

Numerische Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Tunnelbau

Von der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau

der Technischen Universität Bergakademie Freiberg

genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

(Dr.-Ing.),

vorgelegt

von Dipl.-Ing. **Guijun Wang**

geboren am 09. 12. 1956 in Heilongjiang, VR China

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Friedhelm Heinrich, Freiberg
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Kudla, Freiberg
Dr.-Ing. habil. Heinz Konietzky, Gelsenkirchen

Tag der Verleihung: 21. 09. 2001

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner dreijährigen Tätigkeit am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Bergakademie Freiberg.

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Friedhelm Heinrich für die Möglichkeit zur Durchführung dieser Arbeit, für die gewährte Unterstützung sowie für die engagierte fachliche Betreuung herzlich bedanken.

Ebenso gilt Herrn Dr.-Ing. habil. Heinz Konietzky und Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfram Kudla für die wertvollen Hinweise zu Problemstellungen in der Geotechnik sowie im Bauingenieurwesen und die Übernahme des Korreferats mein besonderer Dank.

Weiterhin bin ich allen Kollegen am Institut für Geotechnik für das außerordentlich angenehme Arbeitsklima und für die äußerst vielfältige freundliche Hilfsbereitschaft dankbar. Besonders bei Herrn Dr.-Ing. Manfred Siegmundt und Herrn Dipl.-Ing. Alex Hausdorf möchte ich mich für die wertvollen Hinweise und die zahlreichen anregenden Diskussionen bedanken.

Mein Dankeschön möchte ich aber auch ausdrücklich Frau Hannelore Monecke für die großzügigen Bemühungen bei sprachlichen Korrekturen des Manuskripts aussprechen.

Schließlich danke ich meiner Frau, Xiangming Meng, und meinem Sohn, Xingyi Wang, für die langjährige geduldige und liebevolle Unterstützung.

Kurzfassung

Numerische Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Tunnelbau

von Guijun Wang

In geklüfteten Gebirgsbereichen wird das mechanische Verhalten von Fels stark von strukturellen Diskontinuitäten beeinflusst. In der vorliegenden Arbeit wurden das Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Hohlraumbau und die Interaktionen zwischen Gebirge und Ausbau mit der Diskontinuierliche-Element-Methode (Programm UDEC von Itasca) systematisch untersucht. Detaillierte Berechnungen für ein praktisches Beispiel (ebene Betrachtung für das Maulprofil eines Autobahntunnels) stellen die Wirksamkeit der Vielzahl von Einflußgrößen auf Standsicherheit oder Versagensmechanismen dar.

Aus den Untersuchungen zum mechanischen Verhalten vom geklüfteten, einen ungesicherten Hohlraum umgebenden Gebirge ergibt sich, daß Diskontinuitäten das mechanische Verhalten eines Gebirges entscheidend bestimmen und Blockbewegungen (Translationen und Rotationen), Biegebrüche von geringmächtigen Schichten, Scherbrüche auf Trennflächen sowie Gleitbrüche großer Kluffkörper die Hauptarten des Versagens von solchem Gebirge sind.

Durch das Einbringen von Anker- und Spritzbetonsicherungen und die Simulation einzelner Bauzustände bei Teilausbrüchen – dafür wurde ein neuartiges vorteilhaftes „De- und Reaktivierungsverfahren“ entwickelt - sind Aussagen über notwendige Ausbau- und Sicherungsmaßnahmen möglich. So stellen die Untersuchungen ein logisches Konzept zur Beurteilung der Standsicherheit eines Hohlraums in geklüftetem Fels und zur Dimensionierung der Sicherungsmaßnahmen dar.

Summary

Numerical studies on the failure and deformation behaviour of jointed rock in tunnelling

by Guijun Wang

The structural discontinuities in jointed rock influence the mechanical behaviour significantly. In this dissertation the Distinct-Element-Method (program UDEC, itasca) is employed to study the failure and the deformation behaviour of jointed rock surrounding openings, and the interactions between rock and support systematically. The detailed computations for a practical example display comprehensively the influences of multitudinous factors on the stability and the failure mechanism. The plane treatment is assumed for the mouth-shaped highway-tunnel in jointed rock.

The researches on the mechanical behaviour of jointed rock mass surrounding an unsupported cavity show that discontinuities vitally control the mechanical behaviour of rock mass; the movements of the block (translations and rotations), the bending failures of thin strata, the shear failures of the joints and the slipping failures of the large block volumes are the principle failure types of such rocks.

Proper approaches of necessary support and protective measure are proposed based on the simulations of the anchor and spray concrete supporting systems as well as the individual excavation/construction stages at sequential excavations. Additionally, a new advantageous “de- and reactivating approach” was developed. Furthermore, the approaches for evaluating the stability of a cavity in jointed rock and determining the size of the support system are put forward on the basis of this investigation.

内容提要

隧道工程中节理和破碎岩石破坏和变形特性的数值研究

王贵君

节理和破碎岩石的力学行为在很大程度上受其中非连续体的影响。本文采用离散单元法 (DEM) 和 UDEC 程序 (Itasca) 系统地进行了隧道工程中节理和破碎岩石的破坏和变形机理及岩石和支护相互作用的研究。详细而多方面的针对一实例 (一高速公路马蹄形断面隧道的平面问题) 的研究显示了对洞室的稳定机制和破坏机制的影响因素的复杂多样性。对节理和破碎洞室围岩的力学行为的计算研究表明, 岩石中的不连续体决定着该岩石的力学性质, 岩石块体的运动 (包括平移和转动)、洞顶薄岩层的弯曲破坏、节理的剪切破坏及洞顶岩石块体的滑落是此类岩石的主要破坏形态。通过对锚杆支护和喷射混凝土支护的模拟, 通过对采用喷射混凝土支护分段开挖时的各个开挖阶段的模拟 (为此在该程序里成功应用了一个由作者开发的“呆滞-复活法”), 提出了准确评价洞室围岩稳定性及合理确定支护结构尺寸的概念和思路。

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen und wenig gebräuchlichen Abkürzungen	iv
1 Einleitung	1
2 Theorien zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von geklüftetem Fels	4
3 Stand der Kenntnisse zum mechanischen Verhalten des geklüfteten Gebirges und eines Diskontinuums	11
3.1 Allgemeines	11
3.2 Bruchkriterien für das geklüftete Gebirge und das Diskontinuum	13
3.3 Anisotropie der Festigkeit von geklüftetem Fels	22
3.4 Brucharten von geklüftetem Fels	24
4 Die Distinkte-Element-Methode und das Programm UDEC	26
4.1 Einführung	26
4.2 Grundgesetz der Bewegung	27
4.3 Nachbildung der Trennflächen	30
4.3.1 Numerische Umsetzung der Blockkontakte	30
4.3.2 Verhalten der Trennflächen	32
4.4 Blockverformung	34
5 Vorstellung des zugrunde gelegten Referenzmodells für die nachfolgenden numerischen Berechnungen	37
6 Untersuchungen zum Bruchverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim nicht ausgebauten Hohlraum	42
6.1 Einflußfaktoren auf die Standsicherheit von Hohlräumen im geklüfteten Gebirge	42
6.2 Modellierung der wirksamen Belastungen	44
6.2.1 Überdeckungsmächtigkeit	44
6.2.2 Primäre Horizontalspannungen	48
6.2.3 Kluftwasserdruck	51

6.2.4	Dynamische Belastungen	52
6.3	Berücksichtigung von Gesteins- und Gebirgseigenschaften	54
6.3.1	Trennflächen- und Verbandseigenschaften	54
6.3.2	Gesteinseigenschaften	57
6.4	Untersuchungen zum Einfluß des Trennflächengefüges	58
6.4.1	Anzahl der Trennflächenscharen	58
6.4.2	Raumstellung der Trennflächen	59
6.4.3	Simulation der Trennflächendichte	61
6.5	Ausbruchsvarianten und Ausbruchsschritte bei Anwendung eines Sprengvortriebes	65
6.6	Ableitung von Aussagen zu Versagensmechanismen von ungesicherten Hohlräumen im geklüfteten Gebirge	67
7	Untersuchungen zum Verschiebungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Hohlraumbau	72
7.1	Vorgehensweise	72
7.2	Verformungsverhalten des geklüfteten Gebirges unter wirksamen Belastungen	73
7.2.1	Überdeckungsmächtigkeit	73
7.2.2	Primäre Horizontalspannungen	75
7.3	Berücksichtigung von Gebirgs- und Gesteinseigenschaften	75
7.3.1	Trennflächen- und Verbandseigenschaften	75
7.3.2	Gesteinseigenschaften	80
7.4	Einfluß des Trennflächengefüges	82
7.4.1	Anzahl der Trennflächenscharen	82
7.4.2	Trennflächenabstände	83
7.4.3	Fallwinkel der Trennflächen	84
8	Untersuchungen zum Einfluß von Ausbaumaßnahmen	85
8.1	Ausbaumaßnahmen	85
8.2	Systemankerung der Hohlraumkontur	86
8.2.1	Allgemeines	86
8.2.2	Berechnete Ergebnisse	87
8.2.3	Sicherungsmechanismen	90

8.3	Spritzbetonschalen	93
8.3.1	Allgemeines	93
8.3.2	Anwendung des Vollaushubs	94
8.3.3	Simulation der Bauzustände mit Spritzbetonschalen	97
8.3.3.1	Kalottenvortrieb	98
8.3.3.2	Ulmenstollenvortrieb	107
8.3.4	Sicherungsmechanismen	116
8.4	Kombination von Spritzbetonschale und Gebirgsankern	120
9	Zusammenfassung und Schlußfolgerungen	123
	Literaturverzeichnis	131
	Abbildungsverzeichnis	143
	Tabellenverzeichnis	148
	Anlagen	149
Anlage 1	Berechnete Fallgruppen mit Parametern der Trennflächen (6 Blätter)	
Anlage 2	Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell für Struktur- elemente (3 Blätter)	
Anlage 3	Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren (3 Blätter)	
Anlage 4	Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Ulmenstollen- vortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell (5 Blätter)	
Anlage 5	Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Ulmenstollen- vortrieb, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren (5 Blätter)	
Anlage 6	Bauzustände beim Auffahren der zweiten Tunnelröhre einer Autobahn-Tunnelanlage mit Spritzbetonschalen im Ulmen- stollenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell (5 Blätter)	

Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen und wenig gebräuchlichen Abkürzungen

3DEC	3-Dimensional Distinct Element Code
A_a	Fläche des Querschnitts des Ankerstahls, cm ²
a, a_m	Parameter in Stoffgesetzen
B	Breite der Tunnelröhre, m
b, b_m	Parameter in Stoffgesetzen
b_{\max}	maximale Länge einer Elementkante, m
BEM	Boundary-Element-Methode
c	Kohäsion des Gesteins, MPa
c_j	Kohäsion der Trennflächen, MPa
c_m	Parameter in Stoffgesetzen
D_a	Drucktragfähigkeit des Ankerstahls, MN
D_S^e	effektive Schersteifigkeit der Trennflächen im Stoffgesetz von Pande (1993)
d_e	Überdeckungsmächtigkeit, m
d_s	Dicke einer Spritzbetonschale, m
DDA	Diskontinuierliche-Deformations-Analyse
DEM	Distinkte-Element-Methode
E	E-Modul des Gesteins, GPa
E_a	E-Modul des Ankerstahls, GPa
E_k	Änderungsrate der kinetischen Energie eines Gitterpunktes, MN·m/s
EFR	Einfallrichtung, ° (Grad)
EFW	Einfallwinkel, ° (Grad)
F	allgemeine Kraft, MN
FDM	Finite-Differenz-Methode

FEM	Finite-Element-Methode
$F^{(t)}$ ($F_i^{(t)}$)	(Komponenten der) Kraft zum Zeitpunkt t, MN
F_i^c	aus den Kontaktkräften resultierende Gitterpunktkräfte, MN
F_i^g	aus den Gravitationskräften resultierende Gitterpunktkräfte, MN
F_i^l	aus den angebrachten äußeren Belastungen resultierende Gitterpunktkräfte, MN
F_i^z	aus den internen Spannungen resultierende Gitterpunktkräfte, MN
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FWProj.	Projektion eines Fallwinkels, ° (Grad)
f	Modifikationsfaktor beim C-Y-Modell
G	Schermodul des Gesteins, GPa
g (g_i)	Erdbeschleunigung, m/s ²
h_{\min}	minimale Höhe der Elemente, m
I	Trägheitsmoment des Blocks, MN/m ⁴
JA, JA1,	Winkel der inneren Reibung einer einzelnen Trennflächenschar
JA2, JA3	bzw. der ersten, zweiten oder dritten Trennflächenschar, ° (Grad)
JCOH	Kohäsion der Trennflächen, MPa
JCS	Druckfestigkeit der Trennflächenwand, MPa
JFRI	Winkel der inneren Reibung auf einer Trennfläche, ° (Grad)
JRC	Kluftrauhigkeitskoeffizient
JS, JS1,	Abstand der Trennflächen für einzelne Trennflächenscharen, m
JS2, JS3	
JTEN	Zugfestigkeit der Trennflächen, kPa
K	Kompressionsmodul des Gesteins, MPa
K1, K2	Klufscharen im betrachteten Gebirgsschnitt für das zugrunde
K3, K4	gelegte Referenzmodell
K_h	Seitendruckbeiwert
K_m	Mörtelschersteifigkeit bei der Ankerung, MN/m/m

k	Steifigkeit eines Körpers, GN/m
k_j	Permeabilitätskoeffizient der Trennflächen, 1/MPa/s
k_n, k_s	Normal- und Schersteifigkeiten der Trennflächen, GN/m
l_a	Länge des Ankers, m
l_j	normierte Blockgrößenziffer, $l_j = B / (JS1 \times JS2)$, 1/m
$M, M^{(t)}$	auf den Block wirkendes Moment, MN·m
m	Parameter im Stoffgesetz von Hoek-Brown
m, m_a, m_b	Massen von Elementen, kg
n_j	Einheitsnormale, m
P	Dämpfungsleistung eines Gitterpunktes, MN·m
PFC	Particle Flow Code
RMR	Rock Mass Rating
RMi	Rock Mass index
RQD	Rock Quality Designation
S	Bewegungsentfernung des Schwerpunktes, m
s	Parameter im Stoffgesetz von Hoek-Brown
s_a	Abstand der Anker an der Kontur, m
T_a	Zugtragfähigkeit des Ankerstahls, MPa
T_m	Mörtelscherfestigkeit bei der Ankerung, MN/m
t	„Zeit“ - Parameter im Stoffgesetz von Pande (1993)
$t, \Delta t$	Berechnungszeit und ihr Zuwachs, s
UDEC	Universal Distinct Element Code
$u,$	Verschiebung allgemein bzw. zu einem beliebigen Zeitpunkt und
$u^{(t)}, u_i^{(t)}$	deren Komponenten, m
$\dot{u},$	Geschwindigkeit der eindimensionalen Bewegung allgemein bzw.
$\dot{u}^{(t)}, \dot{u}_i^{(t)}$	zu einem bestimmten Zeitpunkt und deren Komponenten, m/s
\ddot{u}	Beschleunigung der eindimensionalen Bewegung, m/s ²
u_{cs}	kritische Schubverschiebung der Trennflächen, m

u_{ij}	Tensor der Verschiebungen, m
$u_s, \Delta u_s$	Schubverschiebung auf der Trennfläche und ihr Zuwachs, m
u_s^*	kritische Schubverschiebung der Trennfläche beim ideal elastoplastischen Modell, m
v_0, v	Anfangs- und Endgeschwindigkeit des Schwerpunktes, m/s
x_i	Koordinaten des Mittelpunktes eines Blocks, m
ZDIL	Verschiebungsgrenze für Nulldilatanz, ZDIL = u_{cs} , m
α	Parameter in Stoffgesetzen
$\alpha, \alpha_1,$ α_2, α_3	Einfallwinkel von Trennflächen bzw. von Trennflächenscharen, ° (Grad)
δ_{ij}	Kroneckersche Deltafunktion
ε_{ij}	Verformungstensor
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	Tensor der Verformungsrate
$\Delta \varepsilon_{ij}$	Zuwachs des Inkrementverformungstensors
$\Delta \varepsilon_v$	Zuwachs der Volumenverformung
γ	Wichte von Fels, kg/m ³
γ_a	Wichte des Ankerstahls, kg/m ³
ϕ_a	Durchmesser des Ankerstahls, mm
φ, φ_j	Winkel der inneren Reibung des Gesteins bzw. der Trennflächen, ° (Grad)
φ_r	Restwert des inneren Reibungswinkels der Trennflächen, ° (Grad)
λ	Lamésche Konstante
ν	Querdehnungszahl
$\theta, \theta^{(t)}$	Rotation des Blocks, allgemein bzw. zu einem bestimmten Zeitpunkt, ° (Grad)
$\dot{\theta}, \dot{\theta}^{(t)}$	Rotationsgeschwindigkeit des Blocks, °/s (Grad/s)
$\ddot{\theta}$	Rotationsbeschleunigung des Blocks, °/s ² (Grad/s ²)

σ_1, σ_3	Hauptspannungen, MPa
σ_c	einaxiale Druckfestigkeit vom Gestein, MPa
σ_{cm}	einaxiale Druckfestigkeit von geklüftetem Fels, MPa
σ_{ij}	Spannungstensor einer Zone (eines Elementes), MPa
$\sigma_n, \Delta\sigma_n$	Normalspannung auf der Trennfläche und ihr Zuwachs, MPa
σ_{ds}	Druckfestigkeit des Spritzbetons, MPa
σ_{rs}	Restzugfestigkeit des Spritzbetons, MPa
σ_s	Scherspannung auf der Trennfläche, MPa
σ_t, σ_{ij}	Zugfestigkeit des Gesteins und der Trennflächen, kPa
σ_{ts}	Streckgrenze des Spritzbetons, MPa
σ_{tm}	Parameter im Stoffgesetz von Sheorey (1997), MPa
τ	Scherfestigkeit der Trennfläche unter einer bestimmten Normalspannung, MPa
τ_0	Parameter im Stoffgesetz von Pande (1993), MPa
τ_f	Spitzenscherfestigkeit der Trennfläche des BB-Modells, MPa
τ_m	Zielkurve der Scherfestigkeit der Trennfläche beim C-Y-Modell, MPa
τ_{sm}	Parameter im Stoffgesetz von Sheorey (1997), MPa
ψ, ψ_j	Dilatanzwinkel des Gesteins und der Trennflächen, ° (Grad)

1 Einleitung

Fels ist für den Ingenieur, der im Gebirge Hohlräume baut oder in seiner Oberfläche Trassen einsprengt und Staumauern einbindet, ein Werkstoff (L. Müller, 1963). Dieser Werkstoff, vielgestaltig und verschiedenartig wie andere Werkstoffe auch, zeigt aber meistens strukturelle Diskontinuitäten, wie Schichtungen, Schieferungen, Klüftungen, Risse und geologische Störungen. Da diese Diskontinuitäten den Großteil von niedriger Festigkeit, Verformbarkeit und Wasserdurchlässigkeit liefern (N.R. Barton, 1986), ist es wichtig, ein zutreffendes Verfahren zur Berücksichtigung ihres Einflusses anzuwenden. Die Beiträge der Diskontinuitäten zu dem Verhalten der Felsmasse hängen sehr stark vom Verhältnis der Abmessung der geotechnischen Konstruktion zu der Netzdichte der Diskontinuitäten ab. Während in vielen Fällen Fels als Kontinuum betrachtet oder in globalem Sinn als Quasi-Kontinuum angesehen werden kann oder darf, ist in anderen Fällen die Wirkung einzelner Diskontinuitäten oder ihrer Kombinationen kritisch, wenn das mechanische Verhalten von Felsblöcken, beispielsweise an der Kontur eines Hohlraums oder einer Böschung, in geklüftetem Fels zu analysieren ist.

Der Übergang von intaktem Fels zu einem stark geklüfteten Gebirge bei der Vergrößerung des betrachteten Problembereiches in einer einen Hohlraum umgebenden Felsmasse ist in Abbildung 1-1 dargestellt (E. Hoek & E.T. Brown, 1980). Ist die Probegröße klein, kann nur intakter Fels betroffen werden. Wenn der betrachtete Ausschnitt groß genug ist, darf die Wirkung der Diskontinuitäten nicht mehr vernachlässigt werden. Das Verhalten einer einzelnen oder von zwei oder von drei Diskontinuitäten bei der Standsicherheitsuntersuchung der potentiell gleitenden Blöcke an der Kontur eines Hohlraums oder einer Böschung kann sehr wichtig sein. Wenn der betrachtete Problemausschnitt zu den Abständen der Diskontinuitäten relativ größer wird, ist es notwendig, die Felsmasse als einen Verband von diskreten Blöcken oder als ein Diskontinuum zu berücksichtigen.

Gewöhnlich werden zur Beschreibung von geklüftetem Fels in der Kontinuumsmechanik verschmierte Materialmodelle und in der Diskontinuumsmechanik diskrete Materialmodelle stark favorisiert. Bleibt der Zusammenhalt der Struktur

bei der Formänderung erhalten (Kontinuum), muß das Verschiebungsfeld physikalisch kontinuierlich vorausgesetzt werden. In den Diskontinua wird demgegenüber kein Zusammenhalt der Gesamtstruktur bei der Formänderung vorausgesetzt, die distinkten Elemente können sich frei bewegen oder drehen. Daraus resultieren sowohl Anforderungen an die numerischen Algorithmen als auch Konsequenzen darstellbarer Bewegungen/Versagensmechanismen (J. Will & H. Konietzky, 1998).

In klassischen oder erweiterten Kontinuumsverfahren werden keine oder nur bedingt unabhängige Rotationsfreiheitsgrade und Translation beschrieben. Eigenschaften von geklüftetem Fels, die mit Translationen und Rotationen starrer und verformbarer Blöcke zusammenhängen, können deshalb im verschmierten Ersatzkontinuum oft nur unzureichend beschrieben werden.

Das Distinkte-Element-Berechnungsverfahren oder die Distinkte-Element-Methode (DEM) wurde auf der Grundlage der mechanischen und geometrischen Diskontinuumstheorien entwickelt und erlaubt die Berücksichtigung der

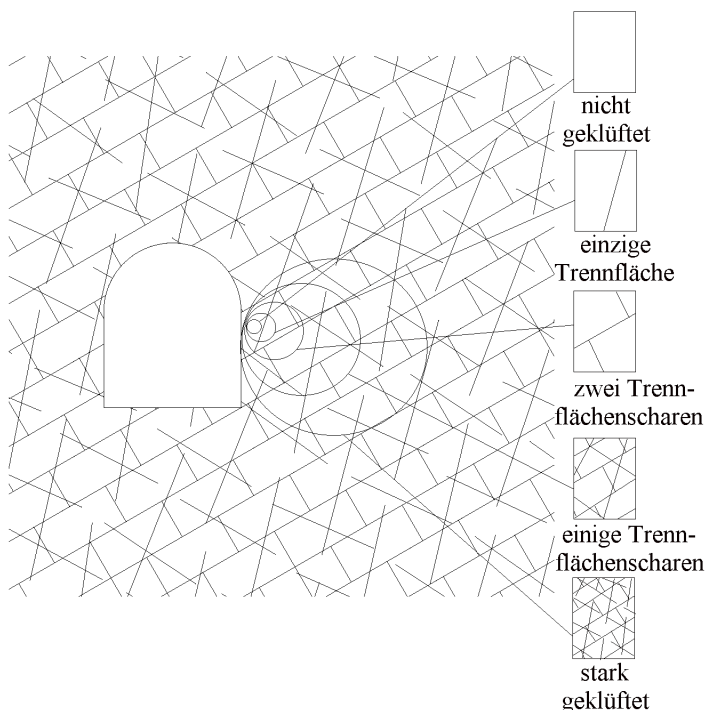


Abbildung 1-1
Übergang vom intakten Fels
bis zu einem stark geklüfteten Gebirge
(nach E. Hoek & E.T. Brown, 1980)

Verformungen und der freien Translationen und Rotationen der Klüftkörper, um Versagenszustände, wie lokale Brüche, Scherbewegungen, Klüftkörperversetzungen, Stabilitätsversagen, Herausfließen oder Verbruch von Gebirgskörpern als Grenzzustand zu untersuchen. Bei dieser Methode wird die Felsmasse als ein Verband von starren oder verformbaren Blöcken behandelt. Die Diskontinuitäten sind als die wechselseitigen

Randwirkungen zwischen den distinkten Blöcken zu betrachten. Diese Wechselwirkungen schreiben das Diskontinuumsverhalten vor. Dieses Verfahren umfaßt nicht nur die Kontinuumstheoretische Vorstellung für die Blöcke, sondern auch die Kraft-Verschiebungsgesetze, die die Kräfte zwischen Blöcken beschreiben, und ein Bewegungsgesetz, das die Bewegung jedes Blocks unter der Wirkung der Ungleichgewichtskräfte dominiert.

Während und nach der Entwicklung der DEM wurde das Bruch- und Verschiebungsverhalten von geklüftetem Fels mit dem Diskontinuumsverfahren vielseitig untersucht (s. Abschnitt 2). Aber es fehlen zur Zeit noch sowohl systematische (mindestens numerische) Untersuchungen als auch umfassende Aussagen zu dem Bruch- und Verschiebungsverhalten von geklüftetem Fels im Tunnel-/Hohlraumbau und zu dem praktischen Aspekt der distinkten Modellierung in diesem Anwendungsbereich. Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht deshalb darin, mit dem Diskontinuumsverfahren, der Distinkte-Element-Methode, das Bruch- und Verformungsverhalten in geklüfteten Felsbereichen im Tunnelbau und die Interaktionen zwischen Gebirge und Ausbau systematisch zu untersuchen und zu den Sicherheitskonzeptionen bezüglich der Diskontinuitäten von Fels beizutragen.

In dieser Arbeit wird zunächst ein Blick auf die bisherige Entwicklung der kontinuierlichen und diskontinuierlichen Theorien zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von geklüftetem Fels geworfen, und es werden die Grundkenntnisse über das Diskontinuum dargelegt. Anschließend werden die Distinkte-Element-Methode und das DE-Programm UDEC kurz dargestellt. Danach werden das Bruch- und Verformungsverhalten von geklüftetem Fels bei einem Tunnelbau mit der DEM untersucht und durch die Interpretation von zahlreichen Untersuchungsergebnissen die Einflußfaktoren und die Versagens- und Verformungsmechanismen diskutiert. Auch die Wirkungen von Grundwasser und dynamischen Beanspruchungen (z. B. Erdbeben) werden anhand von Beispielen verdeutlicht. Die Sicherungswirkungen eines Tunnelausbaus, im geklüfteten Gebirge hauptsächlich die Ankersicherung und Spritzbetonschalen, sowie die Wechselwirkung zwischen Ausbau und Gebirge werden bei unterschiedlichen Vortriebsvarianten detailliert vorgestellt.

