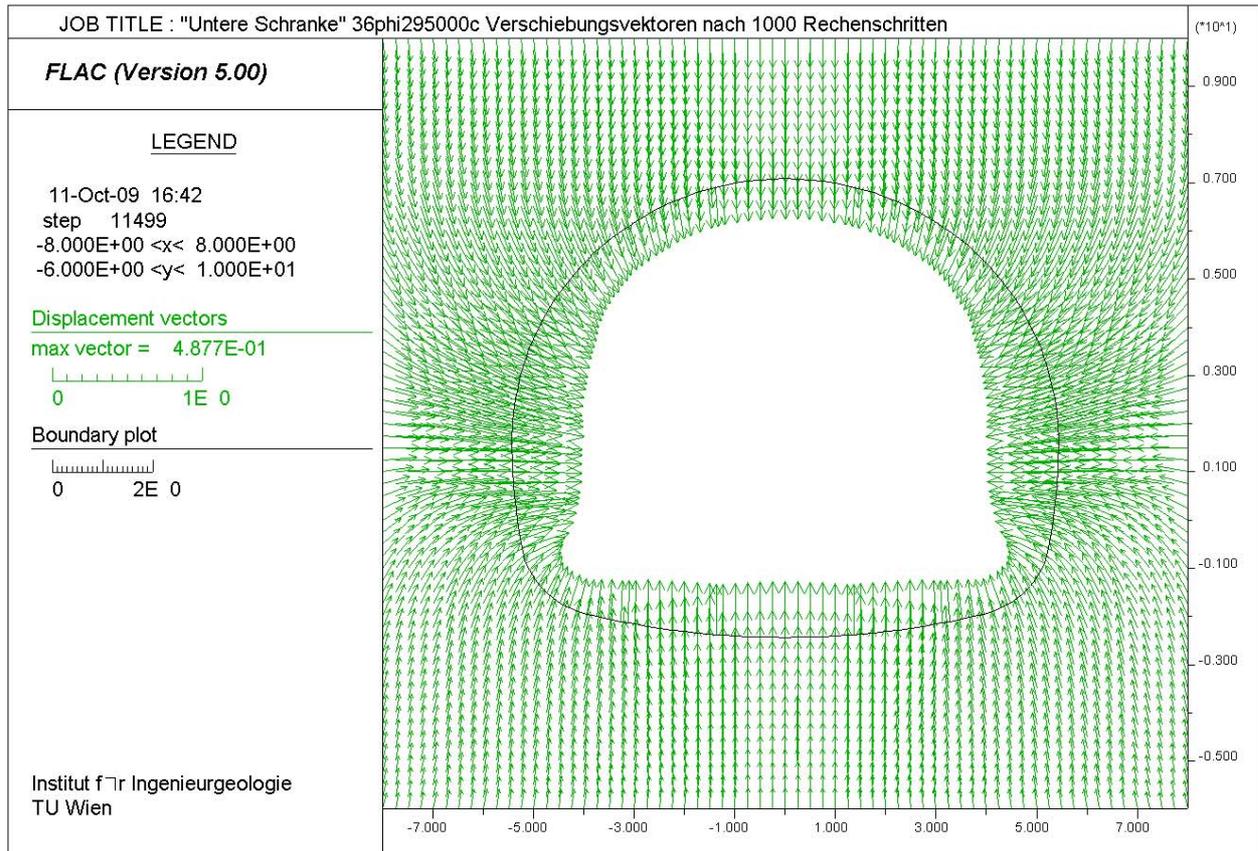


Abb. 4.71: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

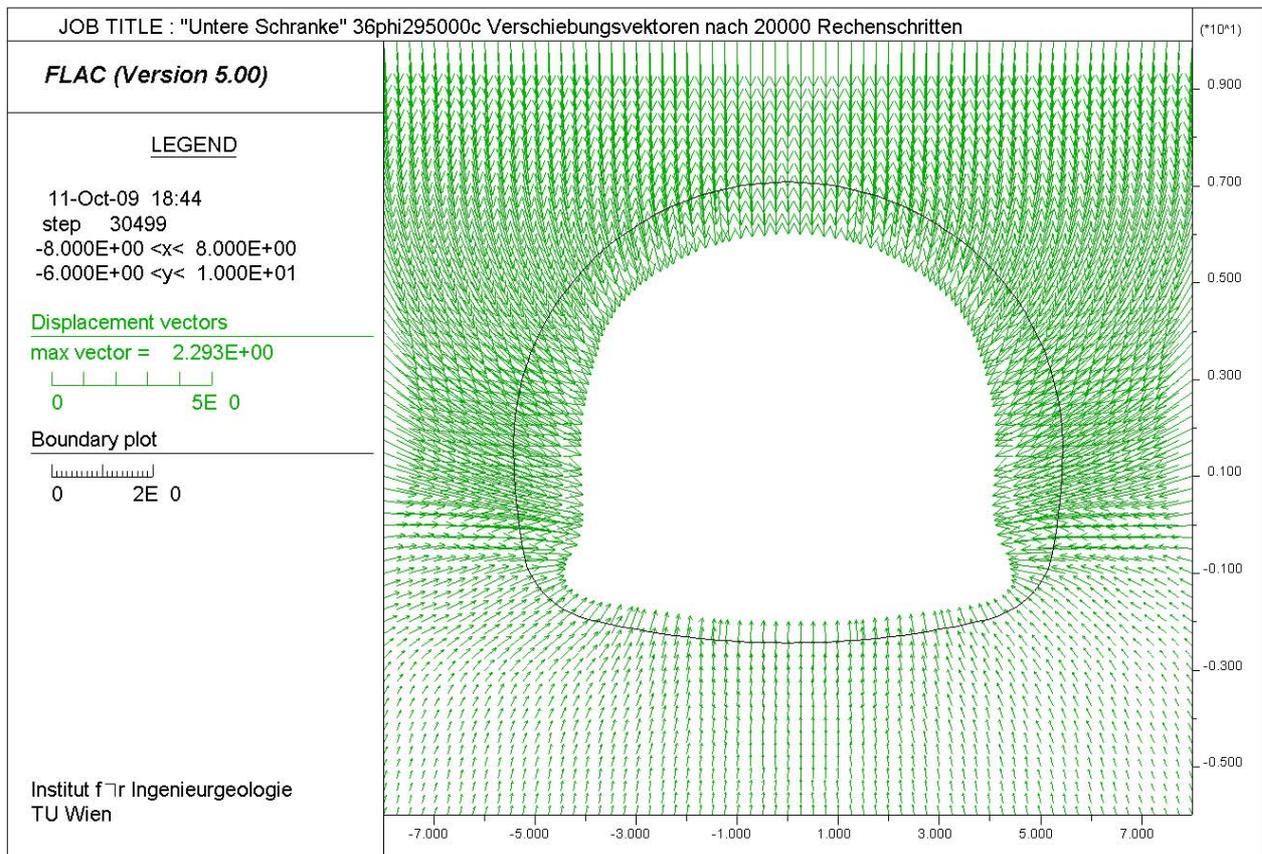