2 Abriß der Entwicklung kontinuierlicher und diskontinuierlicher Theorien zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von geklüftetem Fels

Fels ist im allgemeinen ein diskontinuierliches System, und sein Spannungs-Verformungs- und Festigkeitsverhalten ist im allgemeinen inhomogen und anisotrop und wird weitestgehend von Diskontinuitäten beeinflusst. Nehmen wir die Trennflächen, also die Schichtungen, Schieferungen oder Klüftungen, als Beispiel. Die Festigkeit, der Durchtrennungsgrad, die Rauigkeit, die Öffnungsweite, die Eigenschaften der Füllungen und die Raumstellungen der Trennflächen beeinflussen das mechanische Verhalten derselben und des Felses sehr stark. Wegen der mathematischen und mechanischen Schwierigkeiten wurde und wird bei der Bearbeitung praktischer Aufgaben jedoch weitgehend auf eine diskontinuierliche Lösung verzichtet. Im Rahmen der klassischen Kontinuumsanalysen von Fels und Gebirge kommen

- elastische,
- elastoplastische,
- viskoelastische und
- viskoelastisch-plastische

Theorien zur Anwendung.

F. Mohr (1963), H. Kastner (1971), M.L. Jeremic (1988), B.H.K. Bray & E.T. Brown (1987), H.G. Poulos & E.H. Davis (1974) und viele andere Autoren gaben für einen anisotropen Primärspannungszustand die elastischen Lösungen für den kreisförmigen oder elliptischen Hohlraum an. Der isotrope Primärspannungszustand ist hier ein Sonderfall.

H. Ahrens, E. Linder & K.H. Lux (1982) und X.F. Yu (1983) leiteten das Spannungs- und Verschiebungsfeld im Spritzbetonausbau und im umgebenden Gebirge ab. H. Kastner (1971) und J. Sun (1987) entwickelten elastoplastische Lösungen in Verbindung mit dem Mohr-Coulombschen Bruchkriterium für einen kreisförmigen Hohlraum unter rotationssymmetrischen Belastungen; der letztere Autor berücksichtigte dabei die elastische Wirkung des Spritzbetonausbaus.

W. Flügge (1975), Y.W. Pan *et al.* (1991), Y.T. Zheng (1988) stellten geschlossene viskoelastische Lösungen für die Spannungs- und Verformungsfelder in einfachen Fällen auf. W.Sh. Zhu *et al.* (1979), N.S. Ottosen (1986), G.J. Wang (1991, 1993) gaben geschlossene viskoelastisch-viskoplastische Lösungen an. G.J. Wang (1993, 1994) leitete die Interaktion von einer Schachtwand mit dem diese Wand umgebenden Gebirge in einer viskoelastisch-viskoplastischen Lösung ab.

Ersichtlich ist, daß analytische Verfahren für wirklichkeitsnahe Fälle sehr kompliziert und mathematisch sehr aufwendig sind. Deshalb werden dafür numerische Berechnungsverfahren benutzt. Zu den numerischen Methoden der Kontinuumstheorien zählen u. a.

- die Finite Differenzen Methode (FDM),
- die Boundary Elemente Methode (BEM) und
- die Finite Elemente Methode (FEM).

Die letztere wurde Anfang der 70er Jahre und danach für verschiedene Anwendungsbereiche entwickelt (O.C. Zienkiewicz *et al.* 1971, W. Wittke *et al.* 1972, C.S. Desai 1972, R.H. Gallagher 1976, O.C. Zienkiewicz 1977, E. Hinton *et al.* 1977, D.R.J. Owen *et al.* 1980, K.J. Bathe 1990). Mit dieser Methode kann elastisches, elastoplastisches, viskoelastisches und viskoplastisches Materialverhalten in kontinuierlichen 2D- bzw. 3D-Modellen simuliert werden. Aber mit diesen Berechnungsverfahren können die Systeme, die aus Gesteinsblöcken, Trennflächen und gegebenenfalls Flüssigkeit geometrisch regellos bestehen, nicht realitätsnah behandelt werden. Außerdem bleiben dabei Rotation und Starrkörperbewegung eines einzelnen Blocks oder eines Blockverbandes in der Modellierung unberücksichtigt.

Um den Einfluß der Trennflächen zu berücksichtigen, wurden einige sogenannte äquivalente Kontinuumsanalyseverfahren entwickelt. M.D.G. Salamon (1968) und W. Wittke (1984) haben äquivalente „homogene Modelle“ der klüftigen Felsmassen nachgebildet. Diese homogenen Modelle gehen davon aus,

daß gleiche Eigenschaften bezüglich Verformbarkeit und Festigkeit für jeden Punkt innerhalb des Ersatz-Kontinuums gelten. Somit resultieren die mittleren Spannungen und Verzerrungen des geklüfteten Gebirges sowohl aus der Deformation des Gesteins als auch aus der auf den Trennflächen auftretenden Verformung.

Ausgehend von der umgeformten Lagrangeschen Formulierung und der elastisch-viskoplastischen Theorie wurde ein Ansatz zur Erfassung der geometrischen Nichtlinearität unter Berücksichtigung der elastisch-viskoplastischen Verformungen abgeleitet, in einer Finite-Element-Formulierung des äquivalenten „homogenen Modells“ umgesetzt und in ein FEM-Programm implementiert (Y. Hu 1995). Mit diesem Modell wurde u. a. das Knickversagen von an untertägige Hohlräume angrenzenden Felsbereichen untersucht.

D. Besto (1985, 1986, 1987) und H.B. Mühlhaus (1987, 1989, 1993) führten die Cosserat-Theorie in die Gebirgsmechanik ein. In einer globalen Betrachtung wird der Verband von starren Klüftkörpern im Fels durch die „Verschmierung“ in ein Ersatz-Kontinuum („Cosserat-Kontinuum“) mit ganz speziellen Eigenschaften idealisiert nachgebildet. In diesem „Cosserat-Kontinuum“ wird die Drehung als ein von den Verschiebungen unabhängiger Freiheitsgrad betrachtet. Mit dem „Cosserat-Kontinuum“ können u. a. regelmäßige Blockstrukturen untersucht werden.

Manche Autoren stellten diskontinuierliche Modelle von Trennflächen auf und kombinierten solche Modelle mit den homogenen Modellen. R.E. Goodman *et al.* (1968), L.R. Herrmann (1978) leiteten das „Trennflächen-Element (Joint-Element)“-Modell ab, das sich für die Berührung, Gleitung und Öffnung der Bewegungsmodelle eignet. O.C. Zienkiewicz *et al.* (1970), G.N. Pande *et al.* (1979) und C.S. Desai *et al.* (1984) stellten das „Dünne-Schicht-Element (Thin-Layer-Element)“-Modell auf, das das Gleiten und die gegenseitigen Verschiebungen der gegenüberliegenden Trennflächenwandungen, Öffnungen ausgenommen, nachbilden kann. M.G. Katona (1983), G. Swoboda *et al.* (1985, 1988) entwickelten das „Zwang-Element (Constraint-Element)“-Modell, mit dem

eine Trennfläche durch eine Reihe von Doppelknotenpaaren und deren unbekannten Kopplungskräften simuliert werden kann.

Neben den Modellen im Rahmen der Kontinuumstheorien oder der äquivalenten Kontinuumstheorien wurden einige explizite Methoden für Diskontinuumsanalysen entwickelt. Davon sind zwei Methoden wichtig und werden weltweit genutzt: die Diskontinuierliche-Deformations-Analyse (DDA) und die Distinkte-Element-Methode (DEM).

G.H. Shi & R.E. Goodman (1984, 1987, 1988) beschäftigten sich mit der Diskontinuierliche-Deformations-Analyse (DDA) und wendeten ihre Blocktheorie auf große Verschiebungen und Stabilitätsprobleme von Blockstrukturen im Felsbau an. Auf der Basis der stereographischen Projektion diskretisiert die DDA auch einen speziellen Typ von Elementnetzen. Alle diskreten Elemente sind reale, durch die original existierenden Trennflächen verbundene isolierte Felsblöcke. Ihre Unbekannten entsprechen der Anzahl der Freiheitsgrade der Verschiebungen aller Felsblöcke. Shi (1990, 1993) entwickelte auch dafür Modelle des Rückrechnens, dessen Eingabedaten aus den In-situ-Meßergebnissen kommen und dessen Ausgabedaten als Eingabedaten des Vorwärtsrechnens benutzt werden können.

Die Distinkte-Element-Methode (DEM), ein numerisches diskontinuierliches Verfahren, wurde entwickelt, um die Diskontinuitäten direkt zu behandeln und das Verhalten des klüftigen Gebirges realitätsnah zu beschreiben. P.A. Cundall (1971) entwickelte als erster die DEM zu einer durchführbaren numerischen Technik für Probleme, die gekoppelte Systeme oder Kombinationen der diskreten Blöcke betreffen und Bedingungen der Quasi-Statik oder Dynamik befolgen. Cundall & O.D.L. Strack (1979) vervollständigten die mechanisch-numerischen Algorithmen dieser Methode und implementierten sie in die Lösung für komplexere zusammengefügte Gebilde von kugelförmigen Materialien. Cundall (1980) und J.V. Lemos, R.D. Hart & Cundall (1985) berichteten von einem DEM-Computerprogramm namens UDEC (= Universal Distinct Element Code). Sie (Cundall 1987 und 1988, Hart, Cundall & Lemos 1988) formulierten die komplexen mechanischen Interaktionen eines Systems von Diskontinuitäten

im dreidimensionalen Raum und entwickelten das 3D-Programm 3DEC. Inzwischen sind diese Methoden und Programme weiterentwickelt worden und werden von zunehmend mehr Ingenieuren und Wissenschaftlern bevorzugt.

Die DEM ist ein leistungsfähiges Verfahren zur Modellierung des Diskontinuums. Nach Lemos, Hart & Cundall (1985) besitzt die DEM die folgenden charakteristischen Kennzeichen:

- Die Felsmasse wird als ein Verband von Blöcken simuliert. Diese Blöcke beeinflussen sich durch die Ecken- und Kantenkontakte wechselseitig.
- Diskontinuitäten werden als innere wechselseitige Randwirkungen zwischen Blöcken betrachtet; das Verhalten der Trennflächen wird für diese Wirkungen beschrieben.
- Bei dieser Methode wird ein explizites Verfahren zur Zeitdiskretisierung angewendet, das große Verschiebungen, Verformungen und Rotationen sowie verschiedene Formulierungen für das nichtlineare Materialverhalten für das Gestein und die Trennflächen erlaubt.

Um die Anwendungsgebiete der DEM zu erweitern, stellten L.J. Lorig, B.H.G. Brady & P.A. Cundall (1986) die Technik für die Kopplung der DEM mit der BEM auf. Mit dieser Kopplung kann das dynamische Verhalten von geklüftetem Fels untersucht werden. Durch die gekoppelten mechanisch-hydraulischen Berechnungen für die wechselseitige Wirkung zwischen Flüssigkeit und geklüftetem Fels (für den geklüfteten, flüssigkeitserfüllten Fels) (R.J. Pine & P.A. Cundall 1985, J. Gale 1990 und J. Noorishad & C. F. Tsang 1990) können die Einwirkungen von Strömung und Grund- oder Kluftwasser in den geologischen Strukturen berücksichtigt werden.

Im Programm UDEC werden die Trennflächen normalerweise als weitgehend durchtrennt angenommen. Praktisch können nur diejenigen Diskontinuitäten, durch die getrennte Blöcke vollständig zerlegt werden, im Modell als Trennflächen betrachtet werden. Die nicht durchgehenden Trennflächen werden während der Berechnung nicht beachtet. In der Realität haben Trennflächen oder

Trennflächenscharen im Gebirge einen endlichen Durchtrennungsgrad und es existieren Gesteinsbrücken zwischen den Trennflächenenden. P. Kulatilake *et al.* (1992) und S. Wang & P. Kulatilake (1995) weisen auf eine Möglichkeit zur Erzeugung sogenannter „unechter Trennflächen“ jeweils in der Ebene (2D) und im Raum (3D) hin, um mit der DEM die Spannungsanalysen im nicht durchgehende Trennflächen enthaltenden Gebirge durchzuführen und den Einfluß der geometrischen Parameter der Trennflächen (Orientierung, Intensität, Größe usw.) auf die Festigkeit und die Verformbarkeit des Gebirges zu untersuchen.

In den vergangenen Jahren wurde das Programm UDEC weltweit für verschiedene Forschungsarbeiten und bei einer Vielzahl von Projekten genutzt. Folgende Veröffentlichungen sind im Hinblick auf die vorliegende Arbeit hervorzuheben:

- zu der generellen Modellierung mit UDEC (Möglichkeit und Wichtigkeit): B.H. Brady *et al.* 1990, R.D. Hart 1991, P. Cundall *et al.* 1992, H. Konietzky *et al.* 1994, J. Will & H. Konietzky 1998 und Z.Y. Yang *et al.* 1999;
- zu dem Vergleich von FEM-Modell mit dem DEM-Modell (Ausführbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Fähigkeit): C. Fairhurst & J. Pei 1990, J. Jung & S.R. Brown 1992, Th. Schmettow & W. Wittke 1996, J. Will 1999 und
- speziell zum Tunnel-/Hohlraumbau mittels der Distinkte-Element-Methode (praktische Anwendung im Tunnel-/Hohlraumbau): L. Lorig 1987, N. Barton 1991, M. Karaca 1992, R. Piosel *et al.* 1994, H. Konietzky *et al.* 1995 und G. Barla *et al.* 1999.

Trotz der zahlreich vorliegenden Arbeiten zur DEM und speziell zum Programm UDEC liegen bisher nur wenige Veröffentlichungen zu systematischen numerischen Untersuchungen zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüftetem Fels um unterirdische Hohlräume, wie z. B. Tunnel, vor. Die vertiefende Anwendung der Distinkte-Element-Methode auf den Felshohlraumbau ist daher unbedingt nötig.

Basierend auf der DEM wurde das Programm PFC (Particle Flow Code) entwickelt (P. Cundall, H. Konietzky & D. Potyondy 1996, A. Guest & P. Cundall 1994, J. Will & H. Konietzky 1998, Itasca 1999 und H. Konietzky *et al.* 2001). Das Programm PFC, von dem es eine 2D- und eine 3D-Version gibt, stellt dem Benutzer zwei Modellierungsgrundbausteine, die kreis- bzw. kugelförmigen Elemente (Partikel) und die Wandelemente (Begrenzungsänder) zur Verfügung. Durch Zusammenfügen der Kugelelemente können komplexere Gebilde (z. B. Felsblöcke) gebildet werden. Zwischen den einzelnen Kugelementen werden über Kontaktstoffgesetze Verformbarkeit und Festigkeit beschrieben. Bei entsprechender Belastung kann das komplexere Gebilde dann durch Reißbildung zerlegt werden. PFC erlaubt die numerische Simulation komplexer statischer und dynamischer Probleme, wie z. B. von Steinfällen, Felsstürzen oder auch den Abgang von Muren.

3 Stand der Kenntnisse zum mechanischen Verhalten des geklüfteten Gebirges und eines Diskontinuums

3.1 Allgemeines

Der Begriff „Diskontinuität“ ist im Felsbau ein Sammelbegriff, benutzt für eine beliebige mechanische Diskontinuität in geklüftetem Fels, der folgende Kategorien einschließt: die realen Trennflächen, aber auch weiche Schichtungen, weiche Schieferungen und geologische Störungen (E.T. Brown 1981). Klüfte sind die häufigsten Arten von realen Trennflächen und damit gleichzeitig auch von natürlichen Diskontinuitäten. Sie können offen existieren oder mit Lockergesteinen gefüllt oder durch feste Mineralbildungen „verheilt“ sein (E.T. Brown 1981).

Die für einem betrachteten Gebirgsbereich zutreffenden Arten, Raumstellungen und Beschaffenheiten der vorkommenden Trennflächen beschreiben das „Trennflächengefüge“ dieses Bereichs. Manche dieser Trennflächen formieren sich original bei dem Entstehen von Fels, andere sind eine Folge von tektonischen Aktivitäten des Gebirges oder der Verwitterung. Abbildung 3-1 zeigt das Beispiel eines Ergußgesteins: Basalt. Man erkennt die typische, durch Abkühlungsschrumpfung bedingte säulenförmige Ausbildung. Ein Aufschluß von Granit ist in der Abbildung 3-2 zu sehen. Der Einfallwinkel der durchgehenden Bankungsklüftung beträgt ungefähr 30° ; eine weitere nur teilweise durchgehende Klüftung ist senkrecht zur Bankungsklüftung ausgebildet. Darüber hinaus existiert eine geologische Störung in der dargestellten Felsmasse. Abbildung 3-3 zeigt das Beispiel einer Flexur im Rheinischen Schiefergebirge. In der Felsmasse selbst sind Schichtungen oder Schieferungen häufig durch Klüfte unterbrochen.

Klüfte gleicher Entstehungsart kommen im allgemeinen scharenweise vor, d. h. mit annähernd gleicher geometrischer Orientierung. Abbildung 3-4 zeigt ein Beispiel für die Ausbildung von Klufscharen in einem Sandstein.

Die Diskontinuitäten können das Festigkeits-, Verformungs- und Durchlässigkeitsverhalten des Gebirges in verschiedener Weise beeinflussen (E.T. Brown 1993):

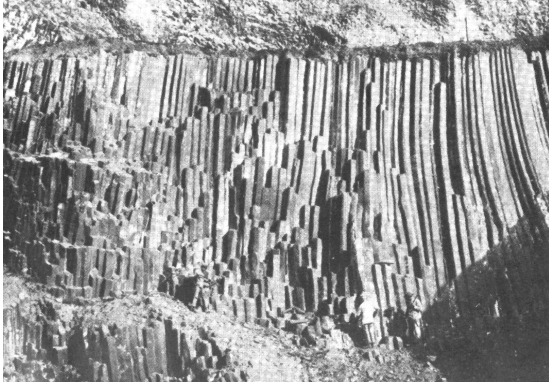


Abbildung 3-1
Basalt*

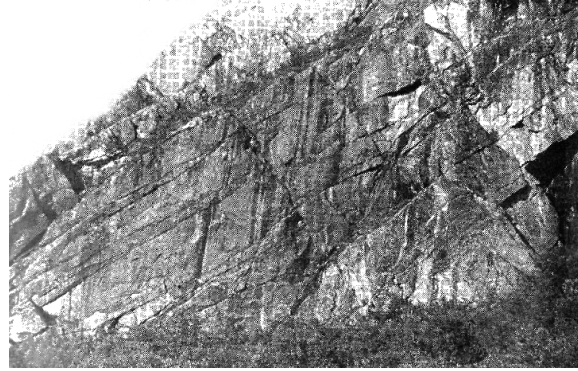


Abbildung 3-2
Granit mit Störung*

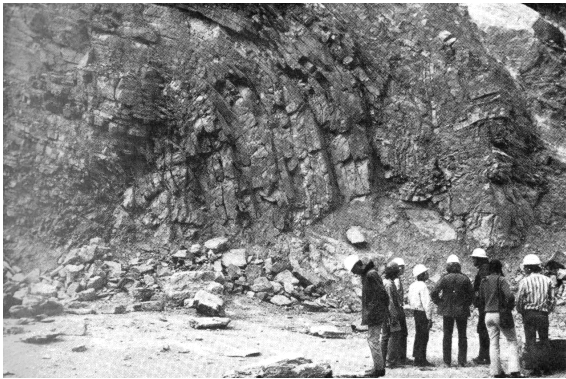


Abbildung 3-3
Flexur im Rheinischen Schiefergebirge*

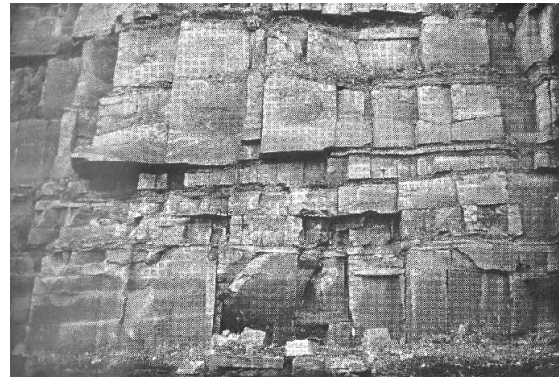


Abbildung 3-4
Klüfte im Sandstein*

(* Abbildung 3-1 bis 3-4 nach W. Wittke 1984)

- Wirkung als Flächen niedriger Scherfestigkeit, entlang derselben Gleiten auftreten kann
- Reduzieren der Zugfestigkeiten des Gebirges
- Verursachen eines diskontinuierlichen Verhaltens des Gebirges in der Weise, daß sich individuelle Blöcke durch Gleiten und/oder Trennen auf Blocktrennflächen gegenseitig verschieben oder rotieren können
- Verursachen eines weiten Bereiches von potentiellen Versagensmechanismen, die bei einem Kontinuum nicht vorliegen, z. B. Trennung, Knicken und Kippen, Gleiten oder Fallen von Blöcken oder Keilen unter dem Einfluß der Schwerkraft
- Beeinflussen der Spannungsverteilung im Gebirge wegen der niedrigen Steifigkeiten und Festigkeiten der Diskontinuitäten

- Dämpfen, Reflektieren und Brechen seismischer Wellen infolge von Sprengarbeiten oder von anderen Quellen
- Vergrößerung der geomechanisch beeinflussten Zone bei Aushub- und Ausbruchsvorgängen und
- Wirkung als Hauptfließwege für Flüssigkeiten durch Fels.

Die von der „International Society for Rock Mechanics“ (ISRM) empfohlene Methode für eine quantitative Beschreibung der Diskontinuitäten im Gebirge wählt zehn Parameter als hauptsächlich wichtige Merkmale aus (E.T. Brown 1981):

- Raumstellung
- gegenseitiger Abstand
- Durchtrennungsgrad
- Rauigkeit und Welligkeit der Wandungen
- Festigkeit der Wandungen
- Öffnungsweite
- Füllung
- Wasseraustritt (Sickerung)
- Anzahl der Trennflächenscharen
- Blockgröße („Kluftkörpergröße“)

In den folgenden Abschnitten werden hauptsächlich das Bruchverhalten, die Festigkeit, die Bruchkriterien und die Brucharten im Fels diskutiert.

3.2 Bruchkriterien für das geklüftete Gebirge und das Diskontinuum

Eines der bekanntesten Kriterien für die Erfassung von Scherbrüchen wurde von Coulomb 1773 formuliert. Da entlang von Trennflächen der Zusammenhalt des Gesteins aufgehoben ist, können bei weit durchgehenden Trennflächen Schubspannungen im wesentlichen nur über Reibung übertragen werden. Wenn die Trennfläche nicht hundertprozentig durchtrennt oder durchgehend, aber teilweise mit Lockergesteinsfraktionen gefüllt ist, wirkt bei der Schubbean-

spruchung auch eine Kohäsion, die als die Scherfestigkeit bei fehlender Normalspannung bezeichnet werden kann. Das Coulombsche Kriterium wird durch das Verhältnis zwischen der Bruchspannung, der Reibung und der Kohäsion bestimmt und wie folgt beschrieben:

für das Gestein

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi + c \quad (3-1)$$

bzw. für eine Trennfläche

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi_j + c_j \quad (3-2)$$

mit

τ : Scherfestigkeit des Gesteins bzw. der Trennfläche

σ_n : Normalspannung

φ, φ_j : Winkel der inneren Reibung des Gesteins bzw. in einer Trennfläche

c, c_j : Kohäsion des Gesteins bzw. der Trennfläche

Gemäß der Coulombschen Annahme kann auch ein scheinbarer Wert der einaxialen Zugfestigkeit erhalten werden:

für das Gestein

$$\sigma_t = 2c \cdot \cot(45^\circ + \varphi / 2) \quad (3-3)$$

bzw. für eine Trennfläche

$$\sigma_{tj} = 2c_j \cdot \cot(45^\circ + \varphi_j / 2) \quad (3-4)$$

wobei σ_t und σ_{tj} die Zugfestigkeit des Gesteins bzw. der Trennfläche sind.

Das Coulombsche Konzept wurde von Mohr modifiziert. Mohr (1882,1900) berücksichtigte, daß bei einem Scherbruch auf der Gleit- (bzw. Scher)fläche die Scherspannung eine Funktion der Normalspannung sein kann:

$$\tau = f(\sigma) \quad (3-5)$$

wobei f eine beliebige Funktion bezeichnet. Die Grenzzustände (Fließen oder Bruch) ergeben die Hüllkurve aller Mohrschen Kreise (Grenzspannungskreise). Wenn eine Gerade für die Mohrsche Hüllkurve angewendet wird, entspricht dieses Mohrsche Kriterium, außer im Bereich der Zugspannung, dem Kriterium von Coulomb. Ein solches lineares Mohr-Coulomb-Kriterium wird in den Untersuchungen dieser Arbeit angewendet.

A.A. Griffith (1920) stellte seine Sprödbbruchtheorie auf. Im Fels, besonders auf den Schichtflächen, bestehen winzige Sprünge und Defekte (Mikrorisse), an deren Enden Spannungskonzentrationen auftreten, die zum Wachsen der vorhandenen Risse und damit zum makroskopischen Versagen beitragen können. Er wies weiter darauf hin (1921), daß ein Bruchvorgang einsetzt, wenn die maximale tangentielle (Zug)Spannung in der Nähe der Spitze von dem für einen Bruch am günstigsten orientierten Riß die Festigkeit des Materials übersteigt. Das Griffithsche Kriterium kann unter Berücksichtigung von Scherspannung (Scherfestigkeit) τ und der auf den Riß einwirkenden Normalspannung σ_n für das Gestein beschrieben werden:

$$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma_t + \sigma_n) \quad (3-6)$$

Für einaxiale Beanspruchung resultiert daraus die Druckfestigkeit:

$$\sigma_c = 8\sigma_t \quad (3-7)$$

Das Griffithsche Kriterium liefert eine parabelförmige Mohrsche Hüllkurve.

Über das Griffithsche Kriterium hinaus bewiesen McClintoch und Walsh (1962), daß unter der Bedingung von Druckspannungen die Reibung sich schließender Risse berücksichtigt werden muß. Sie stellten das modifizierte Griffithsche Kriterium auf:

$$\tau = 2\sigma_t + \sigma_n \tan \varphi \quad (3-8)$$

Basierend auf den theoretischen und experimentellen Aspekten des Verhaltens von Fels definierten E. Hoek und E.T. Brown (1980) für spröden Fels, der zufällige Diskontinuitäten enthält, eine Beziehung zwischen maximaler und minimaler Hauptspannung bei Bruch:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (3-9)$$

mit

σ_1, σ_3 : maximale bzw. minimale Hauptspannung bei Bruch

σ_c : einaxiale Druckfestigkeit des Felsmaterials

m, s : dimensionlose, dem Reibungswinkel und der Kohäsion vom konventionellen Mohr-Coulomb-Kriterium entsprechende Konstanten

Die Zugfestigkeit ist danach:

$$\sigma_t = \frac{1}{2}\sigma_c(\sqrt{m^2 + 4s} - m) \quad (3-10)$$

Für geklüfteten Fels schlug E. Hoek (1983) vor, daß die Scherspannung bei Bruch wie folgt erhalten werden kann:

$$\tau = (\cot \varphi_j - \cos \varphi_j) \frac{m\sigma_c}{8} \quad (3-11)$$

darin ist φ_j der wirksame Reibungswinkel bei gegebenen Werten von τ und σ_n an der Mohrschen Bruchhüllkurve.

Nach der Veröffentlichung des Hoek-Brown-Kriteriums wurden sowohl durch seine Autoren selbst als auch durch andere Wissenschaftler wichtige Praxisexperimente und Modifizierungen durchgeführt. Hoek *et al.* (1992) stellten eine für stark geklüfteten Fels modifizierte Version dieses Kriteriums wie folgt auf:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3-12)$$

wobei a ein Materialparameter ist.

Bei unebenen Trennflächen und/oder rauhen Trennflächen wird die Scherfestigkeit nicht nur durch Reibung und Kohäsion, sondern auch durch den Formwiderstand der unebenen/rauhen Wandungen bestimmt. Hat eine Trennfläche z. B. sägezahnartige Wandungen, dann ist eine gegenseitige Verschiebung der beiden Trennflächenufer infolge der Schubspannung parallel zur Trennfläche nur durch ein gegenseitiges Aufgleiten auf diese Unebenheiten oder durch ein Abscheren derselben möglich. Aber auch bei Trennflächen mit Füllungen, deren Dicke kleiner ist als die Amplituden der Rauigkeit der Trennflächenwandungen, kann es bei Scherverformungen zu einer Berührung der gegenüberliegenden Trennflächenwandungen kommen. Nun liefert eine Grenzgleichgewichtsbetrachtung hierfür folgendes Bruchkriterium (W. Wittke, 1984):

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\varphi_j + \psi_j) + c_j \quad (3-13)$$

Darin ist ψ_j der Aufgleit- oder Dilatanzwinkel. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß bei kleinen Normalspannungen c_j eine Kohäsion in der Trennfläche wirksam ist, aber oberhalb einer bestimmten Normalspannung die sägezahnförmigen Unebenheiten abgeschert werden und dieses c_j die Kohäsion des Gesteins sein kann.

Um sowohl die Rauigkeit als auch die Festigkeit der Trennflächenwandungen berücksichtigen zu können, leitete N. Barton (1973) aus den Ergebnissen von Modellversuchen, also empirisch, die Beziehung (3-14) ab:

$$\tau_f = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad (3-14)$$

Dabei bezeichnet JRC einen Kluftrauhigkeitskoeffizienten, der Werte zwischen 20 und 0 annehmen kann. JCS ist ein Maß für die Festigkeit der Trennflächenwandung, die gleich der einaxialen Gesteinsfestigkeit ist, wenn die Trennflächen nicht verwittert sind. φ_r ist der Restwinkel der inneren Reibung auf der Trennfläche. Aus dieser Beziehung entwickelten Barton (1982), S. Bandis *et al.* (1985) und S. Bandis (1990) das Barton-Bandis-Modell (BB-Modell), um das Spannungs-Verschiebungs-Verhalten der unebenen Trennflächen bei zyklischer Belastung besser beschreiben zu können.

Um das Verhalten der Trennflächen im Gebirge bei zyklischen Scherbelastungen unter konstanter Normalspannung nachzubilden, schlugen L. Jing *et al.* (1993), basierend auf den Ergebnissen von Scherversuchen, ein konzeptionelles Modell vor. In diesem Modell wird die Trennfläche makroskopisch eben und weit durchgehend, aber mikroskopisch regelmäßig zickzackförmig und durchgehend angenommen. Unter Berücksichtigung der „aktiven“ Zickzackwinkel und bei Anwendung des Coulombschen Kriteriums formulierten sie das Modell in das Fachwerk von nicht verbundener Plastizität, geknüpft mit empirischen Verhältnissen. Dieses Modell kann die Eigenschaften der Trennflächen, wie Abtragung der Rauigkeit, Spitzen- und Restscherfestigkeit, Dilatanz und Kontraktion, Änderungen der Normalsteifigkeit nach der Normalverformung und die Abhängigkeit der Scherfestigkeit und der Verformbarkeit von der Normalspannung wiedergeben.

Unter den Voraussetzungen, daß die Trennflächen einer Schar kontinuierlich ausgebildet sind, zueinander parallel verlaufen und nicht gefüllt sind, daß das von ihnen besetzte Volumen unbeträchtlich klein ist und daß die Abstände zwischen den Trennflächen gleichmäßig und viel kleiner als die Abmessungen der betrachteten Konstruktion sind, sowie basierend auf der Theorie der Elasto-Viskoplastizität wurde ein umfassendes Multilaminarmodell für das „multilaminare Fachwerk des geklüfteten Gebirges“ von G.N. Pande (1993) entwickelt. Darin

ist die „Zeit“ zwar nur ein unechter Parameter, eine aufeinanderfolgende Verformungsgeschichte wird jedoch geliefert. Gleichzeitiges Gleiten/Öffnen/Schließen auf Trennflächen einiger Scharen kann physikalisch und mathematisch beschrieben werden. Die Scherfestigkeit hat folgende Form:

$$\tau = (\tau_0 - \tau_f) \cdot \exp(-\gamma D_S^e t) + \tau_f \quad (3-15)$$

Darin ist τ_0 der Anfangswert der eingebrachten Scherkraft, D_S^e die effektive Schersteifigkeit der Trennfläche, t die „Zeit“, γ ein Materialparameter und τ_f die Mohr-Coulombsche Scherfestigkeit, $\tau_f = \sigma_n \tan \varphi_j + c_j$.

X. Qiu *et al.* (1993) stellten für das Verhalten der Trennflächen im Gebirge ein „ α - γ -Modell“ auf, das aus einer Gruppe von Formeln besteht. Sie nahmen an, daß die Verschiebungen aus elastischen und plastischen Anteilen zusammengesetzt werden und die plastischen Anteile aus Komponenten des Gleitens und des Bruches zusammengesetzt werden. Die Mikrostruktur einer Trennfläche wird als eine periodisch ineinandergreifende sinusbogenförmig umgrenzte Fläche idealisiert. Gekoppelt mit der Tragtheorie des Energiegleichgewichtes kann dieses Modell die Schmierungseigenschaften von Abtragung und Anhäufen/Setzen der unebenen Fläche beschreiben. Das „ α - γ -Modell“ ist gültig für generelle kleine Verschiebung.

Das kontinuierlich fließende Modell (continuously yielding model), aufgestellt von P.A. Cundall und R.D. Hart (1985), wurde entwickelt, um den internen Mechanismus des fortschreitenden Bruches der Trennflächen unter der Schubbeanspruchung zu beschreiben und durch Anwendung des Konzepts der „Begrenzungsfläche (bounding surface)“ das Postfließen unter Berücksichtigung der Restfestigkeit zu simulieren. In diesem Modell wird die Schubspannungs-Schubverschiebungs-Kurve immer auf die Zielscherfestigkeit der Trennfläche, die sich nach einer Funktion der Akkumulation von plastischen Schubverschiebungen kontinuierlich reduziert, gerichtet. Der Dilatanzwinkel wird als die Differenz zwischen dem Ausgangsreibungswinkel und dem Restreibungswinkel betrachtet. Die Normal- und Schersteifigkeiten sind von der Normalspannung ab-

hängig, und der Zuwachs der Schubspannung $\Delta\sigma_s$ kann nach dem Zuwachs der Schubverschiebung Δu_s wie folgt bestimmt werden (Abbildung 3-5):

$$\Delta\sigma_s = f k_s \Delta u_s \quad (3-16)$$

Darin ist f der Faktor, der von der Entfernung von der aktuellen Spannungskurve zur Zielkurve der Scherfestigkeit τ_m abhängt.

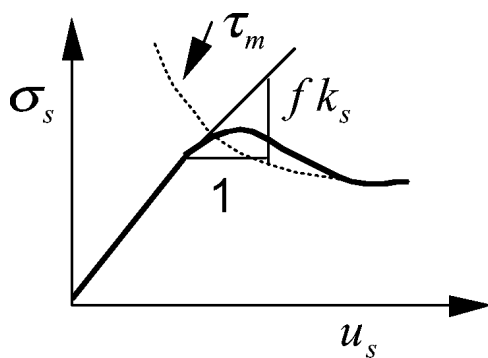


Abbildung 3-5
Kontinuierlich fließendes Modell

Z.T. Bieniawski (1974) schlug für intakten Fels das folgende Kriterium (Gleichung 3-17) vor:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad (3-17)$$

Darin sind α , a und b Stoffparameter.

Dieser Ansatz wurde von Yudhbir *et al.* (1983), basierend auf Laboruntersuchungen an geklüfteten Felsprobekörpern, in der Form

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = a_m + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad (3-18)$$

modifiziert, um ihn geklüftetem Fels anzupassen, wobei a_m der Materialparameter des geklüfteten Felses ist.

T. Ramamurthy und seine Mitarbeiter (1985, 1993 & 1994) stellten, basierend auf dreiaxialen Untersuchungen, folgende Gleichungen für intakten (Gleichung 3-19) und geklüfteten (Gleichung 3-20) Fels auf:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + a\sigma_3 \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_3} \right)^b \quad (3-19)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + a_m \sigma_3 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_3} \right)^{b_m} \quad (3-20)$$

Darin sind a und b Materialparameter, die durch Regression der dreiaxialen Versuchsdaten für intakten Fels abgeleitet werden. Der Index m bezeichnet geklüfteten Fels. σ_{cm} , a_m und b_m werden durch Berücksichtigung der Klüfte (Anzahl der Klüfte pro Meter, Fallwinkel und Festigkeit der Klüfte u. a.) bestimmt.

Basierend auf seinem Kriterium für intakten Fels (P.R. Sheorey *et al.* 1989) stellte P.R. Sheorey (1997) nach umfangreichen Tests und einer Vielzahl von Fallstudien ein Bruchkriterium für geklüfteten Fels auf:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_{tm}} \right)^{b_m} \quad (3-21)$$

$$\tau = \tau_{sm} \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_{tm}} \right)^{c_m} \quad (3-22)$$

Dabei bezeichnet der Index m wiederum den geklüfteten Fels und b_m , τ_{sm} und c_m sind die mit RMR (Rock Mass Rating, s. Z.T. Bieniawski 1976) und den Festigkeitsparametern σ_{cm} und σ_{tm} zusammenhängenden Materialparameter.

Die Bruchkriterien stehen häufig mit den Indizes der Klassifikation von Fels in Beziehung. Davon sind die folgenden Klassifikationssysteme nennenswert: das RMR-System (Z.T. Bieniawski 1976, 1989), das Q-System (N. Barton 1973 und N. Barton *et al.* 1994), das Laubschersche System (D.H. Laubscher 1990) und das Rmi (Rock Mass index)-System (A. Palmstrøm 1996).

3.3 Anisotropie der Festigkeit von geklüftetem Fels

Gewöhnlich ist die Festigkeit der Trennflächen deutlich geringer als die des Gesteins. Wenn in homogenem Fels Trennflächen bestehen, wird die Festigkeit von Fels reduziert. Dies kann am Beispiel eines einaxialen Druckversuchs an einem Prüfkörper mit einer mechanisch wirksamen, durchgehenden Trennfläche veranschaulicht werden. Die einaxiale Druckfestigkeit von geklüftetem Fels wird dann wie folgt bestimmt:

$$\sigma_c = c_j / (\sin \alpha \cdot \cos \alpha - \cos^2 \alpha \cdot \tan \varphi_j) \quad (3-23)$$

mit

σ_c : einaxiale Druckfestigkeit von Fels

α : Einfallwinkel der Trennflächen bzw. einer Trennflächenschar

Aber diese einaxiale Druckfestigkeit kann den Wert für das Gestein nicht übersteigen:

$$\sigma_c = 2c \cdot \tan(45^\circ + \varphi / 2) \quad (3-24)$$

Die Abhängigkeit in den Gleichungen 3-23 und 3-24 kann in Form eines Diagramms dargestellt werden, wie, z. B. bei $c_j = 0,1$ MPa, $\varphi_j = 30^\circ$ für Trennflächen und $c = 0,2$ MPa, $\varphi = 45^\circ$, für das Gestein (c und φ sind Kohäsion und Winkel der inneren Reibung des Gesteins) in Abbildung 3-6 gezeigt wird. Liegen die Spannungen σ_z innerhalb des in Abbildung 3-6 schattierten Bereichs für einaxiale Beanspruchungen, wird die Scherfestigkeit nicht überschritten. Abbildung 3-7 stellt die Ergebnisse von T. Ramamurthy (1993) über einaxiale Versuche für Schiefer vor. Aus diesem Diagramm kann entnommen werden, daß die theoretische Lösung mit den empirischen Ergebnissen übereinstimmt.

Wenn im Fels zwei Trennflächenscharen existieren, kann analog verfahren werden. Für jede Trennflächenschar entsteht ein Vektordiagramm der Festigkeit (analog Abbildung 3-6). Beide Vektordiagramme sind zu superponieren.

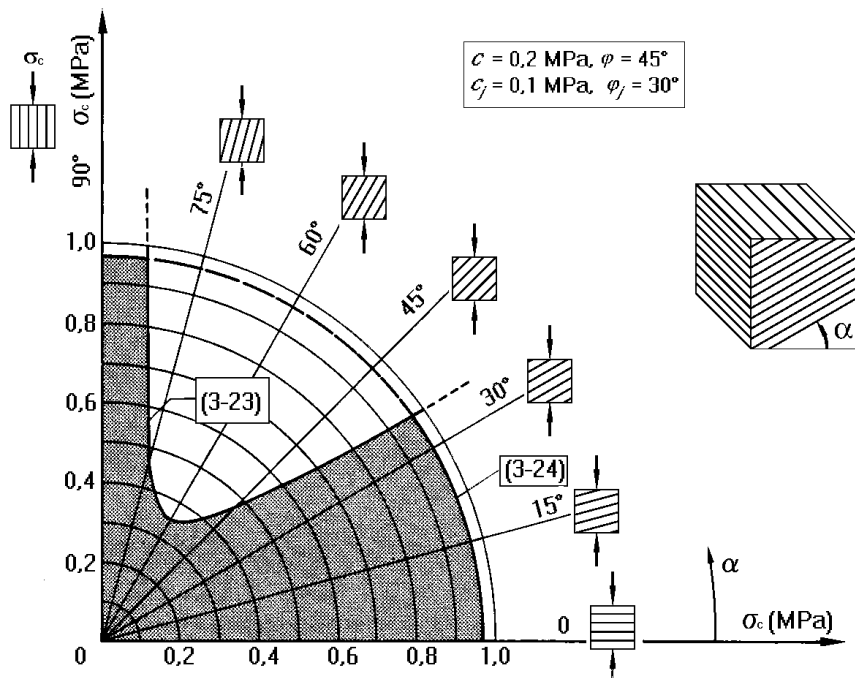
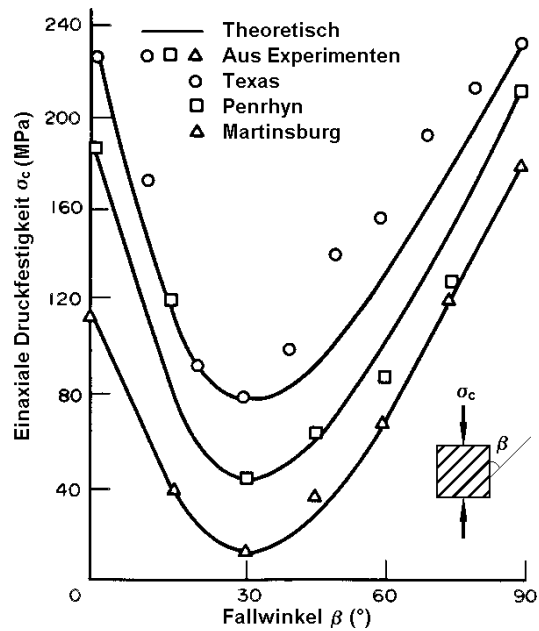


Abbildung 3-6
Einfluß der Trennflächen auf die einaxiale Druckfestigkeit von Fels (nach Wittke 1984)

Abbildung 3-7
Einaxiale Druckfestigkeit einiger Schiefergesteine
(Versuchungsdaten nach Ramamurthy 1993)



3.4 Brucharten von geklüftetem Fels

Die Form des Versagens von geotechnischen Konstruktionen in geklüftetem Fels, wie z. B. Böschungen, Gründungen, Tunnel, hängt hauptsächlich von der geometrischen Form und den Abmaßen der Konstruktion, der geomechanischen Situation und dem Spannungszustand des Gebirges, vorrangig aber auch von der Raumstellung der mechanisch wirksamen Trennflächen ab. In geklüftetem Fels sind folgende Brucharten signifikant:

a) Zugbruch

Zugbruch ist in dem einen Hohlraum umgebenden Gebirge häufig anzutreffen. Überwiegend existieren in den konturnahen Bereichen an der Firste eines Hohlraums Zugspannungen und die Trennflächen sind nicht in der Lage, diese Zugspannungen zu ertragen (I.W. Farmer 1992, s. Abbildung 3-8a).

b) Scherbruch

Wenn die Scherspannungen auf Trennflächen die Scherfestigkeit überschreiten, kommt es zu Scherbrüchen (Gleiten). Bei Felsböschungen, aber auch bei

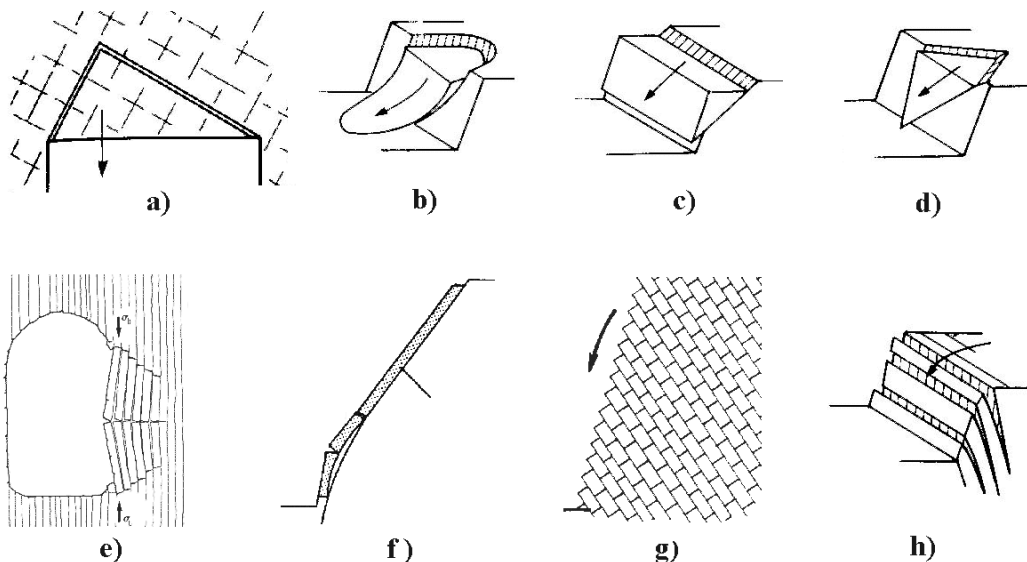


Abbildung 3-8

Brucharten von geklüftetem Fels

[nach I.W. Farmer 1992 (a), E. Hoek & J.W. Bray 1981 (b, c, d, f & h),
W. Wittke 1984 (e) und L.R. Richards 1992 (g)]

Hohlräumen im Fels, können Rotationsscherbrüche, ebene Scherbrüche oder keilförmige Scherbrüche unterschieden werden (E. Hoek & J.W. Bray 1981), wie in den Bildern b bis d der Abbildung 3-8 dargestellt. Die Gleitbahnen sind dann entweder schalenförmig oder ebenflächig oder existieren keilförmig aus Anteilen von zwei sich verschneidenden Trennflächen. Bei Hohlräumen können die Gleitbahnen auch zwei parallel in den Hohlraum einfallende Trennflächen sein.

c) Knicken

Das Knicken von geklüftetem Fels ist ein sehr spezielles Stabilitätsproblem und kann sowohl in untertägigen Hohlräumen als auch bei Böschungen zutreffen. Plattig geschichteter oder geschieferter Fels mit Trennflächen parallel zu Ulme oder Stoß eines Hohlräume kann bei höheren Belastungen parallel zu den Trennflächen ausknicken (W. Wittke 1984), wie es im Beispiel Bild e in Abbildung 3-8 dargestellt ist. Solches Knicken kann bei großen Horizontalspannungen auch in den First- und Sohlbereichen von Hohlräumen auftreten. Das Knicken kann ebenfalls bei Böschungen auftreten, wenn eine durchgehende Trennfläche parallel und in geringer Tiefe zur Oberfläche der Böschung vorliegt und die Böschungsneigung deutlich größer als der Reibungswinkel auf der Trennfläche ist. Ein Versagen durch Knicken kann durch das Eigengewicht des Gebirges allein oder, bei Anwesenheit von Kluftwasser, auch unter Mitwirkung eines Kluftwasserdrucks ausgelöst werden (E. Hoek & J.W. Bray 1981). In Abbildung 3-8 wird das Knicken im Bild f verdeutlicht.

d) Kippbruch (Toppling failure)

Mit Kippbruch wird das Umstürzen von schlanken Felsblöcken oder -platten bezeichnet. Er ist an Hohlraumwände oder steile Böschungen gebunden, bei denen mechanisch besonders wirksame Trennflächen zum Gebirge hin einfallen (E. Hoek & J.W. Bray 1981 und L.R. Richards 1992, s. Bilder g und h der Abbildung 3-8). In diesem Falle sind die geomechanischen Verhältnisse (Raumstellungen aller die Bruchkörper begrenzenden Trennflächenscharen, Raumstellungen von Hohlraum- und Böschungskonturen) sowie die Form und das Volumen der Felsplatten von ausschlaggebender Bedeutung.

4 Die Distinkte-Element-Methode und das Programm UDEC

Die Distinkte-Element-Methode (DEM) und das Programm UDEC (Itasca 1996) sollen nachfolgend kurz dargestellt werden.

4.1 Einführung

Bei der Distinkte-Element-Methode wird das Gebirge als ein Verband von diskreten Blöcken behandelt. Die Trennflächen werden als Kontaktflächen zwischen benachbarten Kluffkörpern betrachtet. Das bedeutet, daß die Diskontinuitäten als „innere Ränder“ angesehen werden. Die Kontaktkräfte und die Kontaktverschiebungen auf den Kontaktflächen der beanspruchten Blockverbände werden durch Berechnungen der Verschiebungen der Blöcke bestimmt. Die Bewegungen werden durch die innerhalb des Blocksystems stattfindende Ausbreitung der Anregungen aus den äußeren und inneren Belastungen ermittelt. Das ist ein dynamischer Prozeß, in dem die Geschwindigkeit der Ausbreitung von den physikalischen Eigenschaften des Gesamtsystems abhängt.

Das dynamische Verhalten des Systems wird schrittweise numerisch simuliert. Die Größe eines Zeitschrittes wird dadurch begrenzt, daß innerhalb eines einzelnen Zeitschrittes die Geschwindigkeiten und Beschleunigungen konstant sind und die Störungen oder Anregungen sich nicht von einem diskreten Element zu seinen unmittelbaren Nachbarelementen ausbreiten können. Der Zeitschritt gilt sowohl für Kontaktelemente als auch für Blöcke. Die Größe des Zeitschrittes wird für starre Blöcke durch die Blockmasse und die Steifigkeit der Kontaktflächen von Blöcken und für verformbare Blöcke durch die Abmessung der finiten differenten Zone und die Steifigkeit des Systems ermittelt. Die Steifigkeit ist der verschmierte Wert der Beiträge des Verformungsmoduls für den intakten Block und der Steifigkeit auf den Kontaktflächen.

Die Berechnung in der Distinkte-Element-Methode wechselt zwischen der Anwendung eines Spannungs-Verschiebungs-Verhältnisses auf allen Kontaktflächen und der Anwendung des zweiten Newtonschen Gesetzes auf allen Blöcken ab. Der Spannungs-Verschiebungs-Zusammenhang wird angewendet, um durch die bekannten (und festen) Verschiebungen die Kontaktkräfte zu ermit-

teilen. Nach dem zweiten Newtonschen Gesetz resultiert die Bewegung der Blöcke aus den wirkenden bekannten (und festen) Kräften. Wenn die Blöcke verformbar sind, wird die Bewegung an den Gitterpunkten der durch Triangulierung (= Dreieckenzerlegung) erzeugten kleinen Dreiecke (= Zonen) innerhalb der Blöcke berechnet. Die Anwendung von Stoffgesetzen der Blöcke führt zu neuen Spannungen innerhalb der Zonen. Der Berechnungsablauf der Distinkte-Element-Methode ist in Abbildung 4-1 schematisch dargestellt.