Abb. 4.72: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

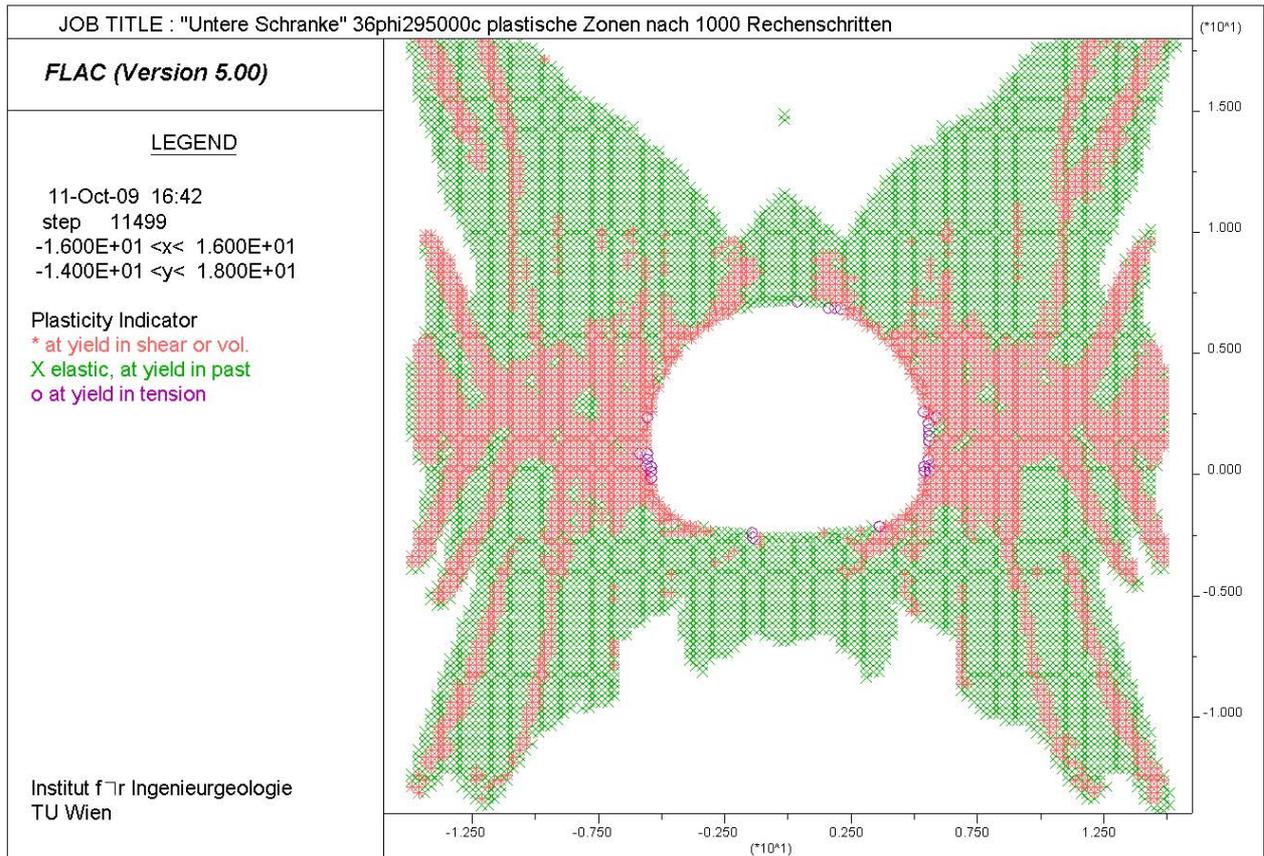


Abb. 4.73: Konturplot – Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)