4.2 Grundgesetz der Bewegung

Die Bewegung eines einzelnen Blockes wird aus der Größe und Richtung der berechneten, darauf wirkenden Ungleichgewichtsmomente und Ungleichgewichtskräfte bestimmt. Im Fall eindimensionaler Bewegung eines einzelnen Blockschwerpunktes, auf den eine wechselhafte Kraft wirkt, kann das 2. Newtonsche Gesetz wie folgt geschrieben werden:

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{F}{m} \quad (4-1)$$

Darin sind \dot{u} die Geschwindigkeit, t die Zeit und m die Masse. Der linke Teil der Gleichung (4-1) kann zum Zeitpunkt t nach dem Schema der Zentraldifferenz geschrieben werden als

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} - \dot{u}^{(t-\Delta t/2)}}{\Delta t} \quad (4-2)$$

Dies eingesetzt in Gleichung (4-1) ergibt:

$$\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}^{(t-\Delta t/2)} + \frac{F^{(t)}}{m} \Delta t \quad (4-3)$$

Damit ist es möglich, eine Beziehung für die Verschiebung am Ende des Zeitschrittes unter Anwendung der Geschwindigkeit des halben Zeitschrittes wie folgt zu formulieren:

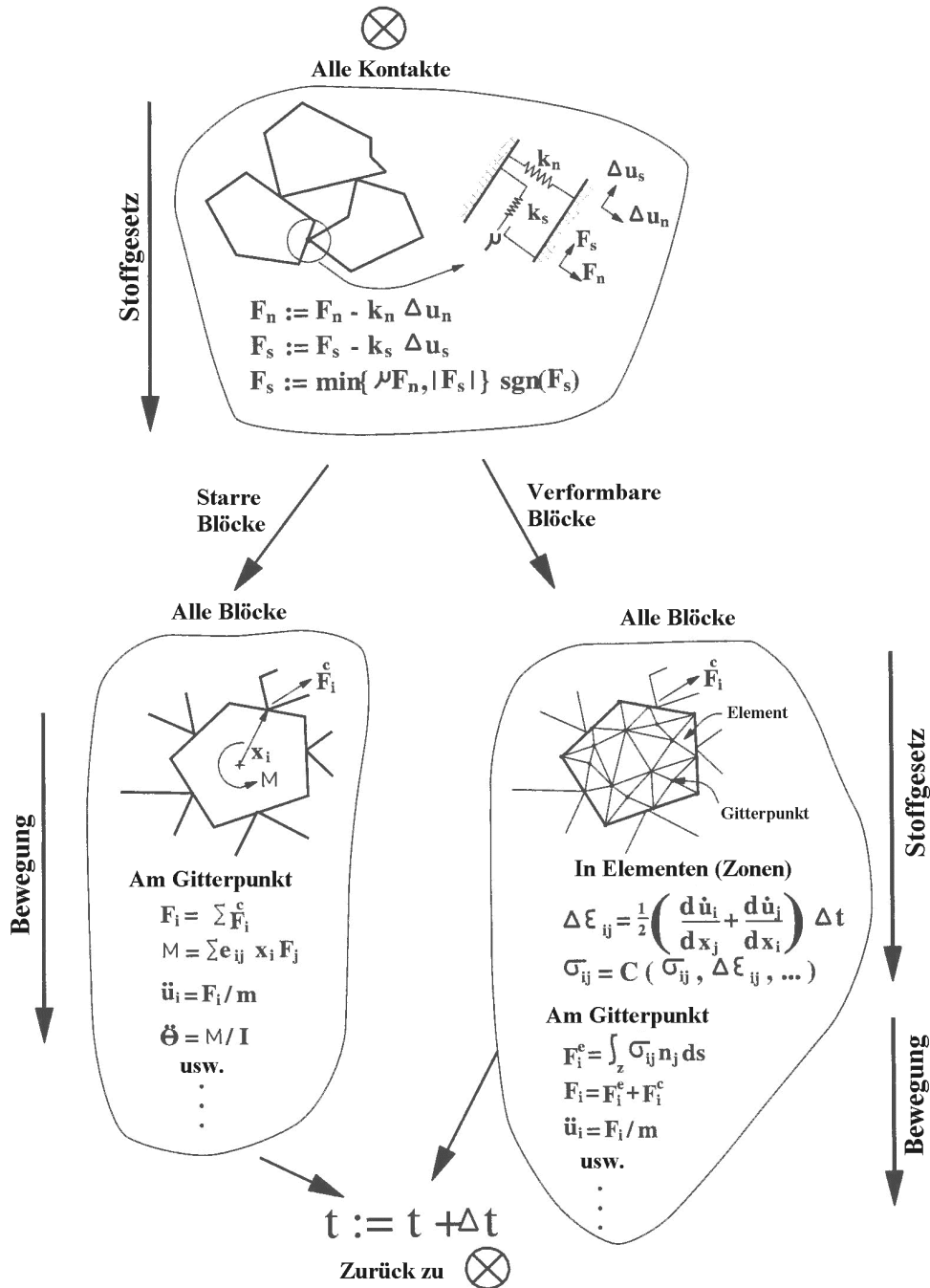


Abbildung 4-1
Schematische Darstellung für einen Berechnungszyklus der Distinkt-Element-Methode (nach Itasca 1996)

$$u^{(t+\Delta t)} = u^{(t)} + \dot{u}^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \tag{4-4}$$

Für Blöcke im zweidimensionalen Raum, auf die äußere Kräfte und die Schwerkraft wirken, erhält man die folgenden Gleichungen für die Geschwindigkeiten:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum F_i^{(t)}}{m} + g_i \right) \Delta t \quad (4-5a)$$

$$\dot{\theta}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{\theta}^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum M^{(t)}}{I} \right) \Delta t \quad (4-5b)$$

Darin sind:

- $\dot{\theta}$: Winkelgeschwindigkeit des Blocks im Schwerpunkt,
- I : Trägheitsmoment des Blocks,
- $\sum M$: totales, auf den Block wirkendes Moment,
- \dot{u}_i : Komponenten der Geschwindigkeit im Schwerpunkt des Blocks,
- g_i : Erdbeschleunigung.

Die abgeleiteten Beziehungen für Geschwindigkeit und Winkelgeschwindigkeit, eingesetzt in die Gleichungen (4-5), ergeben zwei Differentialgleichungen zur Bestimmung der aktualisierten Lage des Blockschwerpunktes:

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (4-6a)$$

$$\theta^{(t+\Delta t)} = \theta^{(t)} + \dot{\theta}^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (4-6b)$$

Darin sind θ die Rotation des Blocks um den Mittelpunkt und x_i die Koordinaten des Blockschwerpunktes.

Mit Hilfe der Beziehungen (4-6) werden in jedem Zeitschritt die neuen Koordinaten des Blockes ermittelt und die neuen Kontaktkräfte berechnet. Die resultierenden Kräfte und Bewegungen werden verwendet, um die Translations- und Winkelbeschleunigungen jedes Blocks zu berechnen. Die Blockgeschwindigkeiten und Blockverschiebungen werden durch Integration der Zeitinkremente bestimmt. Dieser Vorgang wird wiederholt, bis es zu einem befriedigenden Zustand von Ausgeglichenheit oder von kontinuierlichen Brüchen gekommen ist. In den Gleichungen der Bewegung (4-5) wird eine mechanische Dämpfung angewendet, um die statischen und dynamischen Lösungen zu ermitteln.

4.3 Nachbildung der Trennflächen

4.3.1 Numerische Umsetzung der Blockkontakte

Eine Trennfläche im Gebirge wird numerisch als eine zwischen zwei Blockkanten liegende Kontaktfläche nachgebildet. Im allgemeinen wird für jedes miteinander in Berührung bleibende oder durch eine kleine Spalte getrennte Blockpaar ein Datenbestand hervorgebracht, um die Punktkontakte zu repräsentieren. Im Programm UDEC können sich die anliegenden Blöcke entlang einer gemeinsamen Kante oder an diskreten Punkten, wo sich eine Ecke mit einer Kante oder einer anderen Ecke trifft, miteinander berühren. Abbildung 4-2 stellt das Schema für die Darstellung der Kontakte dar. Für starre Blöcke wird an jeder mit einer anderen Ecke oder einer Kante eines gegenüberstehenden Blocks benachbarten Ecke ein Kontakt erzeugt. Sind die Blöcke verformbar, so werden an allen an der berührten Blockkante liegenden Gitterpunkten Punktkontakte realisiert. Auf diese Weise nimmt die Anzahl der Kontaktpunkte entsprechend einer Funktion der internen Zonerzeugung der anliegenden Blöcke zu.

Ein besonderes Problem bei dieser Kontaktroutine ist die nicht realistische Reaktion, wenn eine Blockwechselwirkung dicht neben oder an zwei gegenüberstehenden Blockecken auftritt. In der numerischen Berechnung könnten Blöcke gesperrt oder aufgehängt werden. Die Ursache hierfür liegt in der Annahme,

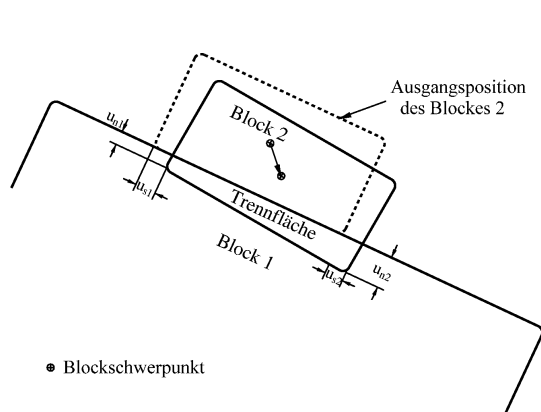


Abbildung 4-2
Schematische Darstellung
der Kontakte (nach Itasca 1996)

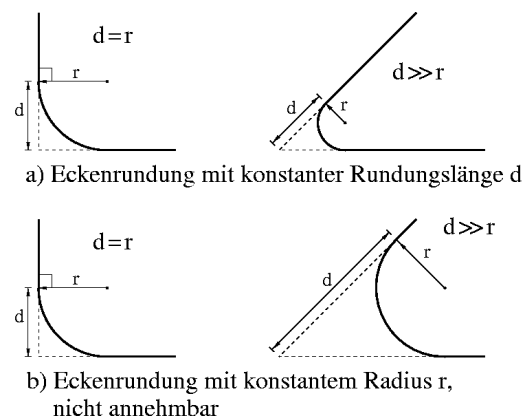
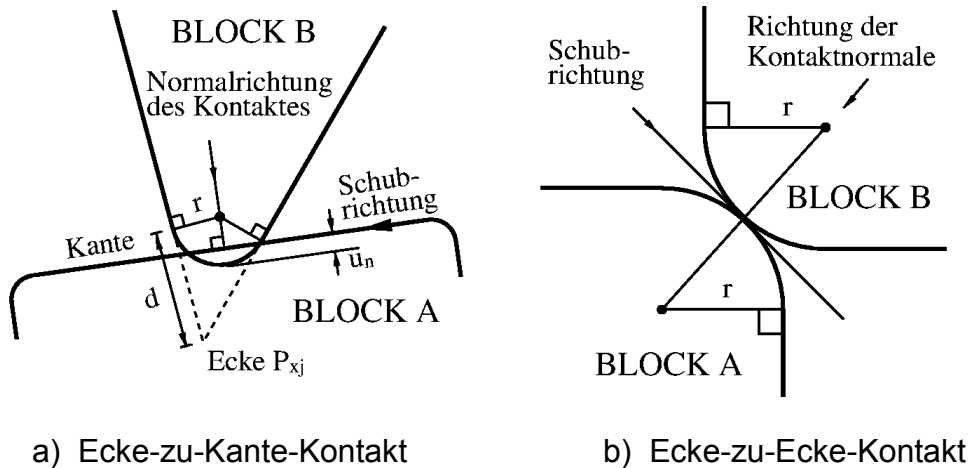


Abbildung 4-3
Definition der gerundeten Ecken
(nach Itasca 1996)

daß die Blockecken scharf sind oder eine sehr große Festigkeit besitzen. In der Realität würden infolge der Konzentration der Spannungen die Ecken zerquetscht. Die explizite Modellierung dieser Wirkung ist allerdings unausführbar. Eine realistische Darstellung kann man jedoch erlangen, indem die Ecken gerundet werden, so daß Blöcke glatt und ruhig aufeinander gleiten können, wenn zwei gegenüberliegende Ecken miteinander in Wechselwirkung treten. In UDEC wird das Verfahren (die Eckenrundung) durch das Spezifizieren eines Kreisbogens für jede Blockecke verwendet. Die Bogenlänge wird durch die Entfernung von der echten Spitze zu dem Berührungspunkt mit den benachbarten Kanten, die als Rundungslänge bezeichnet wird, statt durch einen konstanten Radius definiert. Abbildung 4-3 stellt das Eckenrundungsverfahren graphisch dar.

Der Kontaktpunkt zwischen einer Ecke und einer Kante liegt an dem Schnittpunkt zwischen der Kante und der Senkrechten, die durch den Mittelpunkt der Radien des Kreisbogens verläuft (Abbildung 4-4a). Bleiben zwei Ecken miteinander in Berührung, so ist der Kontaktpunkt der Schnittpunkt zwischen einer die beiden gegenüberstehenden Mittelpunkte der Radien verbindenden Linie und dem Kreisbogen (Abbildung 4-4b). Wenn sich die Kanten von zwei verformbaren Blöcken berühren (Kante-zu-Kante-Kontakt), werden die Kontaktpunkte ebenfalls als Kante-zu-Ecke-Kontakte behandelt, sie liegen jedoch an den Schnittpunkten zwischen der Normalen zu den Gitterpunkten an der Kante des einen Blockes und der Kante des anderen Blockes. In diesem Fall wird die Eckenrundung nicht verwendet. Wenn ein Gitterpunkt an der Kante eines verformbaren Blockes in der gleichen Position wie ein Gitterpunkt an der Kante eines anderen verformbaren Blockes liegt, werden zwei Kontakte erzeugt, jeder Gitterpunkt hat seinen eigenen Kontakt. Das kommt besonders dann der Genauigkeit zugute, wenn die beiden Gitterpunkte aufeinander gleiten oder sich voneinander entfernen.

Die Richtungen der auf jedem Ecke-zu-Ecke- oder Ecke-zu-Kante-Kontakt wirkenden Normal- und Schubkräfte sind bezüglich der Richtung der Kontaktsenkrechten definiert. In Abbildung 4-4 sind die Details veranschaulicht.



a) Ecke-zu-Kante-Kontakt

b) Ecke-zu-Ecke-Kontakt

Abbildung 4-4

Definition der Kontaktnormalen sowie der Normal- und Schubkrafttrichtung

Die Eckenrundung findet nur für die Berechnung des Kontaktmechanismus in UDEC Anwendung. Auf alle anderen Eigenschaften, wie etwa die Masse von Block und Zone, und die weiteren Berechnungen hat die Eckenrundung keine Auswirkungen. Die Eckenrundung kann jedoch dann Ungenauigkeiten in der Berechnung verursachen, falls die Rundung zu groß ist. Eine ausreichende Genauigkeit wird erreicht, wenn die Rundungslänge 1 % der Kantenlänge eines typischen Blockes im Modell nicht überschreitet.

In UDEC werden die Kontaktpunkte unter der Anwendung des Konzepts „Domäne (Umgebungsbereich zwischen Blöcken)“ und der Bewegung der Blöcke entsprechend automatisch aktualisiert. Während dieses Prozesses können die neuen Kontaktpunkte identifiziert und lokalisiert und diejenigen, die nicht mehr miteinander in Berührung stehen, gelöscht werden.

4.3.2 Verhalten der Trennflächen

Eine Trennfläche wird so angenommen, daß sie sich zwischen zwei Kontakten erstreckt, ihre Länge in Hälften geteilt wird und jede Halblänge ihre eigene Kontaktspannung erträgt. Die Normal- und Schubverschiebungen werden für jeden Kontakt und die entsprechende Kontaktlänge inkrementell berechnet. In der Normalrichtung wird das Spannungs-Verschiebungs-Verhältnis als linear angenommen und von der Steifigkeit k_n dominiert:

$$\Delta\sigma_n = -k_n \cdot \Delta u_n \quad (4-7)$$

Darin ist $\Delta\sigma_n$ der Zuwachs der effektiven Normalspannung und Δu_n der Zuwachs an Normalverschiebung.

Das in Abbildung 4-2 vorgestellte Überlappen (Eindringen von Blöcken) bildet eine mathematisch geeignete Methode, mit der die relative Normalverschiebung ermittelt werden kann.

Es besteht für die Trennfläche auch eine Zugspannungsgrenze, nämlich die Zugfestigkeit auf der Trennfläche σ_{tj} . Wird die Zugfestigkeit überschritten, das heißt, wird $\sigma_n < -\sigma_{tj}$, dann wird $\sigma_n = 0$ gesetzt („tension cut off“-Kriterium, W. Wittke 1984).

Bei Schubbeanspruchung wird die Reaktion von einer konstanten Schersteifigkeit k_s beherrscht. Das Coulombsche Bruchkriterium gilt hier ebenfalls. Das heißt, wenn

$$|\sigma_s| \leq c_j + \sigma_n \cdot \tan \varphi_j = \tau \quad (4-8)$$

gilt, dann folgt

$$\Delta\sigma_s = -k_s \cdot \Delta u_s^e \quad (4-9)$$

Anderenfalls, d. h. bei

$$|\sigma_s| \geq \tau \quad (4-10)$$

gilt:

$$\sigma_s = \text{sign}(\Delta u_s) \cdot \tau \quad (4-11)$$

Die neu auftretenden Symbole in den Gleichungen (4-8) bis (4-11) haben folgende Bedeutung:

Δu_s^e : die elastische Komponente des Zuwachses der Schubverschiebung,

Δu_s : der Totalzuwachs der Schubverschiebung und

τ : die Scherfestigkeit unter dieser Normalspannung.

Mit dem Coulombschen Modell kann man auch näherungsweise das Entfestigen bei großen Verschiebungen realisieren, wobei die Festigkeitskennwerte auf der Trennfläche, der innere Reibungswinkel, die Kohäsion und die Zugfestigkeit zu Restwerten herabgesetzt werden, sobald die Zug- und/oder Scherfestigkeit erreicht worden sind. In UDEC steht noch ein umfassendes Modell, das kontinuierlich fließende Modell („continuously yielding model“, s. Abschnitt 3), zur Verfügung, mit dem beabsichtigt wird, bei Schubbeanspruchung den wirklichen Mechanismus eines fortschreitenden Bruchs der Trennflächen („post failure“) zu simulieren. Ferner kann in UDEC das Barton-Bandis-Modell (BB-Modell, s. Abschnitt 3) benutzt werden.

4.4 Blockverformung

In der Distinkte-Element-Methode können die Blöcke starr oder verformbar sein. Verformbare Blöcke werden durch dreieckige Finite-Differenz-Elemente (Zonen) diskretisiert. Die Scheitel der triangulären Elemente sind Gitterpunkte. Für jeden Gitterpunkt werden die Bewegungsgleichungen wie folgt formuliert:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j \cdot ds + F_i}{m} + g_i \quad (4-12)$$

Darin sind:

s : die Fläche, die die an dem Gitterpunkt angreifende Masse m umgibt,

n_j : die Einheitsnormale auf s ,

F_i : die Summe aller an den Gitterpunkten angreifenden äußeren Kräfte,

g_i : die Erdbeschleunigung.

Die gesamten Gitterpunktkräfte F_i können entsprechend Gleichung (4-13) ermittelt werden:

$$F_i = F_i^z + F_i^c + F_i^l + F_i^g \quad (4-13)$$

Darin sind F_i^l die angebrachten äußeren Belastungen. F_i^c resultiert aus den Kontaktkräften. Der Beitrag der internen Spannungen in den am Gitterpunkt anliegenden Zonen F_i^z wird berechnet als

$$F_i^z = \int_C \sigma_{ij} n_j \cdot ds \quad (4-14)$$

Darin sind σ_{ij} der Tensor der Zonenspannung und n_j die nach außen gerichteten Einheitsnormalen zu der Kontur C . Die Gravitationskräfte F_i^g werden wie folgt berechnet:

$$F_i^g = g_i m_g \quad (4-15)$$

Darin ist m_g die an dem Gitterpunkt wirksame Gravitationsmasse, die als die Summe von Dritteln der Massen der an dem Gitterpunkt verbundenen Dreiecke definiert wird. Wenn der Gitterpunkt nicht in einem ausgeglichenen Zustand oder in einem stetig fließenden Zustand ist, wird er nach dem zweiten Newtonschen Gesetz beschleunigt und man kann erhalten

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (4-16)$$

Innerhalb eines jeden Zeitschrittes werden die Verformungen und die Rotationen nach den Verschiebungen des Gitterpunktes in bekannter Weise berechnet:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \quad (4-17a)$$

$$\dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}) \quad (4-17b)$$

Die dominierenden Verhältnisse für die verformbaren Blöcke werden in Inkrementform verwendet, so daß sie bei nichtlinearen Problemen leicht erfüllt werden können. Die aktuelle Form der Gleichungen ist:

$$\Delta\sigma_{ij}^e = \lambda\Delta\varepsilon_v\delta_{ij} + 2\nu\Delta\varepsilon_{ij} \quad (4-18)$$

Darin sind:

λ , ν : die Laméschen Konstanten,

$\Delta\sigma_{ij}^e$: das elastische Inkrement des Spannungstensors,

$\Delta\varepsilon_{ij}$: die Inkrementverformungen,

$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22}$: der Zuwachs der Volumenverformung und

δ_{ij} : die Kroneckersche Deltafunktion.

Die nichtlinearen Festigkeitsmodelle und die Nachbruchmodelle können ohne irgendwelche Änderung in Steifigkeiten oder Anfangsverformungen, die in den matrixorientierten Programmen in Form von Matrizen stehen, leicht direkt in das Programm implementiert werden. In einem expliziten Programm wie UDEC ist der Verformungszustand nach jedem Zeitschritt bekannt und die Spannungen werden mit dem Spannungs-Verformungs-Modell, gleich ob linear elastisch, kompliziert nichtlinear oder nachbruchorientiert, bestimmt. Dann kann der nächste Zeitschritt oder der nächste Zyklus weiter durchgeführt werden.

5 Vorstellung des zugrunde gelegten Referenzmodells für die nachfolgenden numerischen Berechnungen

Um die Anwendung der in Abschnitt 4 vorgestellten DEM und des Berechnungsverfahrens zu demonstrieren und das Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Hohlraumbau zu untersuchen, wird als Beispiel eine konkrete Bauaufgabe (Tunnel Coschütz der Autobahn A 17*) zugrunde gelegt. Der Tunnel Coschütz durchörtert hauptsächlich paläozoischen Syenit, der von unterrotliegendem Tuffstein, kreidezeitlichem Plänerkalk sowie holozänen Auffüllungen in einer Gesamtmächtigkeit zwischen 5 m am Nordwestportal und 50 m im Mittelbereich überlagert wird. Der Bauraum ist schwach bis stark klüftig; es werden 4 Klufscharen (K1 - K4), eine Schichtung und mehrere fast senkrecht einfallende geologische Störungen unterschieden. Für das Gebirge werden RQD-Werte zwischen „schlecht“, lokal sogar „sehr schlecht“, bis „gut“ angegeben. Der Grundwasserspiegel liegt 5 - 12 m unter der Geländeoberfläche. Der Tunnel besteht aus 2 Röhren, deren gegenseitiger Achsenabstand 25 m beträgt. Das theoretische Ausbruchprofil einer jeden Röhre setzt sich aus 6 Kreisbögen verschiedener Radien zusammen und die Ausbruchquerschnittsfläche beträgt jeweils 154 m² (Abbildung 5-1).

Als Berechnungsbeispiel wird ein etwa 50 m vom Nordwestportal entfernter Tunnelquerschnitt im Syenit gewählt. Die Raumstellungen der 4 Klufscharen (K1 - K4) und der Ortsbrust sind in Tabelle 5-1 zusammengestellt und in Abbildung 5-2 skizziert. Die Fallwinkelprojektionen (s. „FWProj.“ in der Tabelle 5-1) der Klufscharen auf die Ortsbrustfläche betragen jeweils 76°, -54°, 72° und 30°, (diese visuellen Fallwinkel werden im folgenden vereinfacht als Fallwinkel bezeichnet). Die Klüfte werden als „weit durchgehend“ angenommen. Die zugrunde gelegte Überdeckungsmächtigkeit beträgt 5 m bis 20 m und der Wasserspiegel befindet sich von 0 bis 10 m über der Firste. Die in den Untersuchungen verwendeten Basiskennwerte für die Gesteinsmatrix und die Trennflächen sind aus den Tabellen 5-2 und 5-3 ersichtlich. Die aufgrund der als besonders „weich“ einzustufenden Hauptklufschar (K1) eingeführte Abminderung der Ge-

* Plandarstellung des geotechnischen Längsschnittes, Projekt-Nr. 94/120, Autobahnamt Sachsen

steinsfestigkeit kommt in den Rechnungen für Steifigkeit und Festigkeit des Gesteins sowie für den Winkel der inneren Reibung auf den Trennflächen zum Ausdruck. Darüber hinaus muß die Tatsache beachtet werden, daß mit den Kennwerten für die Steifigkeits- und Festigkeitsparameter, ermittelt durch die herkömmlichen Methoden, das Bruchverhalten des Gebirges in UDEC überhaupt nicht untersucht werden kann. Diese Kennwerte werden deshalb stark reduziert und in den Berechnungen werden Rechenwerte benutzt.

Die vom Autor angestellten Untersuchungen basieren auf einem idealisierten numerischen Modell, in dem ein aus einer unterschiedlichen Anzahl von Trennflächenscharen von stets gleichen mechanischen Eigenschaften bestehendes Trennflächengefüge (eine, zwei oder drei Trennflächenscharen) und eine, zwei oder drei Parametergruppen von Gesteinsqualitäten angenommen werden. Die wirksamen Belastungen ergeben sich aus dem Eigengewicht des Gebirges, den tektonischen Spannungen, den dynamischen Belastungen und ggf. einer Kluftwasserdruckwirkung.

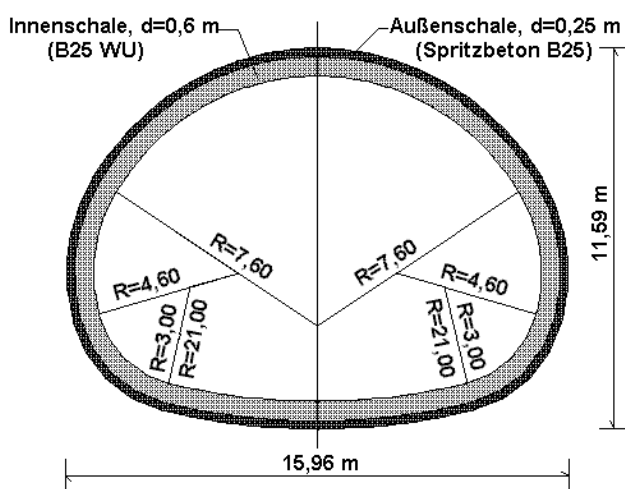


Abbildung 5-1
Querschnitt einer Tunnelröhre

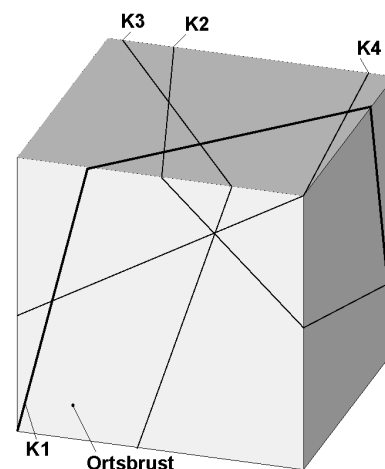


Abbildung 5-2
Raumstellung der Klüfte

Als Randbedingungen werden vereinbart:

- Verschiebungsgeschwindigkeiten in horizontaler Richtung am linken und rechten Rand des Berechnungsmodells sind null.

Tabelle 5-1 Kennziffern der Klufscharen und der Ortsbrust

	EFR/EFW (°)	FWProj. * (°)	φ' (°)	c' (kPa)
K1 (Hauptklufschär)	290/80	76	25	25
K2	50/55	-54	35	100
K3	210/75	72	35	100
K4	240/30	30	45	200
Ortsbrust	155/90			

Tabelle 5-2 Basiskennwerte für die Gesteinsmatrix

Kennzeichen	Kennwert	Rechenwert **
Wichte γ (kg/m ³)	2600	2600
E-Modul E (GPa)	15	2 – 4
Querdehnungszahl ν	0,25	0,21
Druckfestigkeit σ_c (MPa)	100	1 – 2
Zugfestigkeit σ_t (MPa)	5	0,2
Kompressionsmodul K (GPa) ***	10	1,15 – 2,3
Schubmodul G (GPa)	6	0,83 – 1,65
Reibungswinkel φ (°)	45	28 – 35
Kohäsion c (MPa)	20,7****	0,2 – 0,4

Tabelle 5-3 Basiskennwerte für Trennflächen

Kennzeichen	Rechenwert
Normalsteifigkeit k_n (GPa/m)	23
Schersteifigkeit k_s (GPa/m)	16
Innenreibungswinkel φ_j (°)	23
Kohäsion c_j (MPa)	0,1
Zugfestigkeit σ_{ij} (MPa)	0
Dilatanzwinkel ψ_j (°)	3
Kritische Schubverschiebung u_{cs} (mm)	0,1
Permeabilitätskoeffizient k_j (1/MPa/s)	$8,33 \times 10^7$

* FWProj. - Fallwinkelprojektion einer Klufschär auf die Ortsbrustfläche

** Die Rechenwerte wurden aufgrund einer Abminderung der Kennwerte erhalten.

*** Die Kennwerte K und G werden durch E und ν ermittelt:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

**** Dieser Wert c wurde durch σ_c und φ ermittelt:

$$c = \frac{\sigma_c(1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi}$$

- Am unteren Rand ist die Verschiebungsgeschwindigkeit in vertikaler Richtung ebenfalls null.
- Die Modelloberkante entspricht der Geländeoberfläche, wenn die Überdeckungsmächtigkeit gleich oder kleiner als 10 m ist, ansonsten wirken an der Modelloberkante Randbelastungen, die dem hier nicht mit modellierten Deckgebirge entsprechen.
- Der Grundwasserspiegel tritt in verschiedenen Höhen über der Tunnelfirste auf.
- Der untere Rand des Berechnungsmodells wird als hydraulisch undurchlässig betrachtet.

Das numerischen Referenzmodell für eine Tunnelröhre unter diesen vorausgesetzten Bedingungen ist in Abbildung 5-3 skizziert; dabei wird eine Berechnungssequenz wie folgt eingehalten:

- Der Primärspannungszustand (Ausgangszustand) wird durch die Berechnung des Eigengewichtes der Überlagerung vor dem Ausbruch oder durch die Einschreibung der Grundspannungen in situ bestimmt.
- Danach wird der Ausbruch durch das Modell „null“ oder durch das Löschen (delete) von Blöcken („Kluftkörpern“) im Ausbruchsbereich simuliert.
- Kommen Ausbaumaßnahmen im Tunnel zur Anwendung, so stehen lokale Armierungen (reinforcement), globale Anker (cable), Ausbauelemente wie z. B Beton (structural element) sowie Elemente für Stützausbau (support member) zur Verfügung.
- Wird ein Ausbruch in Teilquerschnitten simuliert, so werden die Berechnungsphasen für die Sequenz des Ausbruchs und des Ausbaus nacheinander durchgeführt.

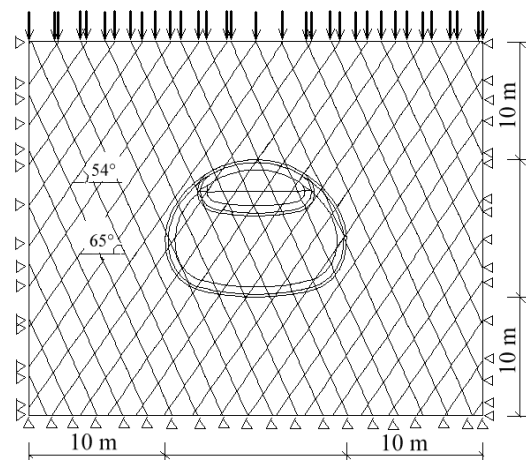


Abbildung 5-3
Numerisches Modell für
eine Tunnelröhre

Für das Materialverhalten wird folgendes angenommen:

- Es wird ein ebener Verformungszustand vorausgesetzt.
- Die Klufkörper können starr, elastisch oder elastoplastisch verformbar sein (in dieser Arbeit werden die Klufkörper realitätsnahe als elastisch oder elastoplastisch verformbar angenommen).
- Werden die Klufkörper als elastoplastisch verformbar betrachtet, so wird dafür das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium angewendet.
- Das konstitutive Modell, das Coulombsche Flächen-Kontakt-Gleit-Modell, beschreibt das Spannungs-Verschiebungs-Verhalten der Trennflächen. Auf eine Verwendung des Barton-Bandis-Modells wurde wegen der Nichtbestimmbarkeit einiger Parameter verzichtet.

Dem geschichteten Gebirgsaufbau entsprechend wird der betrachtete Modellbereich in ein, zwei oder drei Materialbereiche unterteilt, wobei im ersten, oberflächennahen Teilbereich (0 bis 5 m unter Geländeoberkante) die niedrigsten Kennwerte der Eigenschaften des Gesteins, im dritten Bereich (über 10 m unter Geländeoberkante) die höchsten eingesetzt werden. In allen Untersuchungen wird im gesamten Modell nur eine Parametergruppe für die Trennflächen angewendet.

Um allgemeine Aussagen für das Bruch- und Verformungsverhalten von geklüftetem Fels treffen zu können, erfordern die Untersuchungen die Berücksichtigung von zahlreichen Einflußfaktoren (geometrische Parameter, Festigkeits- und Verformungseigenschaften, Belastungsarten, Ausbauarten u. a.). Für jeden berücksichtigten Parameter wird eine Sensibilitätsuntersuchung durchgeführt. In Anlage 1 werden alle berechneten Fallgruppen (Gruppen von Sensibilitätsuntersuchungen), mit Ausnahme einzelner Spezialfälle, in Form einer Tabelle dokumentiert.

6 Untersuchungen zum Bruchverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim nicht ausgebauten Hohlraum

6.1 Einflußfaktoren auf die Standsicherheit von Hohlräumen im geklüfteten Gebirge

Die Standsicherheit von Tunneln, Stollen und Kavernen im geklüfteten Gebirge (Fels) wird im wesentlichen beeinflusst durch

- die wirkenden Belastungen,
- die Festigkeits- und Verformungsparameter sowohl des Gebirges als Klüftkörperverband („Verbandseigenschaften“) als auch der Gesteine, die dieses Gebirge aufbauen („Gesteinseigenschaften“),
- die Existenz eines Trennflächengefüges sowie die geomechanischen und stofflichen Charakteristika der daran beteiligten Trennflächen („Trennflächeneigenschaften“),
- die absolute Größe und die Form des Hohlraumquerschnitts sowie - bei einem Ausbruch des Hohlräume in Teilquerschnitten - die räumliche und zeitliche Aufeinanderfolge der Teilausbrüche,
- die Art des Hohlraumausbruchs (z. B. „Sprengvortrieb“, TBM-Vortrieb, Lösen des Gebirges mittels Bagger) und - nicht zuletzt - durch
- die zur Anwendung kommenden Ausbau- und Auskleidungsmaßnahmen.

Bezogen auf die Modellierung des Baus eines konkreten Autobahn-Tunnels im Sprengvortrieb interessieren darunter die folgenden Faktoren-Gruppen vorrangig:

- Überdeckungsmächtigkeiten, Grundspannungszustand, Kluftwasserdrücke und ggf. dynamische Belastungen,
- Gesteinseigenschaften, Trennflächeneigenschaften und Verbandseigenschaften,
- die Aufeinanderfolge der Teilausbrüche und die Geschwindigkeit beim Tunnelvortrieb,

- die Art und Weise sowie der Zeitpunkt der Anwendung von Ausbau- und Auskleidungsmaßnahmen.

Die wirksamen Belastungen resultieren im wesentlichen aus dem Eigengewicht des Gebirges. Das Gebirge selbst ist nicht nur belastendes, sondern auch tragendes Element bei der Gewährleistung der Standsicherheit des Tunnels. Dynamische Belastungen infolge von Erdbeben oder von Sprengungen beim Sprengvortrieb können die Standsicherheit von Tunneln sehr stark beeinflussen, besonders aber, wenn das Gebirge stark geklüftet ist und Kluftwassereinfluß gegeben ist.

Kluftwasser kann das mechanische Verhalten des geklüfteten Gebirges sehr stark beeinflussen. Eine Strömung, wenn es sie gibt, kann die Feinteile in den Trennflächenfugen ausspülen. Hydrochemische Einwirkungen „weichen“ Gesteine und Kluftfüllungen auf und vermindern den Reibungswiderstand von Trennflächen. Die statische Einwirkung (der Auftrieb) kommt einer Reduzierung des Felsgewichtes gleich. Damit werden alle Normaldrücke vermindert und der sich entwickelnde Spannungszustand kann einem Bruchspannungszustand nahe kommen.

Die mechanischen Eigenschaften von Gesteinen und Trennflächen können durch Laboruntersuchungen bzw. Messungen in situ vor und während des Tunnelausbruchs erkundet werden.

Die Querschnittsabmessungen und die Querschnittsform beeinflussen die sekundären Spannungen und den Gebirgsdruck. Das Ausbruchverfahren beeinflusst den Entfestigungsgrad und der Zeitpunkt der wirksamen Unterstützung wirkt auf die Gebirgsdruckentwicklung ein.

Die stützend oder verbundartig wirkenden Ausbau- und Sicherungsmaßnahmen, wie z. B. Spritzbetonschale und Felsanker, sind für die Entfestigung, aber auch für die erwünschte statische Mitwirkung des Gebirges von großer Bedeutung. Die zeitliche Entwicklung der Festigkeit von Baustoffen mit einem Abbin-

devorgang (z. B. Spritzbeton oder Stahlbeton) beeinflusst die Gebirgsdruckentwicklung und die Deformation.

Da die angetroffene geologisch-geomechanische Situation im Verlauf einer Tunneltrasse in der Regel sehr variiert, ist es für eine Modellierung zwingend notwendig, die Trasse abschnittsweise in sogenannte Homogenbereiche mit jeweils gleicher Geometrie, übereinstimmender Überlagerung, gleichen Gesteinen bzw. Gebirgsarten (Gebirgseigenschaften) und Grundwasserständen zu unterteilen. Für die Vorgehensweise in dieser Arbeit soll an dieser Stelle ein Konzept entwickelt und vorgestellt werden.

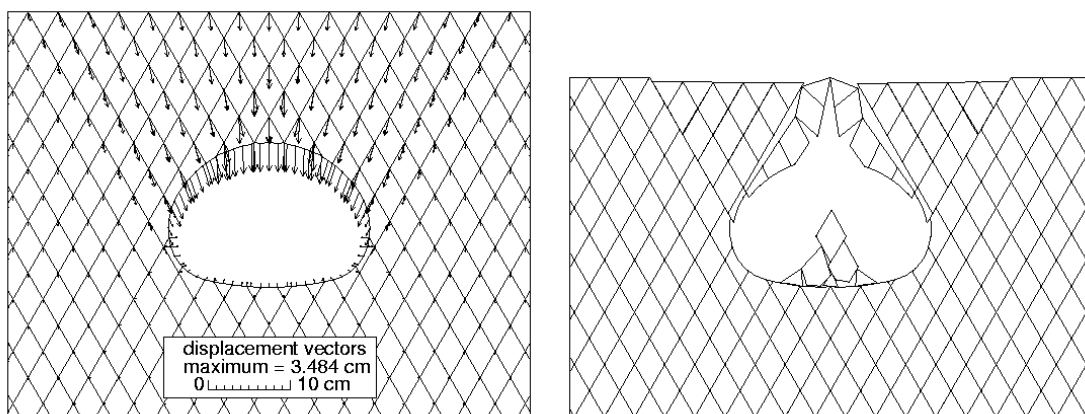
6.2 Modellierung der wirksamen Belastungen

6.2.1 Überdeckungsmächtigkeit

Das überlagernde Gebirge ist gleichzeitig belastendes und tragendes Element in dem Tunnelbausystem. Im Hinblick auf Belastungen infolge Eigengewicht käme es der Standsicherheit des Hohlraums zugute, wenn sich der zugrunde gelegte Hohlraum oberflächennah befände. Jedoch müssen die Lasten, die vor dem Ausbruch von dem im Bereich des Hohlraumquerschnitts liegenden Gebirge getragen wurden, nach dem Ausbruch um den Hohlraum herum abgeleitet werden. Somit fällt sowohl dem seitlichen Bereich des Hohlraums als auch dem im Firstbereich liegenden Fels eine erhöhte Tragwirkung zu. Ist die Überdeckungsmächtigkeit sehr gering, so ist es schwierig, im Firstbereich eine (selbst)tragende Zone auszubilden. Außerdem ist es häufig, daß das Gebirge im oberflächennahen Bereich locker ist oder/und eine niedrigere Festigkeit hat. Aus dieser Sicht bringt eine geringe Überdeckungsmächtigkeit dem Hohlraumbau nur geringe Vorteile.

Zwei typische Beispiele aus zahlreichen berechneten Fällen können die oben aufgestellte Aussage zum Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit bestätigen und dies anschaulich darstellen. In den Fällen mw1z_60 ($d_e = 5$ m) und m8w1z_60 ($d_e = 50$ m) sind alle Bedingungen außer der Überdeckungsmächtigkeit gleich.

Der Ausbruch führt im Modell zur Umlagerung oder Umleitung der primären Spannungen. Entscheidend für die Standfestigkeit des Gebirges und des Hohlraums ist, ob die Erzeugung (selbst)tragender Zonen (Gebirgsbereiche) im Umlambereich sowie, am wichtigsten, im Firstbereich erfolgen kann. Im Beispiel m8w1z_60 (Abbildung 6-1a) ist dies der Fall. Nach der maximalen Verschiebung von 3,5 cm kommt das Gebirge zu einem stabilen Zustand. Aber im Fall mw1z_60 (Abbildung 6-1b) wurde zunächst - nach dem Ausbruch - ein kleiner Kluffkörper im Firstbereich herausgelöst und danach brach ein großer „Bruchkeil“ (A. Krauß, F. Heinrich & M. Siegmundt, 1992) heraus, gefolgt von dem darüber liegenden Gebirge bis hin zur Geländeoberfläche. In der Abbildung 6-1 sind die berechneten Endzustände (ausgeglichener Zustand bei stabilem Gebirge bzw. bei Versagen des Gebirges) veranschaulicht.



a) Fall m8w1z_60 ($d_e = 50$ m)
- standfest

b) Fall mw1z_60 ($d_e = 5$ m)
- Versagen

Abbildung 6-1

Beispiele zur Darstellung des Einflusses der Überdeckungsmächtigkeit
(zwei Trennflächenscharen, geringe Trennflächenabstände)

Ein weiteres Vergleichsbeispiel gestattet es, diese Ergebnisse detaillierter darzustellen. Im Fall m5w13_70 ist die Überdeckungsmächtigkeit wiederum 5 m und der Hohlraum ist nicht standfest (Bild a der Abbildung 6-2). Im Fall m7w13_70 beträgt die Überdeckungsmächtigkeit 20 m; nur ein einziger kleiner Kluffkörper an der Hohlraumkontur ist herausgelöst und der Hohlraum bleibt auf Dauer standfest (Bild b der Abbildung 6-2). Ähnliche Ergebnisse können auch den Bildern b und h der Abbildung 6-3 entnommen werden.

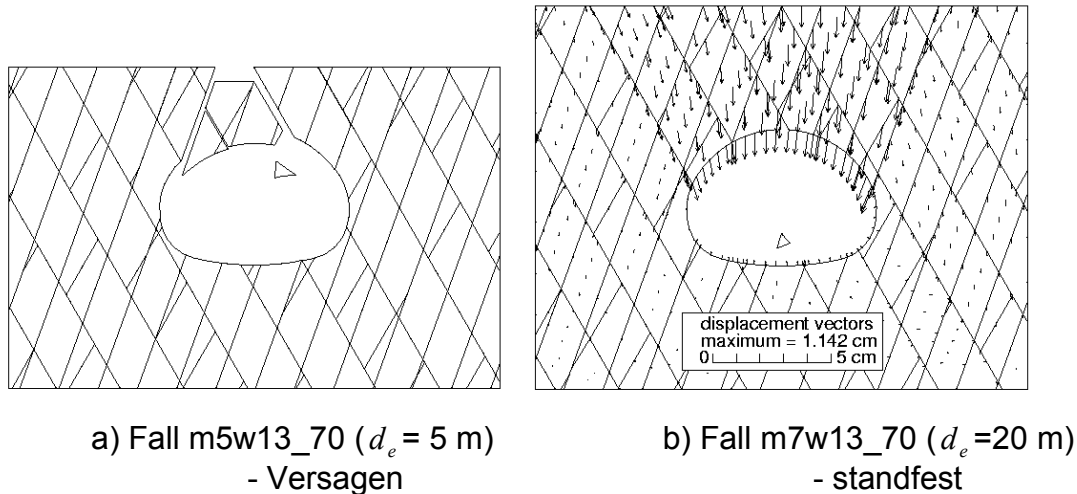
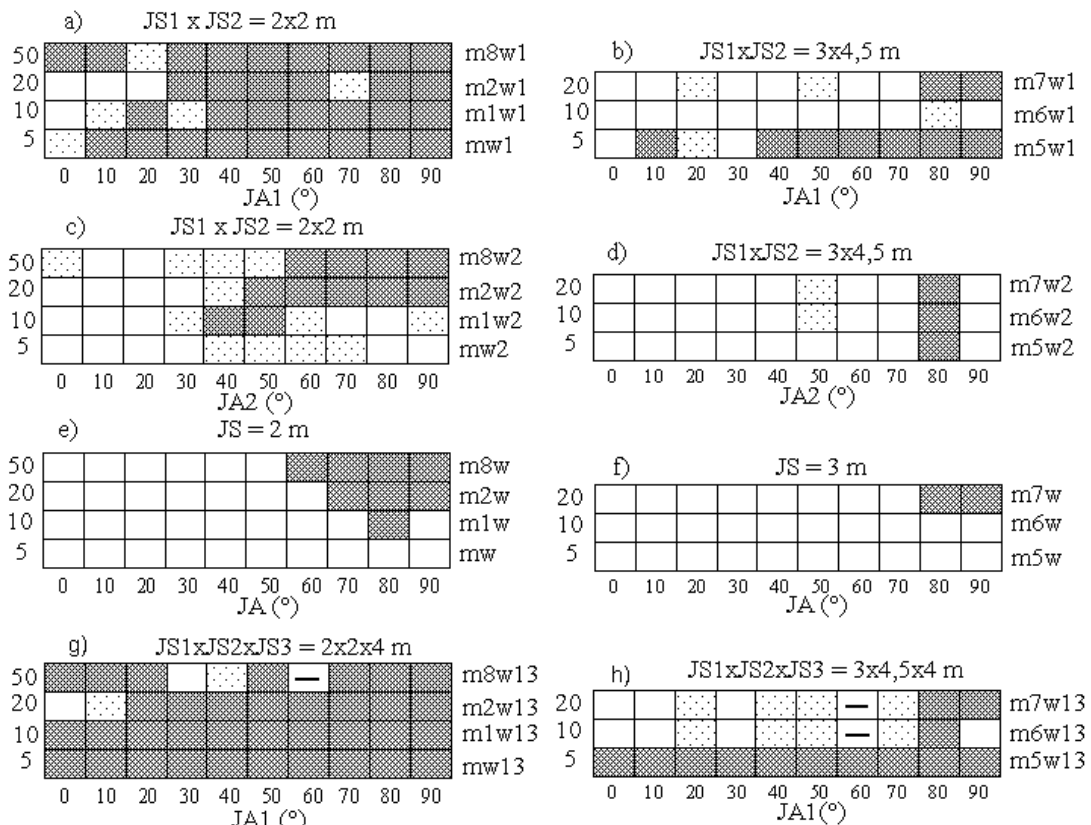


Abbildung 6-2

Beispiele zur Darstellung des Einflusses der Überdeckungsmächtigkeit (drei Trennflächenscharen, größere Trennflächenabstände)



Erläuterung

- Standfeste Kontur
- Einzelne Kluftkörper lösen sich
- Versagen der Kontur
- Die 1. TF-Schar hebt die 3. auf

JA, JA1, JA2 - Einfallswinkel der einzelnen, ersten und zweiten Trennflächenschar
 JS, JS1, JS2, JS3 - Abstand der einzelnen, zweiten und dritten Trennflächenschar

Abbildung 6-3

Berechnete Beispiele zum Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit und des Fallwinkels der Trennflächen auf die Standfestigkeit des Hohlraums

Andererseits ist es auch nicht die Regel, daß der Hohlraum bei einer kleineren Überdeckungsmächtigkeit eine kleinere Standsicherheitsreserve hat. Dies gilt für diejenigen Fälle, in denen die Hohlraumachse ungünstig zur Raumstellung von mechanisch wirksamen Trennflächen verläuft. Wenn das örtliche Trennflächengefüge für die Standfestigkeit des Hohlraums günstig ist, fällt es auf, daß eine größere Gebirgsüberdeckung möglicherweise des öfteren zu einem instabilen Endzustand des Hohlraums führen kann. Z. B. tritt bei der Fallgruppe mw2 ($d_e = 5$ m) in keinem Falle ein instabiler Zustand ein, bei der Fallgruppe m1w2 ($d_e = 10$ m) jedoch in 2 Fällen, bei der Fallgruppe m2w2 ($d_e = 20$ m) bereits in 5 Fällen und bei der Fallgruppe m8w2 ($d_e = 50$ m) auch in 4 Fällen (s. Bild c der Abbildung 6-3). Weitere berechnete Beispiele für den Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit (und des Fallwinkels sowie des Abstandes der Trennflächen) auf die Standfestigkeit des Gebirges sind in den Bildern der Abbildungen 6-3 und 6-4 dargestellt. Die Bedeutungen der Kennziffern JA bis JA3 und JS bis JS3 werden zusätzlich in Abbildung 6-5 veranschaulicht.

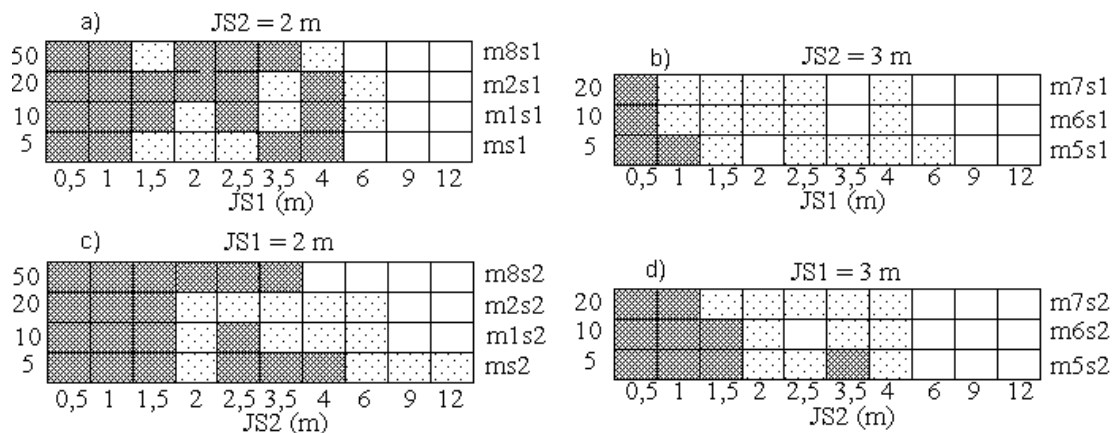


Abbildung 6-4

Berechnete Beispiele zum Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit und des Abstandes der Trennflächen auf die Standfestigkeit des Hohlraums

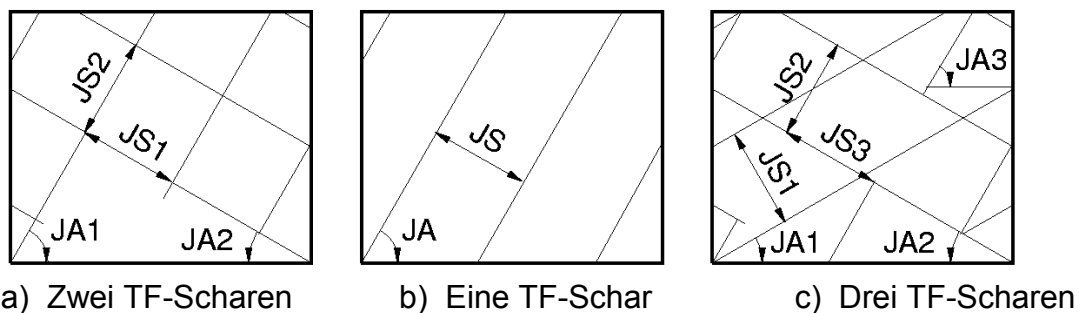


Abbildung 6-5

Bedeutungen der Kennziffer der Trennflächenscharen

6.2.2 Primäre Horizontalspannungen

Die Ergebnisse des primären Grundspannungszustandes, die zum einen durch Berechnung und zum anderen durch Einschreibung erzielt werden, sind miteinander nicht identisch; aber der Unterschied zwischen beiden ist auch nicht groß, wenn die Randbedingungen beider Strategien gleich sind. Als Beispiel hierfür ist das eingeschriebene Ergebnis der relativ gleichmäßigen Verteilung der vertikalen Hauptspannung im Fall m7w1_70 im Bild a der Abbildung 6-6 dargestellt. Verglichen damit ist die berechnete Verteilung der vertikalen Hauptspannung im selben Falle im tieferen Bereich (Bild b der Abbildung 6-6) nicht so regelmäßig wie das eingeschriebene Ergebnis (Bild a).