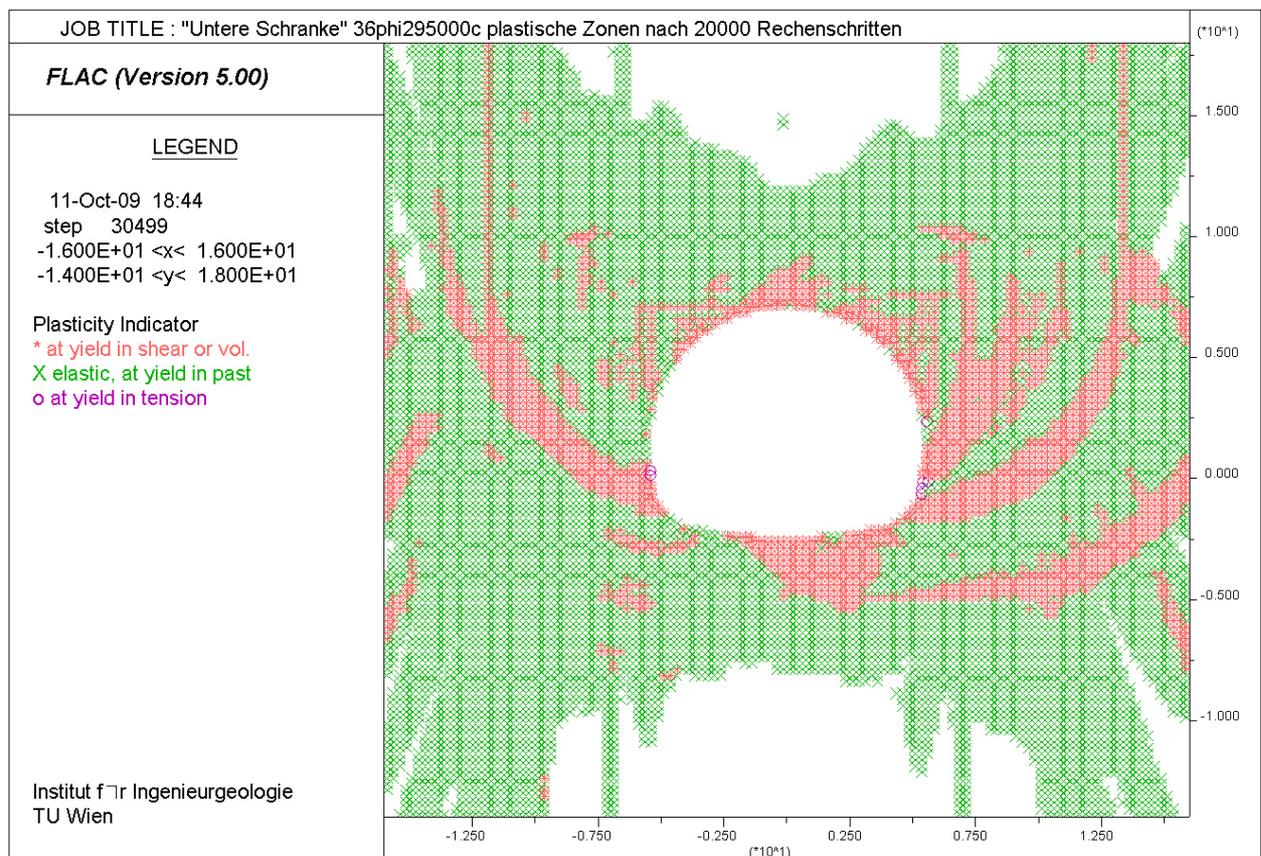


Abb. 4.74: Konturplot – Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)