An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, daß aufgrund der Wirkung der Steifigkeit der Trennflächen der eingeschriebene Grundspannungszustand gegebenenfalls nicht der ausgeglichene Spannungszustand ist und möglicherweise zur Überbeanspruchung der Trennflächen oder des Gesteins führen könnte. In dieser Arbeit wurde deshalb die Berechnungsstrategie favorisiert, ausgenommen bei den Untersuchungen zum Einfluß der primären Horizontalspannung.

In den numerischen Modellen werden die primären horizontalen Grundspannungskomponenten zunächst gemäß der elastischen Theorie für die homogenen und isotropen Materialien ermittelt. Da der geklüftete Fels nicht homogen und isotrop ist, muß jedoch dazu der Beitrag der Trennflächen, in Form der

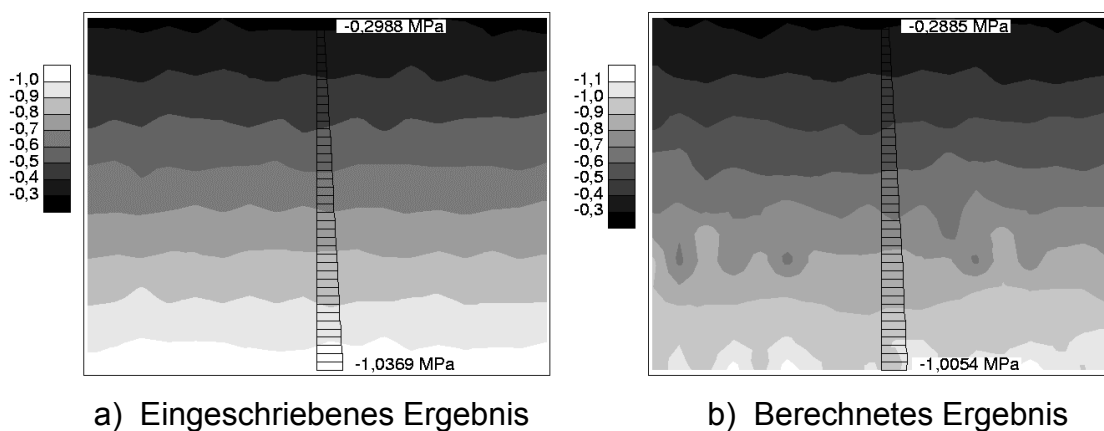


Abbildung 6-6
Verteilung der vertikalen Hauptspannungen im Grundspannungszustand
im ausgewählten Fall m7w1_70

Normalsteifigkeit k_n und der Schersteifigkeit k_s , betrachtet werden. In den bisher vorgestellten Fällen wurden die Querdehnungszahl und der Seitendruckbeiwert K_h nicht explizit eingegeben, sondern aus dem Kompressionsmodul K , dem Schermodul G des Gesteins (beide Kennwerte werden durch E und ν ermittelt, s. auch Abschnitt 5), der Normalsteifigkeit k_n und der Schersteifigkeit k_s der Trennflächen abgeleitet. In den meisten Fällen innerhalb dieser Arbeit wird der Primärspannungszustand durch die ersten Berechnungszyklen bis zu einem Gleichgewicht ermittelt. Trotz der unterschiedlichen Modulen in verschiedenen Gebirgsbereichen bleibt die Querdehnungszahl ca. $\nu = 0,21$. Daher ist z. B. der Seitendruckbeiwert $K_h \approx 0,26$, wenn die Trennflächenabstände der ersten und zweiten Schar $JS1 = JS2 = 2$ m und die Fallwinkel jeweils $\alpha_1 = 30^\circ$ und $\alpha_2 = -60^\circ$ sind. Ist der Fallwinkel der zweiten Trennflächenschar $\alpha_2 = -80^\circ$, so ist der berechnete Seitendruckbeiwert $K_h \approx 0,23$. Der Seitendruckbeiwert in einem Gebirge mit zwei Trennflächenscharen wurde unter ebener Verformung ausführlich erforscht (Itasca 1996). Kleinere Werte von E/k_n und k_n/k_s führen demnach z. B. zu kleineren Werten von K_h .

In situ ist das Gebirge nicht nur in einem elastischen Spannungszustand, sondern es könnte in der Vergangenheit auch überbeansprucht worden sein. Die historischen tektonischen Beanspruchungen des Gebirges haben häufig zu höheren horizontalen Spannungskomponenten geführt. Besonders häufig ist dies bei deutlich erodiertem Relief der Fall, möglicherweise ebenfalls bei dem zugrunde gelegten Referenzbeispiel. Im Programm UDEC kann ungeachtet der Modul- und Steifigkeitswerte eine beliebige Primärspannungsverteilung in das Modell eingeschrieben werden.

Die berechneten Beispiele in Abbildung 6-7 stellen den Einfluß der primären Horizontalspannungen auf die Standfestigkeit des Gebirges dar. Die Modelle dieser drei Fallgruppen werden auf der Modellbasis der Fallgruppe mw1 (vgl. Bild a der Abbildung 6-4 und Anlage 1) mit verschiedenen horizontalen Primärspannungen entwickelt. Ist der Seitendruckbeiwert klein, das heißt, die primären Horizontalspannungen niedrig [z. B. $K_h = 0,4$ (mv4w1)], so ist der Hohlraum in

mehreren Fällen, d. h. bei Einfallwinkeln $\alpha_1 \geq 50^\circ$, nicht stabil. Wenn $K_h = 0,6$ (mv6w1) ist, werden nur noch zwei berechnete instabile Fälle bei $\alpha_1 = 80^\circ$ und $\alpha_1 = 90^\circ$ erzielt. Bei erhöhtem Seitendruckbeiwert, z. B. $K_h = 1,0$ (mvw1), ist der Hohlraum in allen Fällen des Einfallwinkels standfest.

Bleibt die Trennflächenstruktur unverändert und wird nur der Seitendruckbeiwert K_h variiert, so können die berechneten Ergebnisse den Einfluß der primären Horizontalspannungen auf die Standsicherheit des Hohlraums deutlich machen (Abbildung 6-8). In der Fallgruppe mvx ist der Hohlraum nicht standfest, wenn $K_h \leq 0,2$ ist. In der Fallgruppe mvx1 tritt kein einzelner herabfallender Block auf, wenn $K_h \geq 0,6$ ist; der Hohlraum ist in allen berechneten Fällen des Seitendruckbeiwerts standfest.

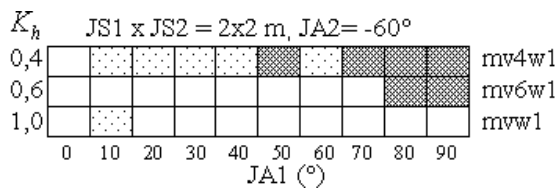


Abbildung 6-7

Berechnete Beispiele zum Einfluß der horizontalen Spannung

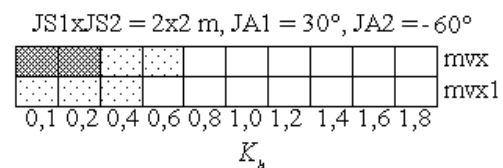


Abbildung 6-8

Berechnete Beispiele zum Einfluß der primären Horizontalspannung

An dieser Stelle soll hervorgehoben werden, daß bei Einschreibung des Grundspannungszustandes die Ausgeglichenheit der Primärspannungen zu betrachten ist. Es kann sein, daß nach der Einschreibung der Spannungszustand nicht ausgeglichen ist. Wenn dieser unausgeglichene Zustand als Ausgangszustand benutzt wird, ist der Hohlraum in mehr Fällen stabil. In den oben genannten beiden Fallgruppen ist das Modell völlig identisch, der Unterschied besteht nur in der Eintragung des Primärzustandes. Die Primärspannungen werden wie folgt ermittelt: in der Fallgruppe mvx1 nur durch die Einschreibung der theoretischen isotropen Primärspannungen und in der Fallgruppe mvx durch die Einschreibung der theoretischen Primärspannungen und anschließende Berechnung bis zum ausgeglichenen Zustand. Durch die Berechnungszyklen wird der Beitrag der Trennflächen zu der gesamten Seitendruckwirkung addiert und ein ausgeglichener und realitätsnaher Spannungszustand erzielt.

6.2.3 Kluftwasserdruck

Vor dem Auffahren eines untertägigen Hohlraumes im grundwassererfüllten Bereich existiert das Wasser in den geöffneten Trennflächen des Gebirges und es strömt entsprechend den vorhandenen hydraulischen Gradienten. Bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten des Wassers besteht keine Gefahr des Auswaschens von Feinteilen aus Trennflächen, denn das Wasser besitzt keine Schleppkraft. Diese Situation kann sich jedoch mit dem Auffahren eines Hohlraums verändern. Bei geklüftetem Fels werden durch das Auffahren des Hohlraums das Druck- und Geschwindigkeitsgefälle und damit die Schleppkraft des Wassers grundsätzlich vergrößert und möglicherweise die Standfestigkeit vom Fels durch die Ausspülung der Feinteile in den Trennflächenfugen herabgesetzt. Selbst wenn diese dynamische Einwirkung des Wassers nicht berücksichtigt wird, so sind aber auch die hydrochemische Einwirkung (Verwitterung und Aufweichung) und die statisch mechanische Einwirkung (Auftrieb, ggf. Porenwasserdruckeffekte) jedoch nicht unbeträchtlich.

Die Ergebnisse, die aus einer auf solche Arten verringerten Festigkeit des Gebirges resultieren, werden in den nächsten Abschnitten charakterisiert. Hierunter werden nur numerische Beispiele für den stationären Wassereinfluß auf das Verhältnis der Gebirgsfestigkeit zum Spannungszustand dargestellt.

Bei der Parameteruntersuchung des Einflusses der Festigkeit der Trennflächen mit Kluftwasserdruckwirkung wurde festgestellt, daß das Kluftwasser die Festigkeit auf den Trennflächen reduziert und zu nicht standfestem Zustand führen kann. In Fallgruppe m4jf der Abbildung 6-9 ist der ungesicherte Hohlraum ohne Kluftwassereinfluß stabil, wenn der Reibungswinkel der Trennflächen $\varphi_j \geq 18^\circ$ ist, während bei vorhandenem Kluftwasser der ungesicherte Hohlraum erst mit $\varphi_j = 25^\circ$ standfest ist (m4hjf). In dieser Fallgruppe liegt der Grundwasserspiegel 5 m über der Hohlraumfirste.

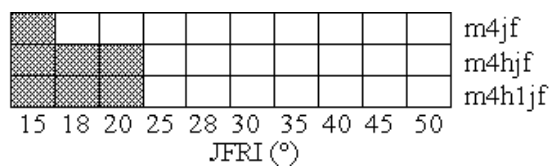


Abbildung 6-9
Berechnete Beispiele zum Einfluß
der Kluftwasserdruckwirkung

Bei einem erhöhten Grundwasserspiegel, z. B. 10 m über der Hohlraumfirste (m4h1jf), kann sich in diesem Fall kein wesentlicher Unterschied in der Standsicherheit ergeben. Die Kluftwasserdrücke beider Fallgruppen mit den Verschiebungen werden jeweils für einen Fall in Abbildung 6-10 dargestellt.

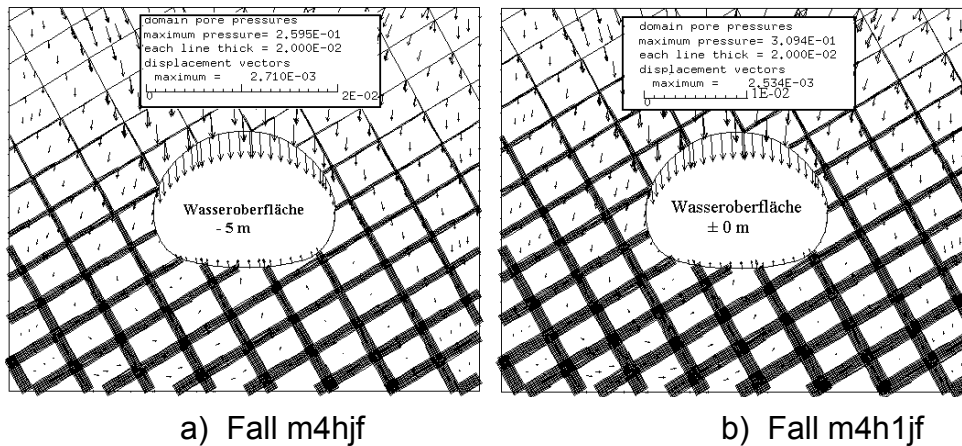
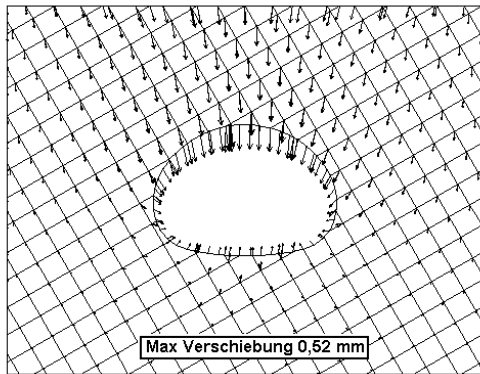


Abbildung 6-10
Kluftwasserdruck und Verschiebungen
in den gewählten Beispielen

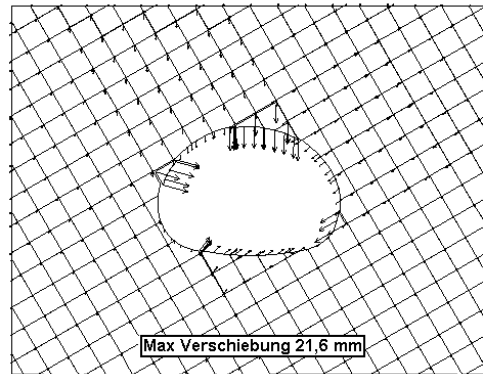
6.2.4 Dynamische Belastungen

Durch Sprengungen oder Erdbeben verursachte dynamische Belastungen können die Standsicherheit sowohl ungesicherter als auch gesicherter Hohlräume gefährden. Dies soll im folgenden beispielhaft veranschaulicht werden:

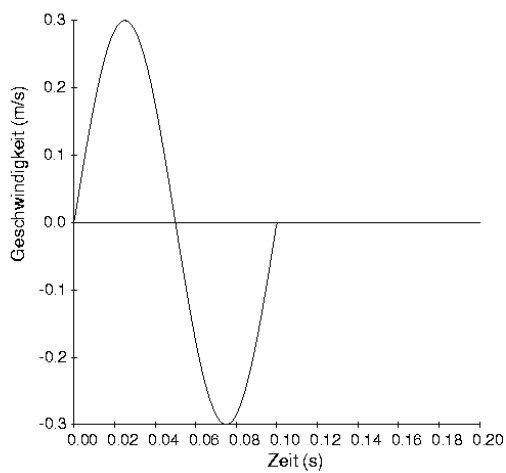
Eine ungesicherte Tunnelröhre soll unter statischer Belastung, dem Eigengewicht des überlagernden Gebirges, standfest sein (Abbildung 6-11a), jedoch bei Hinzukommen einer dynamischen Belastung, z. B. durch ein Erdbeben, ist sie nicht mehr standfest (Abbildung 6-11b). Es wird in der dynamischen Modellrechnung angenommen, daß die dynamischen Belastungen durch eine Scherwelle und eine Kompressionswelle gegeben werden. Jede der beiden Sinus-Erschütterungswellen hat eine Frequenz von 10 Hz. Die absoluten maximalen Geschwindigkeiten der Scherwelle und der Kompressionswelle sind jeweils 0,3 m/s bzw. 0,6 m/s (Abbildung 6-11c). Die Einwirkungsdauer der dynamischen Anregung beträgt 0,1 Sekunde. Die Verläufe der Firstsenkung und der Sohlenhebung nach 0,2 Sekunden Berechnung sind in Abbildung 6-11d skizziert. Die



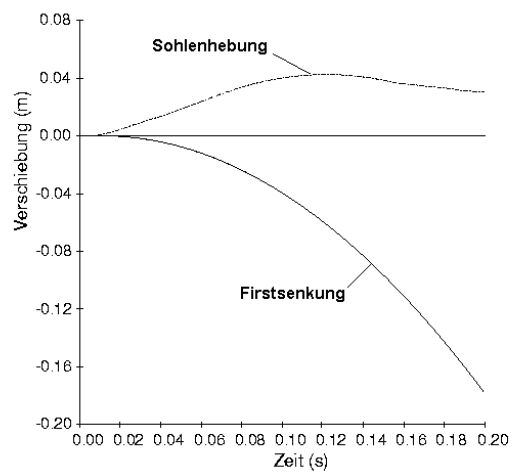
a) Standfeste ungesicherte Tunnelröhre



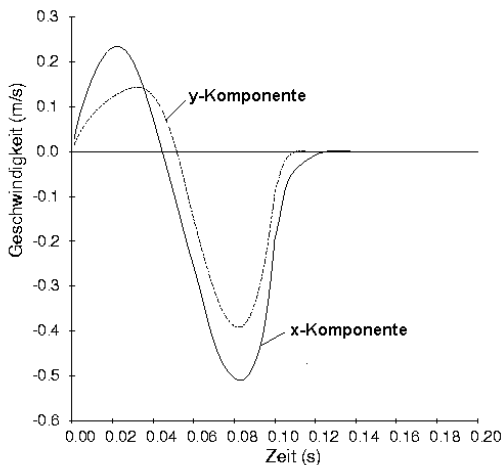
b) Nicht standfest unter dynamischer Belastung



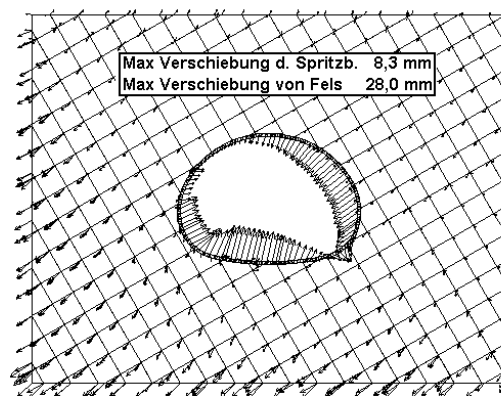
c) Verlauf der Wellengeschwindigkeit



d) Verläufe der Verschiebung



e) Verläufe der x- und y- Geschwindigkeiten an der Unterkante des Freifeldes



f) Standfester Zustand mit Verschiebungen nach der Auskleidung an der Tunnelkontur

Abbildung 6-11
Berechnete Ergebnisse unter einer Erdbebenbelastung

Geschwindigkeiten auf dem Untergrund des Freifeldes* sind in Abbildung 6-10e zu sehen. In dieser Situation wird ein Tunnelausbau nötig.

Ist dieselbe Tunnelröhre beispielsweise mit einer Spritzbetonschale gesichert, so kann dies die Standsicherheit unter dynamischer Belastung deutlich verbessern: Unter denselben Erdbebenbelastungen bleibt der Hohlraum standfest, obwohl sich sowohl die Spritzbetonschale als auch das Gebirge stark verschoben haben (Abbildung 6-11f) und der Spritzbeton stark überbeansprucht wird.

Bei etwa größeren Wellengeschwindigkeiten, z. B. 0,5 m/s, 0,8 m/s oder 1,0 m/s, ist der Hohlraum zwar noch standfest, aber die Relativverschiebungen der Spritzbetonschale und des Gebirges sind größer und die Überbeanspruchungen beider höher; das heißt, die Standsicherheitsreserve des Hohlraums ist geringer.

6.3 Berücksichtigung von Gesteins- und Gebirgseigenschaften

6.3.1 Trennflächen- und Verbandseigenschaften

Nach dem Mohr-Coulomb-Kriterium sind für eine Trennfläche die Kohäsion c_j (JCOH) und der Reibungswinkel φ_j (JFRI) die dominierenden Scherfestigkeitsparameter. Die Zugfestigkeit σ_{tj} (JTEN) ist durch die Festigkeitskennlinie zu bestimmen. In UDEC sollte man einen Wert für die Zugfestigkeit der Trennflächen σ_{tj} und auch für das Gestein σ_t (TEN) eingeben, sonst wird er als null betrachtet. Die Zugfestigkeit des Gesteins und der Trennflächen wird nach dem „tension cut-off“- Kriterium eingegeben:

$$0 \leq \sigma_t \leq -c \cdot \cot \varphi$$

und

* Bei dynamischer Analyse in UDEC werden eindimensionale freie Felder an den Modellrändern gefordert, um das nicht auswärts reflektierende Verhalten des Materials zu simulieren (s. Itasca 1996).

$$0 \leq \sigma_{ij} \leq -c_j \cdot \cot \varphi_j$$

In UDEC wird ein größerer Wert nicht automatisch korrigiert.

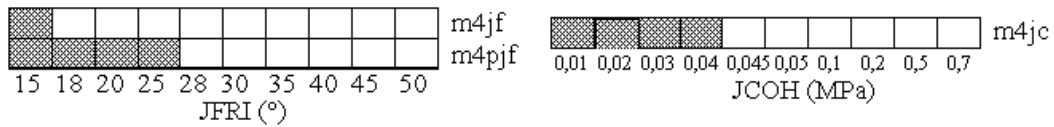


Abbildung 6-12

Berechnete Beispiele zum Einfluß
des Reibungswinkels der Trennflächen

Abbildung 6-13

Berechnete Beispiele zum Einfluß
der Kohäsion der Trennflächen

Die Parameteruntersuchungen untermauern die in Abschnitt 3 vorgestellte Theorie. Der Einfluß der Festigkeit der Trennflächen und des Gesteins auf die Standsicherheit ist deutlich bestätigt. Allerdings muß hier die Wichtigkeit der Zugfestigkeit der Trennflächen betont werden.

In der berechneten Fallgruppe m4jf (Überdeckungsmächtigkeit $d_e = 10$ m, 2 Trennflächenscharen, der Fallwinkel der ersten Trennflächenschar $\alpha_1 = 30^\circ$, der Fallwinkel der zweiten Trennflächenschar $\alpha_2 = -60^\circ$, $c_j = 0,01$ MPa, ungesicherter Hohlraum, s. auch Anlage 1 und Abbildung 6-12) stellt sich ein Versagen ein, wenn $\varphi_j \leq 15^\circ$ ist. Bei $\varphi_j = 20^\circ$ und im übrigen nicht veränderten Parametern ist der Hohlraum stabil, obwohl zwei Blockreihen im oberen linken Bereich des Modells in der Fallrichtung der zweiten Trennflächenschar eine maximale Scherverschiebung von 36 mm aufweisen. Analog ist es in der Fallgruppe m4pjf, die dieselben Bedingungen wie Gruppe m4jf hat, außer daß die Gesteinsblöcke elastoplastisch sind. Wenn $\varphi_j \leq 25^\circ$ ist, brechen die Blöcke im Firstbereich bereits in den Hohlraum hinein. Ab einem Reibungswinkel $\varphi_j \geq 28^\circ$ steht der Hohlraum stabil. In den Fallgruppen m4hjf und m4h1jf, in denen der Einfluß des Kluftwassers berücksichtigt wird und deren detaillierte Ergebnisse im vorangegangenen Abschnitt diskutiert wurden, erzielte man ebenfalls ähnliche Resultate (s. Abbildung 6-9).

Unter einem konstanten φ_j -Wert verändert sich der Endzustand (berechneter ausgeglichener oder versagender Zustand) des Hohlrums bei der Variierung des c_j -Wertes. Bleibt $\varphi_j = 15^\circ$ konstant im selben Modell, wird der Hohlraum versagen, wenn $c_j \leq 0,04$ MPa ist. Wenn $c_j \geq 0,045$ MPa ist, wird ein stabiler Endzustand erzielt. Dies ist in Abbildung 6-13 dokumentiert.

In anderen Fällen, wie z. B. in den Fallgruppen m1jf, m1jc und m1jc1, in denen die beiden Trennflächenabstände 2 m und die anderen Bedingungen gleich wie in der Fallgruppe m4jf oder m4jc sind, kann der Hohlraum nicht zu einem stabilen Zustand kommen, obwohl die Scherfestigkeit der Trennflächen sehr hoch angenommen wird, z. B. wenn $d_e = 10$ m, Trennflächenabstände JS1 und JS2 = 2 m, $\varphi_j = 23^\circ$ oder $\varphi_j = 33^\circ$ und $c_j = 0,01 - 20$ MPa (Fallgruppen m1jc und m1jc) sind oder wenn $c_j = 0,36$ MPa und $\varphi_j = 15^\circ - 50^\circ$ (Fallgruppe m1jf) sind. In der Fallgruppe m1jc1, in der die anderen Bedingungen im Modell gleich wie in der Fallgruppe m1jc sind, wird diese Situation trotz der erhöhten Scherfestigkeit ($\varphi_j = 45^\circ$ und $c_j = 1 - 5$ MPa) überhaupt nicht verbessert.