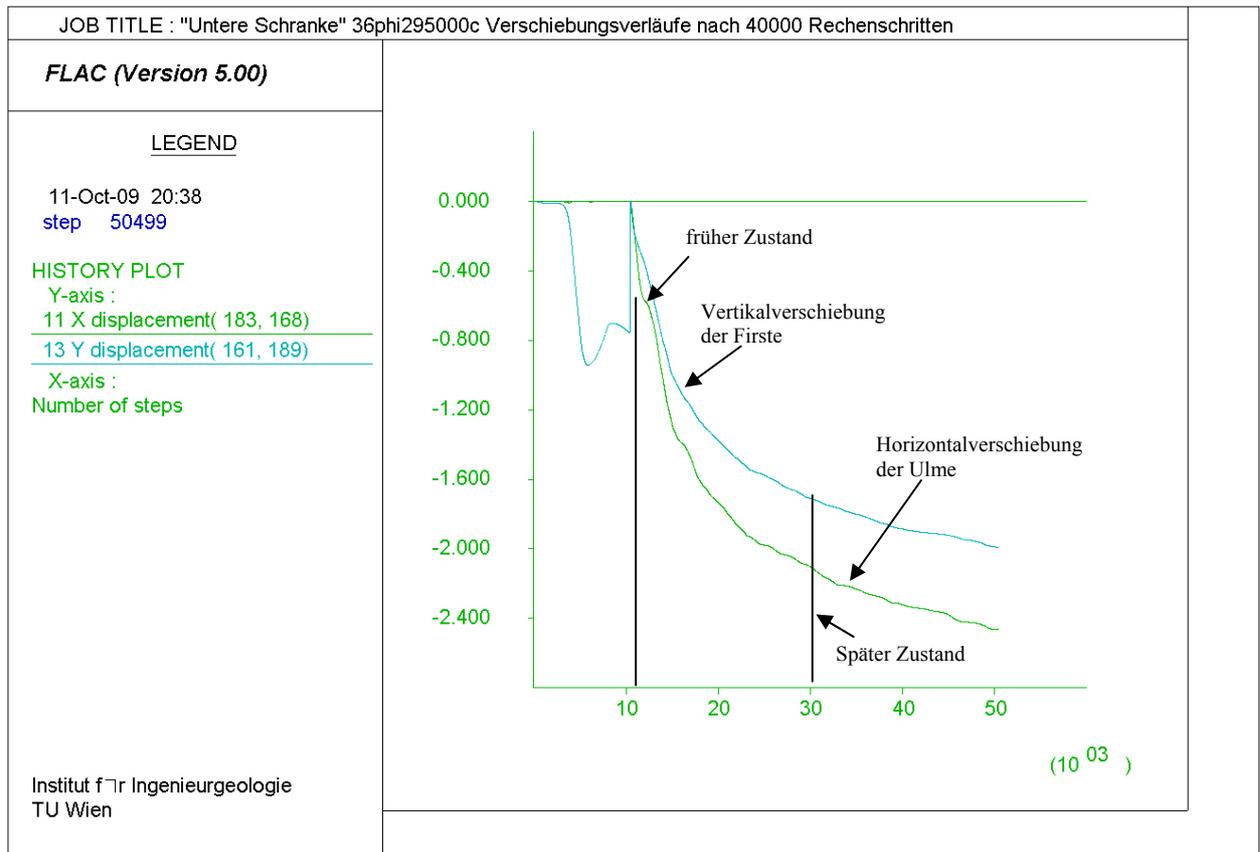


Abb. 4.75: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firspunktes (blau)

5 INTERPRETATION DER UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

Die Ergebnisse des Anfangs untersuchten Modells 1 – der Druckversuch unter biaxialer Belastung – zeigen, daß Scherbrüche im Gebirge an Tunneln unter richtungsbetontem Primärdruck grundsätzlich mit FLAC simuliert werden können. Dabei läuft das fortschreitende Versagen in zwei Phasen ab. Nach Ausbruch des Tunnels kommt es (bedingt durch die Überlastung des Gebirges) an den Ulmen zur Bildung keilförmiger Scherkörper, die, sobald sie vollständig entwickelt sind, in den Hohlraum drängen. In der darauf folgenden Phase treten lange Scherflächen (konjugierte Mohr-Coulombsche Brüche) auf, die von den Spitzen der Scherkörper weit in das Gebirge reichen. Im weiteren nehmen sowohl die Horizontalverschiebungen an den Ulmen als auch die Vertikalverschiebungen in der Firste und der Sohle zu, wobei die Horizontalverschiebungen größer sind.

An den für die Untersuchung eines Tunnelausbruchs unter natürlichen Verhältnissen entwickelten Modellen ohne Ausbau ist das Bilden von keilförmigen Scherbruchkörpern nach Tunnelausbruch mit FLAC sehr gut zu beobachten. Sind die Scherbruchkörper vollständig ausgebildet, werden sie in den Hohlraum gedrückt und die Horizontalverschiebungen an den Ulmen nehmen zu. In weiterer Folge bilden sich von den Spitzen der Scherbruchkörper Scherflächen aus, die tief in das Gebirge reichen. Zwischen diesen Scherflächen beginnt sich das Gebirge in Richtung der größeren primären Hauptdruckrichtung zu verschieben. Das Scherversagen läuft demnach in zwei Phasen ab.

Modell 2C simuliert das Verhalten eines Tunnelausbruchs, der zusätzlich mit einer Spritzbetonschale gesichert wird. Nach Einbau der Spritzbetonschale ist zu beobachten, daß das Gebirge unterhalb der Sohle und an den Ulmen intensiv von Zerscherungen betroffen ist, wobei die Zerscherungen an den Ulmen am stärksten sind. An den Ulmen sowie an den Ausrundungen zur Sohle ist der Ausbau einer großen Biegemomenten- und Normalkraftbeanspruchung ausgesetzt. Es kommt zum Versagen der Spritzbetonschale an den Ulmen durch Überschreitung der Betondruckfestigkeit. In weiterer Folge versagt der Spritzbetonausbau auch am Sohlgewölbe. Nach dem Bruch der Spritzbetonschale an der Sohle bildet sich auch in diesem Bereich ein Scherkörper aus, der in den Tunnel gedrängt wird. Verglichen mit dem Ausbau des Vortriebsabschnittes am Ganzsteintunnel zeigt sich, daß in beiden Fällen das Gebirge an den Ulmen und der Sohle gegen den Spritzbetonausbau drückt und dieser durch Überlastung reißt beziehungsweise versagt. Der Versagensmechanismus, der an Tunnelausbrüchen zu den oben genannten Schäden führt, kann mittels FLAC simuliert werden.

Der von Rabcewicz (1964) beschriebene Versagensmechanismus über keilförmige Scherbruchkörper, die von den Ulmen in den Hohlraum drängen, kann mit FLAC gut simuliert werden. Die Modelle zeigen im späten Zustand zwar eine Firstsenkung beziehungsweise Sohlhebung, jedoch kann das Stadium III nach Rabcewicz (1964) mittels FLAC nicht modelliert werden.

Sattler (1965) nennt an seinem Modell den unteren Bereich der Ulmen als den am stärksten beanspruchten Teil des Tunnelausbaus. Auch beim Modell 2C (Modell mit Spritzbeton) sind die unteren Bereiche der Ulmen am stärksten durch das herein drückende Gebirge beansprucht.

Die von Feder (1977) dargestellten Radialrisse in der Firste und Sohle des Zustands 1 können mit den mittels FLAC untersuchten Modellen nachgewiesen werden. Es besteht ebenfalls eine große Ähnlichkeit zwischen der Ausbildung von zermalmt „Ulmenzwickel“ im Zustand 2 nach Feder (1977) und dem Auftreten keilförmiger Scherbruchkörper des frühen Zustandes der Modelle ohne Ausbau. Die mit FLAC dargestellten Scherbruchkörper sind jedoch nicht so spitz ausgebildet. Nach Feder (1977) tritt ein Zermalmen der Ulmenbereiche dann ein, wenn die Tangentialspannung an den Ulmen die einaxiale Gebirgsdruckfestigkeit überschreitet. Dieser Zustand ist in den Berechnungen mittels FLAC auch gegeben. Die im dritten Zustand nach Feder (1977) beschriebenen Scher- und Schalenbrüche können mit FLAC nicht nachgewiesen werden. Die im späten Zustand mit FLAC simulierten Scherflächen haben zum Teil einen gekrümmten Verlauf – sie beginnen im Unterschied zu Feder (1977) jedoch nicht an der Firste oder Sohle des Tunnels, sondern an den Spitzen der Scherbruchkörper beziehungsweise an den Ulmen. Die von Feder (1977) genannte Voraussetzung von festem Gebirge kann durch die Berechnung mittels FLAC bestätigt werden. Weiters haben die Berechnungen gezeigt, daß sich Scherbruchkörper nur in stark kohäsivem Material ausbilden.

6 ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Diplomarbeit hatte das Ziel, die im Ganzsteintunnelvortrieb beobachteten Schäden an der Spritzbetonschale und damit verbundene Bruchmechanismen sowie das Versagen von Tunnelulmen durch Scherbrüche mittels FLAC („Fast Lagrangian Analysis of Continua“ der Itasca Consulting Group) zu simulieren.

Während des Vortriebs der zweiten Röhre des Ganzsteintunnels wurden Schäden an der Spritzbetonschale in Form von Längsrissen und Abplatzungen, die an den Ulmen auftraten, beobachtet. Trotz Sanierungsmaßnahmen kam es in weitere Folge zu einem rund 110 m langen Längsriß im Sohlgewölbe.

Rabcewicz (1964) beschreibt einen Versagensmechanismus in drei Stadien unter richtungsbetontem Primärdruck im Zuge eines Spannungsumlagerungsvorganges. Im ersten Stadium bilden sich keilförmige Scherbruchkörper aus, die in den Hohlraum drängen. Die Abstände zwischen den Spitzen der Bruchkörper betragen ungefähr das 1,5 bis 1,8 fache des Tunneldurchmessers. Bedingt durch die vergrößerte Spannweite beginnen sich im zweiten Stadium Firste und Sohle einander anzunähern, während die keilförmigen Scherbruchkörper weiter in den Tunnel drängen. Im dritten Stadium steigert sich Firstsenkung und Sohlhebung so weit, daß es zum Ausknicken in diesen Bereichen kommt.

Sattler (1965) erläutert einen Versagensmechanismus an einem Tunnel mit Spritzbetonausbau unter richtungsbetontem Primärdruck in zwei Stadien. Im ersten Stadium nähern sich Firste und Sohle aufgrund der vorliegenden primären Hauptdruckrichtung etwas an. Im zweiten Stadium bilden sich an den Tunnelulmen keilförmige Scherbruchkörper aus.

Feder (1977) geht neben einem richtungsbetonten Primärdruck auch von festem Gebirge als Voraussetzung für Scherbrüche an Tunnelausbrüchen aus. Der von ihm behandelte Versagensverlauf umfaßt drei Zustände. Im ersten Zustand kann es durch Risse an Sohle und Firste zu Verbrüchen der selbigen kommen. Im zweiten Zustand kommt es bei Überschreitung der einaxialen Druckfestigkeit an den Ulmen zu Zermalmen von „Ulmenzwickel“, das sich je nach Gebirgsfestigkeit in Form von Bergschlägen, Ausquetschungen und Spaltbruchserien äußert. Trotz Spannungsumlagerungen kommt es im dritten Zustand zu Scher- und Spannungsbrüchen.