Bemerkenswert ist, daß sich diese Situation sofort verbessert, wenn im Modell nur ein kleiner Wert der Zugfestigkeit auf den Trennflächen σ_{tj} angenommen ist, obwohl die Scherfestigkeit niedrig ist. Werden z. B. im selben Modell im Fall m1jt_005 der Fallgruppe m1jt (s. Abbildung 6-14) ebenso wie in den Fallgruppen m1jc, m1jc und m1jf die Scherfestigkeitsparameter $c_j = 0,1$ MPa und $\varphi_j = 23^\circ$ angesetzt und zusätzlich eine kleine Zugfestigkeit $\sigma_{tj} = 5$ kPa eingeführt, so ist der Hohlraum im Ganzen stabil, mit Ausnahme von zwei kleinen in den Hohlraum herabgefallenen Blöcken im Firstbereich.

Weitere Beispiele mit analoger Aussage sind in Abbildung 6-15 zu sehen. Die Einwirkung der Zugfestigkeit wird in den Fällen mit verschiedenen geneigten Trennflächen untermauert. In den drei Fallgruppen in der Abbildung 6-15 sind die Bedingungen im Modell die gleichen wie in der Fallgruppe m1w1 (vgl. Abbildung 6-3), nur ein Zugfestigkeitswert σ_{tj} ist im Modell zusätzlich eingesetzt. Ist

$\sigma_{tj} = 2 \text{ kPa}$ und $\alpha_1 \leq 20^\circ$ oder $\sigma_{tj} = 5 \text{ kPa}$ und $\alpha_1 \leq 30^\circ$ oder $\sigma_{tj} = 50 \text{ kPa}$ und $\alpha_1 \leq 70^\circ$, so ist der Hohlraum im Ganzen standfest. Ein Vergleich mit den Ergebnissen der Fallgruppe m1w1 kann den Einfluß der Zugfestigkeit auf die Standsicherheit des Hohlraums verdeutlichen.

Das beweist, daß die Zugfestigkeit auf den Trennflächen für den Bruchmechanismus eines Hohlraums einen wichtigen Einfluß ausübt. Bereits eine kleine Zugfestigkeit kann das Versagen des Hohlraums verhindern.



Abbildung 6-14
Berechnete Beispiele zum Einfluß
der Zugfestigkeit der Trennflächen

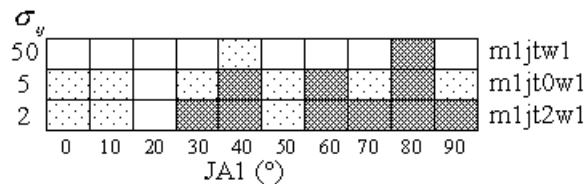


Abbildung 6-15
Berechnete Beispiele zum Einfluß
der Zugfestigkeit und des Fallwinkels
der Trennflächen

6.3.2 Gesteinseigenschaften

Normalerweise ist die Festigkeit der Gesteinsmatrix viel größer als die der Trennflächen und die letztere dominiert das Bruchverhalten des geklüfteten Gebirges. Die Festigkeit des Gesteins kann allerdings ebenfalls das Bruchverhalten und die Standsicherheit beeinflussen.

Beispielsweise kann dies durch die relativen Vergleiche der Fallgruppen m3pjc, m4pjf und m8pjc (elastoplastische Gesteinsblöcke) mit m3jc, m4jf und m8jc (elastische Gesteinsblöcke) nachgewiesen werden, s. Abbildungen 6-16 und 6-17. Die eingesetzten Festigkeitsparameter sind der Tabelle 6-1 zu entnehmen. Nimmt man die Gesteinsblöcke (Kluftkörper) als elastisch an oder ist das Spannungsniveau nicht hoch genug, um im Gestein Plastizierung hervorzurufen, beeinflusst die Festigkeit des Gesteins die Festigkeit der Trennflächen nicht. Wenn aber plastische Zonen im Gestein an der Trennflächenwandung entstehen, können diese die Festigkeit der Trennflächen mindern, wie dieses das Barton-Bandis-Modell beschreibt (s. Abschnitt 3).

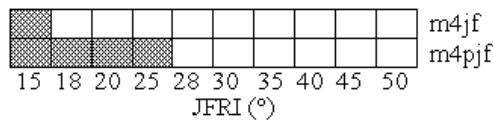


Abbildung 6-16

Berechnete Beispiele zum Einfluß der Festigkeit des Gesteins und des Reibungswinkels der Trennflächen

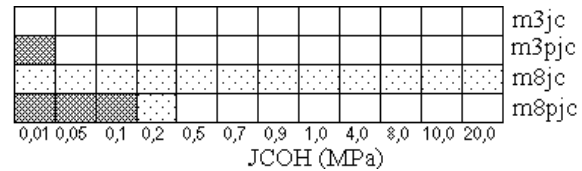


Abbildung 6-17

Berechnete Beispiele zum Einfluß der Festigkeit des Gesteins und der Kohäsion der Trennflächen

Tabelle 6-1 Verwendete Festigkeitsparameter

Fallgruppe	m3pjc			m4pjf			m8pjc	
Tief (m)	0 - 5	5 - 16	16 - 26	0 - 5	5 - 16	16 - 26	40 - 61	61 - 71
c (MPa)	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4	0,3	0,4
φ (°)	28	30	35	28	30	35	30	35
σ_t (MPa)	0	0	0	0	0	0	0	0

Vom Autor wird der Einfluß der Festigkeit des Gesteins auf die Standsicherheit eines Hohlrums erneut nachgewiesen (s. Abbildungen 6-16 und 6-17). In allen elastischen Fällen in der Fallgruppe m3jc ist der Hohlraum stabil. In der Fallgruppe m4jf hat man in allen Fällen außer m4jf_15 ($\varphi_j = 15^\circ$) einen stabilen Endzustand erzielt. In der Fallgruppe m8jc ist der Hohlraum (außer einem kleinen in den Hohlraum gefallenem Block) dauerhaft standfest. Im elastoplastischen Fall m3pjc_001 ($c_j = 0,01$ MPa,) kann der Hohlraum nicht mehr in der stabilen Lage bleiben und die Blöcke im Firstbereich fallen herab. Ist $\varphi_j \leq 25^\circ$ in der elastoplastischen Fallgruppe m4pjf (ebenfalls $c_j = 0,01$ MPa), so ist der Hohlraum instabil. Beträgt die Überdeckungsmächtigkeit 50 m mit elastoplastischem Gestein (Fallgruppe m8pjc), kann ein stabiler Endzustand ebenfalls nicht mehr erzielt werden, wenn $c_j \leq 0,1$ MPa ist.

6.4 Untersuchungen zum Einfluß des Trennflächengefüges

6.4.1 Anzahl der Trennflächenscharen

Die Anzahl der Trennflächenscharen beeinflusst die Standsicherheit des Hohlrums sehr deutlich. Je mehr Trennflächenscharen im hohlraumnahen Bereich

existieren, um so stärker ist die Auflockerung des Gebirges, und um so leichter werden potentiell kritische, möglicherweise in den Hohlraum herabfallende Blöcke oder sogenannte „Bruchkeile“ erzeugt und um so kleiner ist die Standsicherheitsreserve des Hohlraums.

In Abbildung 6-3 skizzieren die Bilder a, e, g bzw. b, f, h dies deutlich. Innerhalb der beiden Bildgruppen werden die Fälle jeweils unter gleichen Bedingungen berechnet, sie weisen lediglich unterschiedliche Anzahlen an Trennflächenscharen auf. Der Unterschied zwischen den beiden Bildgruppen besteht darin, daß der Trennflächenabstand innerhalb der ersten und ggf. innerhalb der zweiten und dritten Trennflächenschar JS1, JS2 und JS3 im numerischen Modell in der ersten Bildgruppe je 2 m, 2 m und 4 m und in der zweiten je 3 m, 4,5 m und 4 m beträgt.

Als Beispiel soll die erste Bildgruppe betrachtet werden. In Bild e der Abbildung 6-3 existiert im Modell nur eine Trennflächenschar und es treten nur wenige Fälle auf, bei denen der Hohlraum instabil ist. In allen berechneten Fällen mit zwei Trennflächenscharen (im Modell in Bild a) werden nur wenige berechnete standfeste Fälle erhalten. Bestehen drei Trennflächenscharen im Modell (Bild g), so werden überwiegend keine stabile Endzustände erreicht.

6.4.2 Raumstellung der Trennflächen

Wie im Abschnitt 3 dargestellt, beeinflußt der Fallwinkel im Fall von einer oder von zwei Trennflächenscharen die Festigkeit des Gebirges theoretisch und empirisch sehr stark. In situ wird das Gebirge durch zahlreiche, in verschiedene Richtungen streichende und unter verschiedenen Winkeln einfallende Trennflächen zerlegt. Die Raumstellungen der Trennflächen bezüglich der zugrunde gelegten Hohlraumquerschnittsebene sind nur im dreidimensionalen Raum genau zu beschreiben. In dieser Arbeit werden aufgrund der ebenen Betrachtungsweise nur die Raumstellungen der Trennflächen in der Hohlraumquerschnittsebene berücksichtigt; die Streichrichtungen der Trennflächen werden parallel zur Hohlraumachse angenommen.

In Abbildung 6-3 sind auch die Standsicherheitsergebnisse der berechneten Fallgruppen über den Fallwinkeln der Trennflächen dargestellt. Bei zwei Trennflächenscharen mit zugehörigen Trennflächenabständen von jeweils 2 m ist der Hohlraum nur in wenigen Fällen stabil, wenn die zweite Trennflächenschar mit einem konstanten Fallwinkel $\alpha_2 = -60^\circ$ und die erste im Winkelbereich $\alpha_1 = 0 - 90^\circ$ ausgebildet ist (Bild a). Demgegenüber ist der Hohlraum in den Fällen mit größeren Trennflächenabständen ($JS1 = 3$ m, $JS2 = 4,5$ m) (Bild b) stabiler. In den anderen Fällen, in denen der Fallwinkel der ersten Trennflächenschar konstant bei $\alpha_1 = 30^\circ$ bleibt und der zweite im Winkelbereich $\alpha_2 = -90^\circ - 0^\circ$ variiert, werden mehr stabile Endzustände des Hohlräume erzielt (Bilder c und d). Bei einer Trennflächenschar mit einem Trennflächenabstand von 2 m sind die berechneten standfesten Fälle im Bild e zu sehen. Die nicht standfesten Fälle befinden sich im rechten oberen, dreieckigen Bereich des Bildes.

Diese Ergebnisse zeigen, daß der Hohlraum mit steiler einfallenden Trennflächen kleinere Standsicherheitsreserven hat. Dies gilt bei einer einzelnen Trennflächenschar generell und bei zwei Trennflächenscharen vorwiegend. Bemerkenswert ist, daß in manchen Fallgruppen, z. B. m5w1 (Bild b) und m1w2 (Bild c der Abbildung 6-3), die standfesten Fälle nicht über den Fallwinkel (α_1 oder α_2) kontinuierlich verteilt sind. Die Ursache dafür liegt darin, daß die durch die Trennflächen erzeugten, potentiell kritischen, möglicherweise in den Hohlraum herabfallenden Blöcke (Bruchkeile) im Firstbereich eine wichtigere Rolle als der Fallwinkel selbst spielen.

Ein konkreter Vergleich zweier Beispiele kann dies weiter verdeutlichen. In Abbildung 6-18a ist der zweite Fallwinkel $\alpha_2 = -40^\circ$, es treten mehrere herabfallende oder/und bereits herabgefallene Blöcke auf; dadurch wird ein Bruchkeil in der Firste erzeugt. In Abbildung 6-18b ist der zweite Fallwinkel $\alpha_2 = -80^\circ$, aber in diesem Falle löst sich nur ein kleiner Block ab. Dies ist auf die Festigkeitsparameter zurückzuführen. In den beiden Fällen wurde keine Zugfestigkeit für Trennflächen σ_{tj} eingesetzt und wurde somit von UDEC automatisch mit Null angenommen. Im Fall Bild a sind zuerst Zug- aber keine Scherspannungen an den beiden Grenzen des kritischen Bereichs der Blöcke zu benachbarten Gebirgsbereichen und sodann Zugbrüche entstanden. Im gegenteiligen Fall wirken

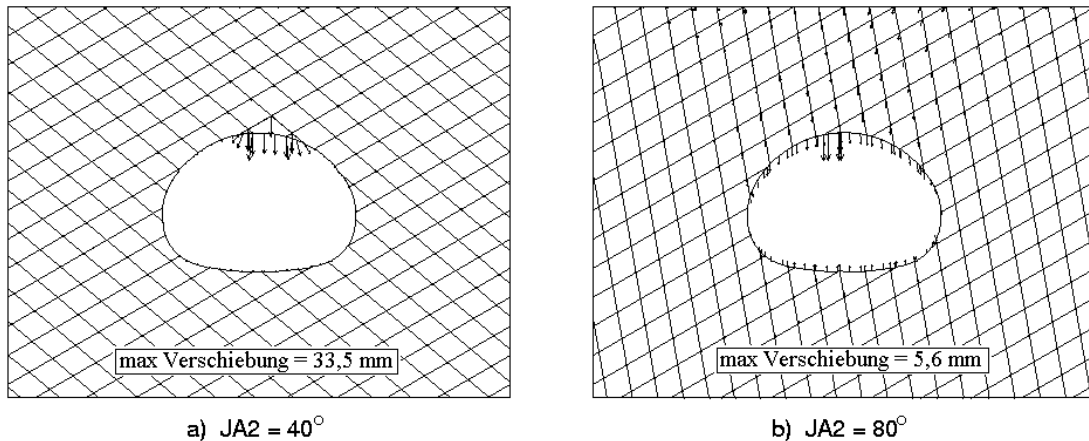
a) $JA2 = 40^\circ$ b) $JA2 = 80^\circ$

Abbildung 6-18
Bruchkeil und herabfallender einzelner Block

die Scherspannungen entlang den Trennflächen, besonders entlang der zweiten Trennfläche, und diese überstreten die Scherfestigkeit nicht, deshalb ist der Hohlraum, mit Ausnahme eines kleinen herabgefallenen Blockes, global stabil.

6.4.3 Simulation der Trennflächendichte

Trennflächenabstände und der Durchtrennungsgrad im Modell beschreiben die Trennflächendichte oder den Auflockerungsgrad des Gebirges. Wie in Abschnitt 1 bereits ausgeführt, beeinflussen sie das mechanische Verhalten des Gebirges sehr stark. Je dichter die Trennflächen im Modell sind, desto kleiner ist die Reserve der Hohlraumstandsicherheit. Außer denselben Trennflächenabständen hat das Modell in den Fallgruppen m1jf ($JS1 \times JS2 = 2 \times 2$ m) und m2jf ($JS1 \times JS2 = 6 \times 4$ m) auch dieselben Geometrie- und Festigkeitsparameter. In der Fallgruppe m3jf ($JS1 \times JS2 = 3 \times 4,5$ m) sind im Modell die Abstände größer als in der Fallgruppe m1jf, aber kleiner als in der Fallgruppe m2jf und die Kohäsion der Trennflächen ist niedriger (vgl. Anlage 1). Der Hohlraum versagt in allen Fällen der Fallgruppe m1jf und in keinem Fall der Fallgruppen m2jf und m3jf. Ähnliche berechnete Ergebnisse können sich bei der Sensibilitätsuntersuchung für die Kohäsion der Trennflächen ergeben. In den Fallgruppen m1jc und m3jc werden im Modell alle Bedingungen ausschließlich der Trennflächenabstände übereinstimmend eingesetzt (vgl. Anlage 1). Die berechneten Standsicherheitsergebnisse sind aber sehr unterschiedlich. So ergibt sich in der ersteren Gruppe in keinem Fall, in der letzteren in allen Fällen ein berechneter standfester Endzustand des Hohlraums.

Wird nur eine Trennflächenschar, deren Einfallwinkel mit 30° festgelegt wird, im Modell eingesetzt, ist der Hohlraum in allen berechneten Fällen standfest, wenn der Trennflächenabstand von 0,5 m bis 12,0 m variiert (Fallgruppen ms, m1s, m2s und m8s, ohne Abbildung).

Die Bilder der Abbildung 6-4 skizzieren auch die berechneten Standsicherheits-ergebnisse zum Einfluß der Abstände im Fall von zwei Trennflächenscharen. Im Bild a ist der Hohlraum nur dann stabil, wenn der Abstand der ersten Trennflächenschar $JS1 \geq 6,0$ m und der Abstand der zweiten Trennflächenschar $JS2 = 2,0$ m sind. Im gegenteiligen Bild c ist der Hohlraum in mehreren Fällen stabil, wobei $JS1 = 2,0$ m und $JS2 = 0,5 - 12,0$ m sind. Überwiegend ist jedoch der Hohlraum unter den modellierten Bedingungen (mit zwei Trennflächenscharen) nicht standfest, wenn die Trennflächenabstände kleiner als 2,0 m sind. Er ist stabil, wenn die Abstände größer als 6,0 m sind.

An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, daß bei geringen Überdeckungen und bei großen Abständen (z. B. ab 4 – 6 m) und steilen Einfallen (z. B. Fallwinkel 90°) der Trennflächen die Schneidpositionen der Trennflächen in der Tunnelfirste für die Standsicherheit entscheidend sein können. Es spielt beim Versagen die größte Rolle, ob sich ein Bruchkeil oder ein Scherkörper aus Klufkörpern in der Hohlraumfirste bilden kann. Z. B. ist in einer solchen Sensibilitätsuntersuchung der Hohlraum im Fall m6w_90 ($d_e = 5$ m, $JA = 90^\circ$ und $JS = 3$ m) nicht mehr standfest, wenn die Trennflächen die Kontur des Hohlraums genau in der Firste schneiden (vgl. Bild d der Abbildung 6-3). Von diesem Gesichtspunkt aus kann die Diskontinuität der nicht standfesten Fällen in den Abbildungen 6-3, 6-4 u. a. expliziert werden.

Die Sensibilitätsuntersuchungen, in denen die Überdeckungsmächtigkeit konstant bei 20 m und der zweite Fallwinkel konstant $\alpha_2 = -60^\circ$ bleiben, jedoch der erste Fallwinkel und die Trennflächenabstände variieren, weisen einen standfesten Bereich in der l_j - α_1 -Ebene in Form eines Polardiagramms auf (Abbildung 6-19); dabei entspricht l_j dem Verhältnis von Breite B der Tunnelröhre zum Produkt aus den zwei Trennflächenabständen [$l_j = B / (JS1 \times JS2)$] und kann als

repräsentative oder normalisierte Blockgrößenziffer bezeichnet werden. Dabei wird für das gewählte Beispiel deutlich, daß die Standfestigkeit des Hohlraums bei Zutreffen bestimmter Festigkeitsparameter und Belastungen nicht nur von den Fallwinkeln der Trennflächen, sondern auch von den Trennflächenabständen beeinflußt wird.

In Abbildung 6-19 werden die in diesen Untersuchungen berechneten standfesten Fällen ausgewiesen, die sich im Bereich mit kleinen Blockgrößenziffern und kleinen Einfallswinkeln verteilen. Die Daten, die an der Außengrenze liegen, wurden verwendet, um durch Regression mit einer Formel diese Grenze zu bewerten. Nach der ersten Einschätzung wurden passende Formeln der Hyperbel gefunden. Der lineare Regressionsalgorithmus wurde benutzt. Ein Regressionsergebnis

$$l_j = \frac{80,43}{\sqrt{\alpha_1 + 23^\circ}} - 6,99 \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (5-1)$$

ist auch in dem Polardiagramm skizziert und das Bestimmtheitsmaß erreicht $R^2 = 0,91$. Ähnliche Regressionsergebnisse können mit folgenden Formeln beschrieben werden:

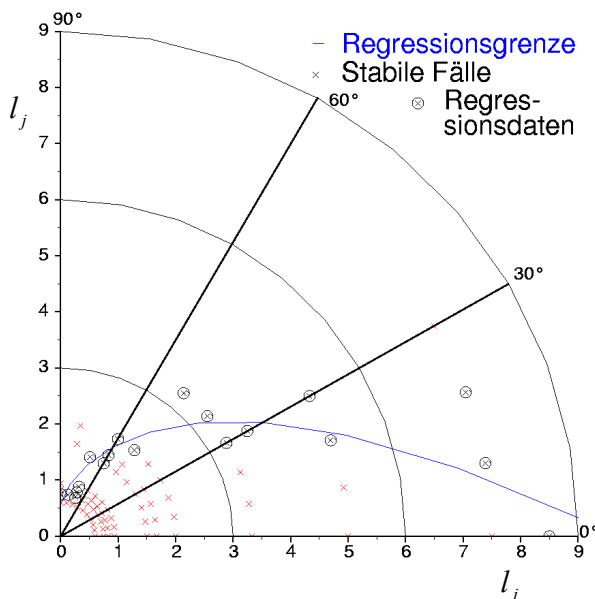


Abbildung 6-19
Berechnete standfeste Fälle
mit Regressionsgrenze

$$l_j = \frac{63,236}{(\alpha_1 + 23^\circ)^{1/3}} - 12,67 \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (5-2)$$

mit $R^2 = 0,92$,

$$l_j = \frac{0,472}{\sin^3 \alpha_1 + \sin^3 23^\circ} + 1,01 \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (5-3)$$

mit $R^2 = 0,89$ und

$$l_j = \frac{1,427}{\sin^2 \alpha_1 + \sin^2 23^\circ} + 0,126 \text{ (m}^{-1}\text{)} \quad (5-4)$$

mit $R^2 = 0,89$.

Theoretisch kann ein Trennflächengefüge numerisch so modelliert werden, daß die Abstände und der Durchtrennungsgrad der Realität entsprechen. Die Voraussetzung ist allerdings, daß solch eine genaue Widerspiegelung der Wirklichkeit notwendig und möglich ist. Die Grenzen bei der Modellierung sind ebenfalls zu berücksichtigen. Die für Blöcke spezifizierte Rundungslänge (ROUND), d. h. die Entfernung von der Spitze der Ecke tangential zu den beiden entsprechenden Rändern der Ecke (s. Abschnitt 4), kann die lokale Trennflächenerzeugung beeinflussen. Die minimale Blockgröße (EDGE) wird als zweifache Rundungslänge gekennzeichnet und das maximale Überlappen (OVERLAP), das theoretische Eindringen der Blöcke ineinander, entspricht einer halben Rundungslänge. Offensichtlich muß die Blockabmessung größer als die Abmessung verformbarer Zonen im Block sein, wenn die Blöcke als verformbar betrachtet werden. Für diese vier Größen gilt es bei der numerischen Trennflächenerzeugung folgende z. T. gegensätzliche Bedingungen zu betrachten:

- Die Blockgrößen müssen nach der Geometrie des Modells (Dichte der Trennflächen) festgesetzt werden.
- Die Rundungslänge muß klein genug sein, um verformbare Zonen (Elemente) zu erzeugen (Rundungslänge kleiner als eine halbe Zonengröße).
- Die Rundungslänge muß klein genug sein, um sich der Blockgröße anzupassen (Blockgröße größer als das Zweifache Rundungslänge).
- Die Rundungslänge muß groß genug sein, um sich dem möglich größten Überlappen anzupassen (Rundungslänge größer als das Zweifache des Wertes für das größtmögliche Überlappen).

Aufgrund der Zusammenfassung der oben vorgestellten Faktoren und Beschränkungen wurden eine Trennflächenschar oder zwei, höchstens jedoch drei Trennflächenscharen im Gebirge modelliert. Die Trennflächen wurden als eben, weit durchgehend und mit relativ großen Abständen eingesetzt.

6.5 Ausbruchsvarianten und Ausbruchsschritte bei Anwendung eines Sprengvortriebes

Die Umlagerung der Lasten aus Eigengewicht des Gebirges und die Entstehung der tragenden Zone sind für die Standsicherheit sowohl des ungesicherten als auch des gesicherten Hohlraums von sehr großer Bedeutung. Je relativ größer die Hohlraumabmessung im Vergleich zu den Blöcken oder zu der Netzdichte der Trennflächen ist, desto stärker beeinflussen die Ausbruchsschritte die Standsicherheit des Hohlraums.

In der Praxis können bei einem Sprengvortrieb („konventioneller Hohlraumausbruch“) folgende Ausbruchsvarianten zur Anwendung kommen:

- Vollausbruch,
- Kalottenvortrieb (auch als Kalotten-Strossen-Vortrieb bezeichnet) und
- Ulmenstollenvortrieb.

In bisherigen Abschnitten berechneten Fällen ist der Hohlraum im Vollausbruch aufgefahren worden. Es wird ein passendes Modell ($JS1 = JS2 = 1,5 \text{ m}$ und $K_h = 0,5$) ausgewählt, um die Wirkung des Ausbruchsverfahrens auf die Standsicherheit des unausgebauten Hohlraums verdeutlichen zu können. Untersuchungen zu Ausbruchsvarianten mit einer Ausbruchssicherung durch Spritzbetonschalen werden im Abschnitt 8 ausführlich vorgestellt.

Abbildung 6-20 stellt die Verteilung der Hauptspannungen für die untersuchten Bauzustände der Ausbruchsvarianten einer ungesicherten Tunnelröhre dar. Beim Vollausbruch versagt der Hohlraum (Bild a). Beim Kalottenvortrieb wird ebenfalls kein stabiler Endzustand erzielt (Bilder b – d). Bei einem Vergleich der beiden Bildern a und b kann geschlußfolgert werden, daß die Versagensform des Gebirges beim Kalottenvortrieb mit der beim Vollausbruch identisch ist; es tritt ein Bruchkeil im Firstbereich auf. Der Ulmenstollenvortrieb führt demgegenüber zu einem berechneten stabilen Endzustand (Bilder e – i). Die Umlagerung der Spannungen in ausbruchskonturnahen Bereichen ist in den verschiedenen Bauzuständen der drei Ausbruchsvarianten sehr deutlich zu erkennen.

Im Bauzustand 1 bei einem Kalottenvortrieb findet der Ausbruch zuerst im Kalottenbereich statt. Die Spannungen aus dem Eigengewicht verlagern sich nach dem ersten Ausbruch um die Kalottenstöße herum (Bild c der Abbildung 6-20). Im Bauzustand 2 wird der Ausbruch des Strossenbereichs durchgeführt. Die zunächst als stützende Elemente wirkenden Felsblöcke werden jetzt entfernt und eine erneute Umlagerung der alten Lasten des Firstbereichs um die neuen Stöße ist jedoch nicht mehr möglich. Die Zugspannungen auf den Trennflächen überschreiten die Zugfestigkeit der Trennflächen. Im Ergebnis dessen fallen die Blöcke, die die Unterstützung verloren haben, der Reihe nach in den Hohlraum hinein (Bild d).