Für die Modellierung des Scherbruchmechanismus mittels FLAC mußte eine sehr feine Netzfeinheit (25 x 25 cm) gewählt werden. Die Modelle weisen eine quadratische Form mit 80 m Seitenlänge auf, in deren Zentrum der Mittelpunkt des Tunnelausbruchs liegt.

Die in situ Spannungszustände der Modelle wurden mit vertikal betontem Primärdruck generiert, wobei das Seitendruckverhältnis $1/3$ beträgt. Danach wurde der Tunnel ausgebrochen.

Die verwendeten Festigkeitsparameter Kohäsion und Reibungswinkel wurden für das Grenzgleichgewicht mit Hilfe der Methode der Festigkeitsreduktion bestimmt.

Zu Beginn wurde versucht, den Scherbruchmechanismus an Hand eines Druckversuchs unter biaxialer Belastung zu simulieren. Das Modell wurde an den horizontalen Rändern einer Vertikalbelastung ausgesetzt, die dreimal so groß ist, wie die an den Seitenrändern wirkende Horizontalbelastung. Gravitation blieb unberücksichtigt. Die Ergebnisse zeigten, daß der Versagensmechanismus der Scherbrüche in zwei Phasen abläuft. In einem frühen Zustand kommt es zur Ausbildung von keilförmigen Scherbruchkörpern an den Tunnelulmen. Nach deren vollständiger Ausbildung nehmen die Horizontalverschiebungen an den Ulmen zu. Gegen einen späten Zustand bilden sich lange, stark geneigte bandartige Scherflächen aus, die fast bis zu dem oberen und unteren Modellrand reichen. Im weiteren Verlauf nehmen die Verschiebungen an den Ulmen zu.

In weiterer Folge wurden vier Modelle generiert, bei denen die Gravitation berücksichtigt wurde. Die seitlichen Modellränder wurden horizontal unverschieblich, der untere Modellrand horizontal und vertikal unverschieblich gehalten.

Bei drei dieser Modelle, die einen nicht gesicherten Tunnelausbruch beschreiben, zeigte sich, daß auch hier der Versagensmechanismus in zwei Phasen abläuft. In einem frühen Zustand bilden sich keilförmige Scherbruchkörper aus. Nach deren vollständiger Ausbildung nehmen die Horizontalverschiebungen zu. In einer zweiten Phase bilden sich von den Spitzen der keilförmigen Bruchkörper Scherflächen aus, die fast bis zum oberen Modellrand reichen. Zwischen den Scherflächen beginnt sich das Gebirge in Richtung der größeren Hauptdruckrichtung zu verschieben. Das Auftreten von Scherbrüchen an Tunnelulmen ohne Ausbau konnte daher mittels FLAC verifiziert werden.

An einem Modell wurden natürliche Verhältnisse unter Berücksichtigung eines Spritzbetonausbaus untersucht. Durch den Druck des zerscherten Gebirges an den Ulmen und der Sohle kommt es bereits in einer frühen Phase zu einer Überbeanspruchung durch Biegemomente und Druckkräfte. In weiterer Folge versagt die Spritzbetonschale an diesen Bereichen und es erfolgt dort eine Zunahme der Verschiebungen. Die in der Spritzbetonschale des Ganzsteintunnels vorhandenen Schäden sowie der damit verbundene Versagensmechanismus konnten mittels FLAC simuliert werden.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1.1:	Geologischer Prognoselängenschnitt Ganzstein-Südröhre, Blickrichtung Südost (Bfgh, 2005, verändert)	6
Abb. 1.2:	Grundriß der Sohle und unteren Ulmenbereiche der Südröhre von Station 330 – 460 mit Schadensmerkmalen und Sanierungsmaßnahmen	8
Abb. 1.3:	Querschnittsverschiebungen am Messquerschnitt 389 –VTO im Quer- und Längsschnitt aus Poisel (2006).....	9
Abb. 1.4:	Augenscheinlich Längsrisse im Kämpferbereich Nordulme / Querschlag (Station 333), 13.02.2007.....	10
Abb. 1.5:	Schermodell nach Rabcewicz illustriert anhand der größeren Hauptspannung in vertikaler Richtung (Rabcewicz, 1964, verändert).....	11
Abb. 1.6:	Mechanischer Prozeß und Brucherscheinungen um einen Hohlraum während der Spannungumlagerung nach Rabcewicz (1964).....	11
Abb. 1.7:	Bemessungsmodell für den Ausbauwiderstand (Rabcewicz et al, 1973, verändert)..	12
Abb. 1.8:	Spannungen innerhalb des Gebirgstragringes und Ankerschema (Rabcewicz et al, 1973).....	13
Abb. 1.9:	Schubbruchhypothese nach Sattler (1965).....	16
Abb. 1.10:	Momente für stetige Belastung bei elastischer Abstützung nach Sattler (1965).....	17
Abb. 1.11:	Detail eines Schubrisses durch die Spritzbetonschale im Bereich der Kalotte nach Sattler (1965, verändert).....	17
Abb. 1.12:	Markante Zustände im Verlaufe des Bruchvorganges (Feder, 1977)	19
Abb. 1.13:	Nicht vollständig ausgebildeter Versagenszustand 2 (Feder, 1977, verändert)	21
Abb. 1.14:	Vollständig ausgebildeter Versagenszustand 2 (Feder, 1977, verändert)	21
Abb. 1.15:	Einfluß der Stützmitteltype II auf die Größe der Ulmen-Bruchzone (Feder, 1977) ..	22
Abb. 1.16:	Einfluß der Stützmitteltype II auf die Größe der Ulmen-Bruchzone (Feder, 1977, verändert).....	22
Abb. 1.17:	Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb.....	24
Abb. 1.18:	Base – Friction – Versuche für Felsmechanische Kluftkörpermodelle (Goricki, 1999)	25
Abb. 1.19:	Base – Friction – Versuche für Felsmechanische Kluftkörpermodelle (Goricki, 1999) und hereinwandernder Scherkeil (Feder, 1977)	26
Abb. 2.1:	Grundsätzlicher Berechnungskreislauf im FLAC (Itasca Consulting Group, 2005) .	29
Abb. 3.1:	Ausschnitte aus Gitter mit rundem und kombinierten Tunnelausbruch (mehrere unterschiedliche Radien)	31
Abb. 3.2:	Linear elastisch – ideal plastisches Materialverhalten	32
Abb. 3.3:	Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung.....	33
Abb. 3.4:	Modell 2 – natürliche Verhältnisse	33
Abb. 3.5:	Schema des Berechnungsablaufes in Abhängigkeit des gewählten Modells.....	36
Abb. 3.6:	Ausgewählte Punkte an der Tunnelulme für Geschwindigkeits- und Verschiebungsverläufe	37
Abb. 3.7:	Diagramm des Bewegungszustandes des Systems (Roth, 1999)	39
Abb. 3.8:	Interwallhalbierungsmethode zur Ermittlung eines Sicherheitsfaktor; charakteristisches Bild des Bewegungszustands (Roth, 1999)	41
Abb. 4.1:	Modell 1 – Druckversuch unter biaxialer Belastung.....	45
Abb. 4.2:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_v bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	47
Abb. 4.3:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_v bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	47

Abb. 4.4:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	48
Abb. 4.5:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	48
Abb. 4.6:	Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	49
Abb. 4.7:	Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	49
Abb. 4.8:	Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	50
Abb. 4.9:	Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	50
Abb. 4.10:	Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	51
Abb. 4.11:	Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	51
Abb. 4.12:	Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	52
Abb. 4.13:	Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	52
Abb. 4.14:	Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firstpunktes (blau),	53
Abb. 4.15:	Modell 2A – natürliche Verhältnisse, kreisrunder Ausbruchsquerschnitt	54
Abb. 4.16:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	56
Abb. 4.17:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	56
Abb. 4.18:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	57
Abb. 4.19:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	57
Abb. 4.20:	Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	58
Abb. 4.21:	Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	58
Abb. 4.22:	Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	59
Abb. 4.23:	Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	59
Abb. 4.24:	Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	60
Abb. 4.25:	Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	60
Abb. 4.26:	Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	61
Abb. 4.27:	Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	61
Abb. 4.28:	Konturplot – Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	62
Abb. 4.29:	Konturplot – Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	62
Abb. 4.30:	Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firstpunktes (blau)	63
Abb. 4.31:	Modell 2B – natürliche Verhältnisse, Ausbruchsquerschnitt mit flachem Sohlgewölbe	64
Abb. 4.32:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	66
Abb. 4.33:	Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	66

Abb. 4.34: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	67
Abb. 4.35: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	67
Abb. 4.36: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand) .	68
Abb. 4.37: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)	68
Abb. 4.38: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	69
Abb. 4.39: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	69
Abb. 4.40: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	70
Abb. 4.41: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	70
Abb. 4.42: Linien d. Hauptspannungen (isostatics) gleicher Richtung nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	71
Abb. 4.43: Linien d. Hauptspannungen (isostatics) gleicher Richtung nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)	71
Abb. 4.44: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	72
Abb. 4.45: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	72
Abb. 4.46: Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	73
Abb. 4.47: Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand)	73
Abb. 4.48: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firstpunktes (blau)	74
Abb. 4.49: Modell 2C – natürliche Verhältnisse Spritzbetonausbau	76
Abb. 4.50: Momenten- [kNm] und Normalkraftverlauf [Pa], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S. nach Ausbau	78
Abb. 4.51: Momenten- [kNm] und Normalkraftverlauf [Pa], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S. nach Ausbau	78
Abb. 4.52: Momentenverlauf [kNm], Verschiebungsvektoren [m], 500 R.S. n. Ausbruch und 200 R.S. n. Ausbau.....	79
Abb. 4.53: Momentenverlauf [kNm], Verschiebungsvektoren [m], 600 R.S. n. Ausbruch und 300 R.S. n. Ausbau.....	79
Abb. 4.54: Bruchstellen der Spritzbetonschale 500 R.S. n. Ausbruch und 200 R.S. n. Ausbau..	80
Abb. 4.55: Bruchstellen der Spritzbetonschale 600 R.S. n. Ausbruch und 300 R.S. n. Ausbau..	80
Abb. 4.56: Bereiche gleicher x-Verschiebungen [m], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S nach Ausbau.....	81
Abb. 4.57: Bereiche gleicher x-Verschiebungen [m], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S nach Ausbau.....	81
Abb. 4.58: Bereiche gleicher y-Verschiebungen [m], 500 R.S. nach Ausbruch und 200 R.S nach Ausbau.....	82
Abb. 4.59: Bereiche gleicher y-Verschiebungen [m], 600 R.S. nach Ausbruch und 300 R.S nach Ausbau.....	82
Abb. 4.60: Modell 2D – natürliche Verhältnisse tiefliegender Tunnel.....	83
Abb. 4.61: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	85
Abb. 4.62: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_θ bzw. σ_θ [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	85
Abb. 4.63: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	86

Abb. 4.64: Bereiche gleicher Hauptspannung σ_H bzw. σ_r [Pa] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	86
Abb. 4.65: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	87
Abb. 4.66: Bereiche gleicher Schubverzerrungen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	87
Abb. 4.67: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	88
Abb. 4.68: Bereiche gleicher Verschiebungen in x-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	88
Abb. 4.69: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	89
Abb. 4.70: Bereiche gleicher Verschiebungen in y-Richtung [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	89
Abb. 4.71: Verschiebungsvektoren [m] nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand).....	90
Abb. 4.72: Verschiebungsvektoren [m] nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	90
Abb. 4.73: Konturplot – Plastische Zonen nach 1000 Rechenschritten (früher Zustand)	91
Abb. 4.74: Konturplot – Plastische Zonen nach 20000 Rechenschritten (später Zustand).....	91
Abb. 4.75: Verschiebungsverläufe [m] des rechten Ulmenpunktes (grün) und des Firstpunktes (blau)	92

QUELLENVERZEICHNIS

- ALWAG, Tunnelausbau Gesellschaft m.b.H, Pantex Gitterträger, Technische Daten (kein Datum).
- BFGH, D.: Bechtold, Büro für Geologie und Hydrologie, *Geologischer Prognoselängenschnitt, Ganzsteintunnel 2. Röhre*, Detailprojekt (2005).
- BFGH, D.: Bechtold, Büro für Geologie und Hydrologie, *Baugeologischer Bericht S6 Ganzsteintunnel 2. Röhre*, Vorprojekt (2005).
- FEDER, G.: *Zum Stabilitätsnachweis für Hohlräume in festem Gebirge bei richtungsbetontem Primärdruck*, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, Jahrgang 122, Nr. 4, S.131 – 139 (1977).
- GORICKI, A.: *Base Friction Versuche für Felsmechanische Klufkörpermodelle*, Diplomarbeit, TU-Graz (1999).
- ITASCA CONSULTING GROUP: *Constitutive Modells: Theory and Implementation*, FLAC Manual, S. 12 (2005).
- ITASCA CONSULTING GROUP: *Background – The Explicit Finite Difference Method*, FLAC Manual, S. 13 (2005).
- ITASCA CONSULTING GROUP: *Background – The Explicit Finite Difference Method*, FLAC Manual, S. 16 (2005).
- LAABMAYR, F.: Ingenieurbüro Laabmayr & Partner ZT GmbH, *S6 Semmering Schnellstraße Ganzsteintunnel 2. Röhre, Vor- Ausschreibungsprojekt (2003-2009)*.
- MANG, H., HOFSTETTER, G.: *Festigkeitslehre*, 1. Auflage Springer-Verlag Wien, S. 322, Wien (2000).
- MANG, H., HOFSTETTER, G.: *Festigkeitslehre*, 1. Auflage Springer-Verlag Wien, S. 87, Wien (2000).
- ÖSTERREICHISCHE VEREINIGUNG FÜR BETON- UND BAUTECHNIK, *Richtlinie Innenschalenbeton – Ausgabe Juli 2004*, Wien (2004).
- POISEL, A.: *S6 – Semmering Schnellstraße – Ganzsteintunnel 2. Röhre – Quartalsbericht IV / 2006 Quartalsberichte*, S. 6 – 28, Mürzzuschlag (2006).
- POISEL, A., Asfinag Baumanagement GmbH, ARGE Ganzsteintunnel, ÖBA Ganzsteintunnel: *Ausbaufestlegung Nr.12, Vortrieb Kalotte, Angriff Ost*, Mürzzuschlag (2006).
- PREH, A.: *Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des Diskontinuumsmechanischen Finite Differenzen Codes UDEC*, Diplomarbeit TU-Wien (2000).
- RABCEWICZ, L.: *The new Austrian Tunnelling Method*, Water Power, S. 453 – 457 (1964).

- RABCEWICZ, L. et al: *Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian tunnelling method*, Water Power, S. 88 – 93 (1973).
- ROTH, W.: *Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des Kontinuumsmechanischen Finite Differenzen Codes FLAC*, Diplomarbeit, TU-Wien (1999).
- SATTLER, K.: *Österreichische Tunnelbauweise – Statische Wirkungsweise und Bemessung*, Der Bauingenieur, Jahrgang 40, Nr. 8, S. 297 – 301 (1965).
- STEINER, M., PRAXL, M., SCHWEIGER, H., EDLMAIR, G.: *Ganzsteintunnel Umfahrung Mürzzuschlag Lückenschluß des Vollausbaus*, Felsbau Jahrgang 25, Nr. 2, S. 67 – 74 (2007).