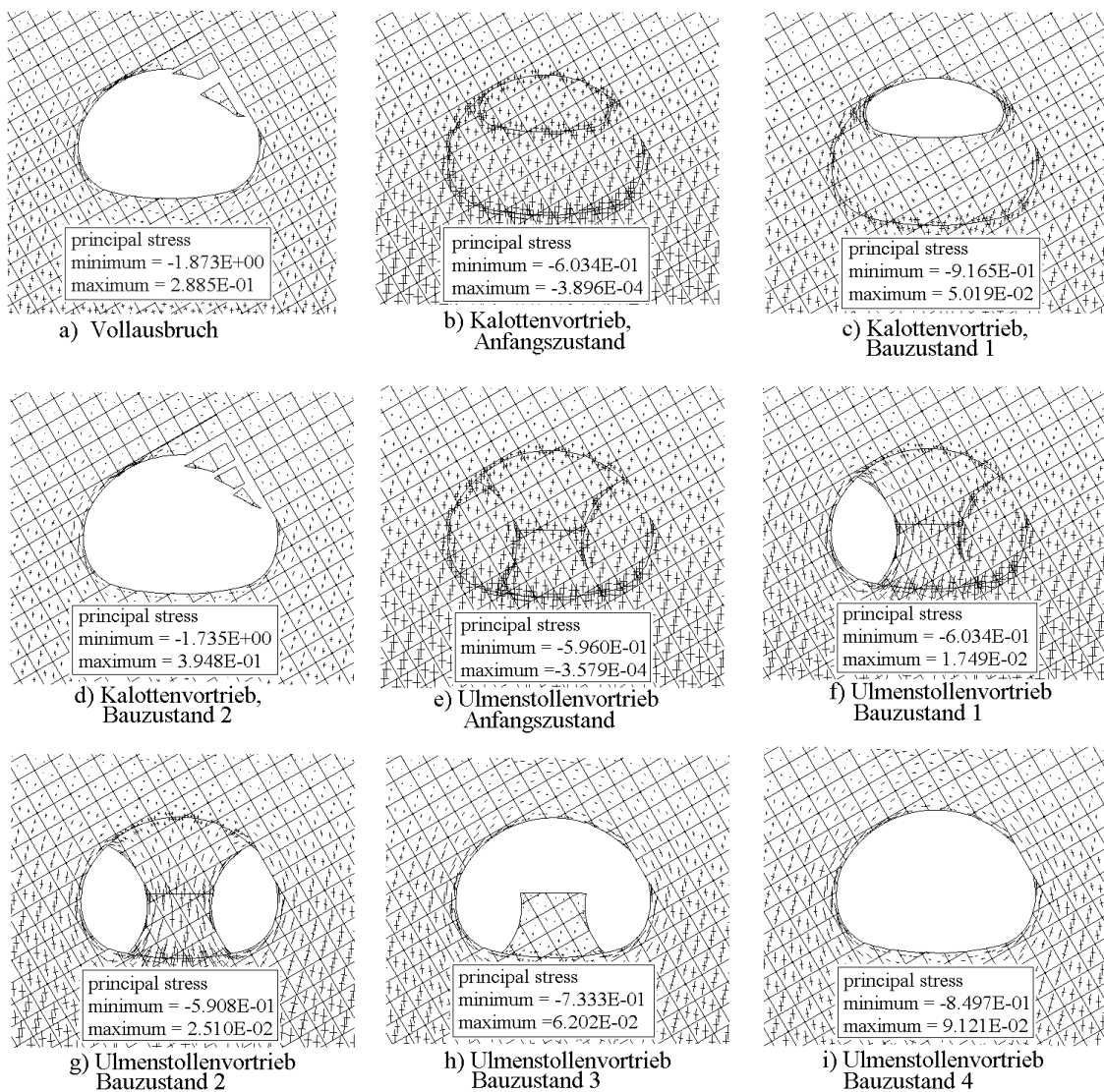


Abbildung 6-20

Bauzustände bei Ausbruchvarianten mit Hauptspannungen
(in den Bildern haben die Spannungen eine Maßeinheit von MPa)

Bei dem im Vergleich gegenübergestellten Ulmenstollenvortrieb hat die durch den Ausbruch verursachte Umlagerung um die endgültigen Ulmen und den mittleren Bereich (Kalotte, Kern und Sohle) in den Bauzuständen 1 und 2 bereits stattgefunden. Durch die Konzentration der tangentialen Spannungen in den Ulmen (diese übertreffen die Festigkeit des Gebirges an der Kontur der Tunnelröhre natürlich nicht) bilden sich stützende und selbst stützende Zonen aus (Bilder f und g der Abbildung 6-20). Diese (selbst)stützenden Zonen wirken nach dem Ausbruch des Kalottenbereichs erfolgreich (Bauzustand 3, Bild h). Durch die erneute Umlagerung ergibt sich dann eine weitere Konzentration der tangentialen Spannungen an den Stößen und in der Firste. Diese Konzentration führt zu einer neuen (selbst)stützenden Zone, die mit den vorhergehenden stützenden Zonen verbunden ist. Der Ausbruch im Bauzustand 4 führt zur Entspannung im Sohlbereich und beeinflusst die Spannungsverteilung in der Firste nicht (Bild h). Eine ungesicherte Tunnelröhre kann deshalb, wie in diesem Beispiel gezeigt, standfest bleiben.

Andere berechnete Beispiele können den generellen Einfluß des Vortriebs auf die Standsicherheit ergänzend detaillieren (Abbildung 6-21). Solche Untersuchungen erfolgen bezüglich der Variierung des Fallwinkels der ersten Trennflächenschar. Mit dem Vollausbuch sind nur wenige standfeste Endzustände des Hohlraums berechnet (Fallgruppe l8vw1). Unter derselben Bedingung kann der Kalottenvortrieb die Standsicherheitssituation ebenfalls nicht verbessern, sondern manchmal sogar verschlechtern (Fallgruppe l8kw1). Beim Ulmenstollenvortrieb dagegen ist die Standsicherheitsreserve des Hohlraums sehr groß (Fallgruppe l8w1).

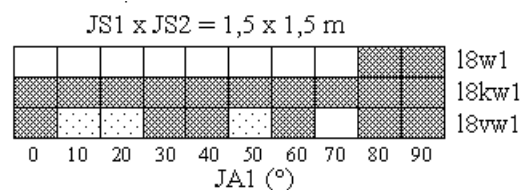


Abbildung 6-21

Berechnete Beispiele zum Einfluß
des Fallwinkels der Trennflächen
und der Ausbruchvarianten

6.6 Ableitung von Aussagen zu Versagensmechanismen von ungesicherten Hohlräumen im geklüfteten Gebirge

Da in den oben vorgestellten eigenen Untersuchungen nur eine Tunnelröhre einer einzigen Form und einer einzigen Querschnittsgröße im Modell eingesetzt wird, sind die hierbei erkannten Versagensformen des Gebirges auch nur

für diesen einen Fall aussagekräftig. Daraus ergibt sich aber andererseits der Vorteil, daß das mechanische Verhalten des geklüfteten Gebirges unter dieser Bedingung konzentriert erforscht werden kann. Das Profil der Tunnelröhre, das sich aus Kreisbögen formiert, hat Vorteile für die Standfestigkeit, schließt aber auch manche Versagensmöglichkeiten aus, wie z. B. das Knicken (buckling) und Kippen (toppling) an den Ulmen, die vom Autor an anderer Stelle ebenfalls untersucht und nachgewiesen wurden*.

Aus den vorstehenden Untersuchungen können folgende Versagensformen des geklüfteten, einen Hohlraum umgebenden Gebirges, verursacht von statischen Belastungen, abgeleitet werden (Abbildung 6-22):

a) Herabfallende Bruchkeile

Diese sind häufig anzutreffen. Durch den Ausbruch werden die Primärspannungen umgelagert. In den Entspannungszonen der Sohlen- und besonders Firstbereiche entstehen Zugspannungen; die Zugspannungen im Firstbereich können nicht von Trennflächen ertragen werden. Das Netz und die Raumstellung der Trennflächen unter dem Sekundärspannungszustand können allein unter Wirkung der Schwerkraft potentiell kritische, möglicherweise in den Hohlraum hineinfallende oder hinein gleitende Gesteinsblöcke oder Verbände von diesen, die als „Bruchkeile“ bezeichnet werden, erzeugen. Danach entstehen weitere Brüche und dann ein endgültiges Versagen des geklüfteten Gebirges um einen Hohlraum (Bild a, s. auch Bilder a und d der Abbildung 6-20). Die Größen der Bruchkeile sind allerdings nach den Eigenschaften, der Netzdichte und der Raumstellung der Trennflächen zu bestimmen.

b) Herabfallende einzelne Gesteinsblöcke

Diese Versagensform ist ebenfalls in verschiedenen Fällen anzutreffen. Häufig ist es nur ein kleiner Gesteinsblock oder es sind zwei miteinander nicht verbundene kleinere Gesteinsblöcke und es kann sich kein großer Bruchkeil bilden. An der Kontur der Tunnelröhre brechen vereinzelt kleine Gesteinsblöcke, vor al-

* Interne Untersuchung des Verfassers zum Knick-Phänomen im Hohlraumbau im geklüfteten Gebirge, Juni 2000.

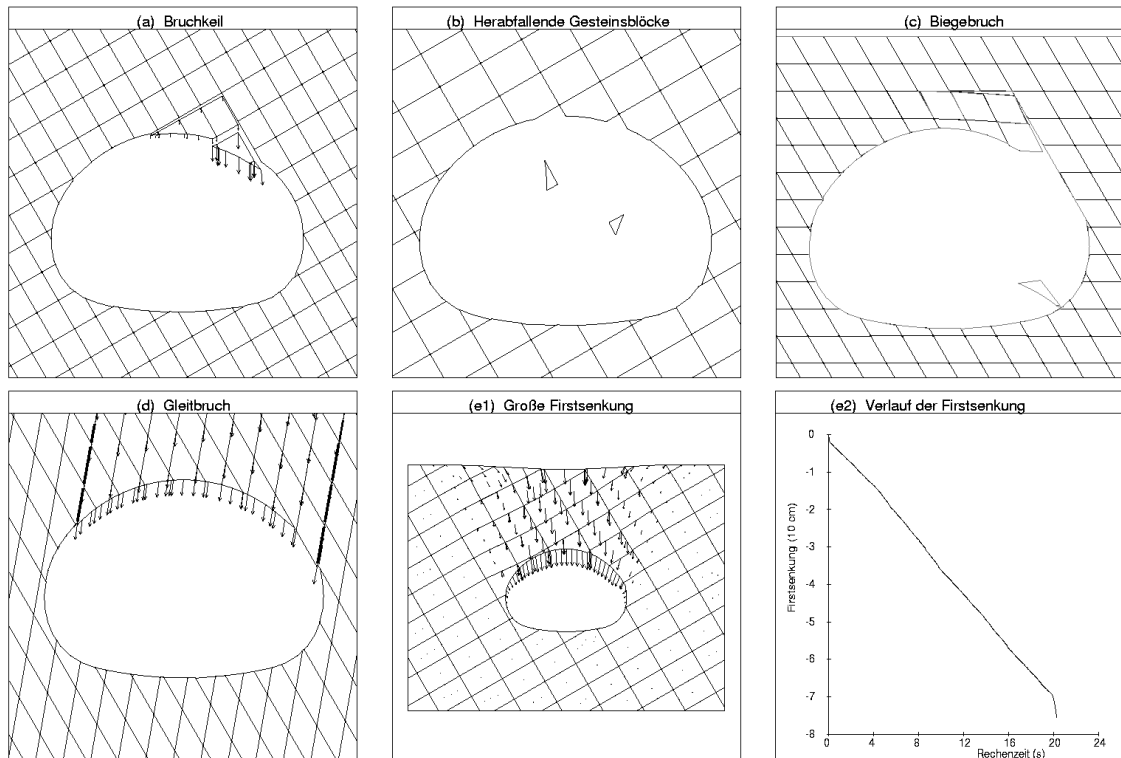


Abbildung 6-22

Versagensarten an unausgebauten geklüfteten Hohlraumkonturen

lem im Firstbereich, aus, aber der Hohlraum als Ganzes ist standfest (Bild b). Ursächlich hierfür sind die zu geringe Zugfestigkeit auf den Trennflächen im Zusammenhang mit der Wirkung des Eigengewichtes der ausbrechenden Klüftkörper.

c) Biegezugbruch

Aufgrund des günstigen Querschnitts der Tunnelröhre im verwendeten Referenzbeispiel kommt es nur untergeordnet zu Biegeerscheinungen in der Firste. Aber wenn der Fels infolge mehr und minder horizontal verlaufender Trennflächen „gebant“ ausgebildet ist, so wird im Firstbereich auch ein Biegeversagen des Gebirges angetroffen. Zunächst fallen die unterstützenden Gesteinsblöcke auf einer Seite der Firste herab, sodann werden die „Bänke“ als einseitig eingespannte Balken infolge ihres Eigengewichtes verformt. An kritischen Stellen der Bänke, d. h. an ihren Einspannungen und in der Firstmitte, werden Zugspannungen entwickelt und die Bänke werden schließlich durch Trennbrüche zerstört (Bild c).

d) Gleitbruch

Die weit durchgehenden, in den Hohlraum steil einfallenden Trennflächen sind für Bruchkörper bevorzugte Gleitbahnen. Wenn die horizontalen Spannungen niedrig sind und die Neigung der Gleitbahnen größer als der Reibungswinkel in der betreffenden Trennflächenschar ist, kommt es sehr häufig zu Gleitbrüchen im Firstbereich. Infolge von Schwerkraft sowie einer Belastung an der Modelloberkante werden die Scherspannungen auf einer oder zwei Trennflächen immer größer und können schließlich die Scherfestigkeit überschreiten. Entlang der Trennflächen werden schließlich Scherbruchlinien entwickelt. In Bild d ist ein solcher Fall vorgestellt: Die Gleitbahnen sind die beiden, die Tunnelröhre durchsetzenden und in den Hohlraum einfallenden Trennflächen. Der große Felsverband, der „Gleitkörper“, hat zu diesem „Berechnungszeitpunkt“ bereits eine Schubverschiebung von über 145 mm in Richtung des Hohlraums erfahren und verschiebt sich kontinuierlich weiter. Die Scher- oder Gleitkörper könnten in den Ulmenbereichen und Übergangsbereichen von Firste zu Ulme klein sein. Bei den vom Autor angestellten Untersuchungen sind sie relativ groß. Entsprechend der Netzdichte der Trennflächen im Vergleich zu der Hohlraumabmessung kann die Breite derartiger Scherkörper nur wenig kleiner als die Breite der Tunnelröhre sein, wie hier gezeigt wird. Die Höhe solcher Scherkörper kann bis zur Modelloberkante reichen; denn im Modell wurden die Trennflächen als vollständig durchtrennt angenommen und die Überdeckung ist relativ gering.

e) Große Verschiebung

Im extremen Fall, wenn das Gebirge sehr aufgelockert oder sehr weich oder die Trennflächen sehr engständig ausgebildet sind und die horizontalen Primärspannungen zu hoch sind, sind die auftretenden Verschiebungen (Firstsenkungen, Sohlenhebungen und Ulmenverschiebungen) sehr groß und nicht zu vernachlässigen. Die Bilder e1 und e2 zeigen dafür ein Beispiel. Ein Überblick über die Verschiebungsvektoren zu einem Zwischenzeitpunkt ist in Bild e1 dargestellt. Dem Bild e2 (Verlauf der Abhängigkeit der Firstsenkung von Berechnungszeit) kann entnommen werden, daß zu diesem Berechnungszeitpunkt die Firstsenkung 755 mm beträgt und sich das Gebirge mit einer sehr hohen Geschwindigkeit weiter in den Hohlraum hinein verformt.

Schlußfolgernd aus den vorstehend dargestellten Versagensformen ergibt sich, daß das Bruch- und Verformungsverhalten des geklüfteten, einen unausgebauten Hohlraum umgebenden Gebirges in der Realität schwer zu beschreiben ist; denn die Bruch- und Versagensformen sind sehr verschiedenartig. In dem vom Verfasser untersuchten Referenz-Beispiel kann das Versagen des einen Hohlraum umgebenden Gebirges in einer der oben vorgestellten Formen oder in einer Kombination von zwei oder mehr dieser Formen erfolgen. Lokale Brüche gefährden in manchen Fällen die Standsicherheit des ganzen Tunnelsystems nicht, in anderen Fällen können sie aber auch weitere lokale und sogar globale Nachbrüche zur Folge haben. Bei einer Standsicherheitsbeurteilung sollten aber auch dynamische Belastungen, die Wasserströmung und der Faktor Zeit berücksichtigt werden.

7 Untersuchungen zum Verschiebungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen beim Hohlraumbau

7.1 Vorgehensweise

Der Hohlraumbausbruch stört den Gebirgsspannungszustand: er bewirkt eine Umlagerung der ursprünglichen Primärspannungen zu einem sekundären Spannungszustand im Gebirge um den Hohlraum. Unter dem Einfluß von sekundärem Spannungszustand und Eigengewicht des Gebirges kommt es zu einer Tendenz, das an der Hohlraumkontur angrenzende Gebirge wieder in einen Gleichgewichtszustand zu überführen.

Als Reaktion auf einen Hohlraumbausbruch erfolgen zunächst Verschiebungen des angrenzenden Gebirges in den Hohlraum. Die entsprechenden Verschiebungsbeträge können bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes sehr unterschiedlich sein. Wenn die Festigkeit des Gebirges (Gestein + Trennflächen) bezüglich des Spannungszustandes niedrig und gleichzeitig die Raumstellungen der mechanisch wirksamen Trennflächen ungünstig sind, dann kommt es zu einem Festigkeitsversagen. Das heißt, die (Eigen-)Tragfähigkeit des Gebirges ist zu gering.

Die sich letztendlich ergebenden Verschiebungen an der Kontur des Hohlraums beschreiben ebenfalls teilweise das mechanische Verhalten des Gebirges um einen Hohlraum. Besonders wichtig erscheint es, daß aus den Untersuchungen zum Verschiebungsverhalten des einen Hohlraum umgebenden, geklüfteten Gebirges ein Beitrag zu einer Standsicherheitseinschätzung geleistet werden kann.

Die Verschiebungen des Gebirges um einen ungesicherten Hohlraum hängen hauptsächlich ab von

- dem primären Spannungszustand des Gebirges,
- dem Eigengewicht des Gebirges,
- den Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges,
- der Form und Größe des Hohlraums,

- dem Ausbruchsverfahren (Ausbruchsschritte),
- der Art und Weise der Hereingewinnung des Gebirges an der Ortsbrust,
- der Vortriebsgeschwindigkeit und, nicht zuletzt, von
- der Art und dem Zeitpunkt des Einbringens von Ausbau.

In dieser Arbeit wird im Modell vereinfachend nur eine einzige Form und eine einzige Größe des Hohlraumquerschnitts berücksichtigt. Dieser Abschnitt befaßt sich hauptsächlich mit dem Einfluß von wirksamen Belastungen sowie der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges auf das Verschiebungsverhalten des Gebirges beim Hohlraumbau anhand von berechneten Fallbeispielen.

Im Abschnitt 6 wurde bereits auf die Verschiebungen des Gebirges beim verwendeten Referenz-Beispiel hingewiesen (s. Abbildungen 6-1 und 6-2). Ist das Gebirge nicht standfest, so haben die Größen der Verschiebungen nur für die Abschätzung der „Nichtstandfestigkeit“ Bedeutung. Wie zu erwarten, erscheinen im standfesten Zustand die größten Konturverschiebungen an der Firste und sind gewöhnlich normal zur Kontur in den Hohlraum hinein gerichtet. Unter den modellierten Bedingungen ist die Sohlenhebung relativ klein ($1/8 - 1/3$ der Firstsenkung). Um die Verschiebungen verschiedener berechneter Fälle miteinander vergleichen zu können, wird die vertikale Konturverschiebung im Firstscheitel in jedem standfesten Fall registriert und als „Firstsenkung s_f “ bezeichnet (Bild a der Abbildung 7-1). Es wird im folgenden vereinbart, daß bei konturnahem Herausfallen eines kleinen Blockes, der den Referenzpunkt enthält, auch der nächste oder übernächste Gitterpunkt betrachtet werden kann, wenn der Hohlraum ansonsten standfest ist (Bilder b und c der Abbildung 7-1).

7.2 Verformungsverhalten des geklüfteten Gebirges unter wirksamen Belastungen

7.2.1 Überdeckungsmächtigkeit

In Abbildung 7-2 wird die Abhängigkeit der Verschiebung von der Überdeckungsmächtigkeit verdeutlicht. Im Diagramm a ist die Sensibilität des Verschiebungsverhaltens der Tunnelfirste zu der Überdeckungsmächtigkeit bei

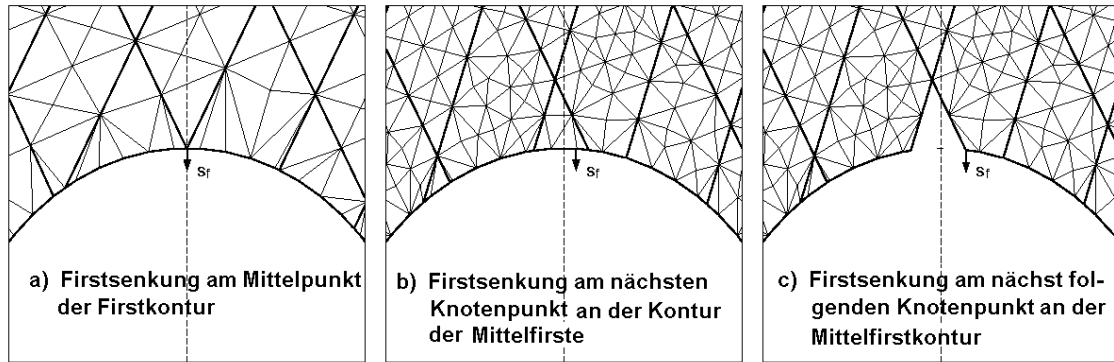
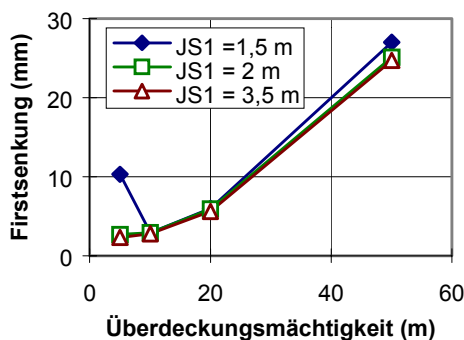
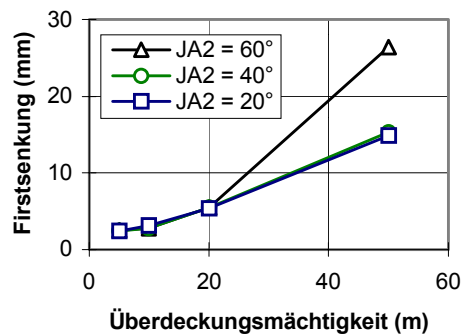


Abbildung 7-1
Definition der „Firstsenkung s_f “ in den drei verschiedenen Fällen

verschiedenen Trennflächenabständen dargestellt. Das Diagramm b der Abbildung 7-2 stellt diese bei verschiedenen Fallwinkeln der Trennflächen vor. Bei konstantem Trennflächenabstand und konstantem Fallwinkel der Trennflächen wird mit anwachsender Überdeckungsmächtigkeit auch die Firstsenkung in der Regel immer größer. So kann die Firstsenkung bei einer Überdeckungsmächtigkeit von $d_e = 50$ m das 5- bis 8-fache von derjenigen bei $d_e = 5$ m sein. Im Grunde genommen kann eine überproportionale Beeinflussung der Verschiebung infolge der Überdeckungsmächtigkeit eine entsprechende Sensibilität zeugen. Darüber hinaus muß als eine Besonderheit herausgestellt werden, daß der Wert der Firstsenkung bei den Fällen, in denen sich der Hohlraum im oberflächennahen Bereich befindet (z. B. bei $d_e = 5$ m), sehr groß sein kann, wie z. B. aus dem Diagramm a der Abbildung 7-2 ersichtlich wird.



a) Bei verschiedenen Abständen der ersten Trennflächenschar
 $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$, $JS2 = 4,5$ m



b) Bei verschiedenen Fallwinkeln der zweiten Trennflächenschar
 $JA1 = 30^\circ$, $JS1 = 3$ m, $JS2 = 4,5$ m

Abbildung 7-2
Abhängigkeit der Firstsenkung von der Überdeckungsmächtigkeit

7.2.2 Primäre Horizontalspannungen

Wie bereits im Abschnitt 5 vorgestellt, beeinflussen die primären Horizontalspannungen die Standsicherheit des Hohlraums sehr ausgeprägt. Die berechneten Ergebnisse der Firstsenkung bei der Variation der primären Horizontalspannungen (bei Seitendruckbeiwerten von 0,1 - 2,0) sind in Abbildung 7-3 in Form eines Diagramms dargestellt (Fallgruppe m8vx: JS1 = JS2 = 2 m, JA1 = 30°, JA2 = -60°, $d_e = 50$ m). Die Firstsenkung wird kleiner, wenn die primären Horizontalspannungen anwachsen. Wenn andererseits der Seitendruckbeiwert von $K_h = 1,0$ bis auf 0,1 reduziert wird, kann sich der Betrag der Firstsenkung verdoppeln. Jedoch ist eine Sensibilität der Firstsenkung in Abhängigkeit vom Seitendruckbeiwert nicht mehr zu erkennen, wenn $K_h > 1,2$ bzw. $K_h \leq 0,2$ ist.

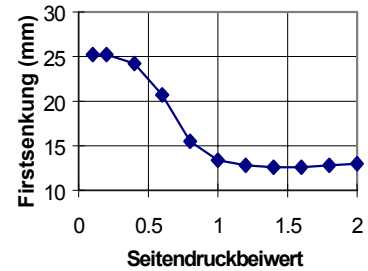


Abbildung 7-3
Abhängigkeit der Firstsenkung vom Seitendruckbeiwert

7.3 Berücksichtigung von Gebirgs- und Gesteinseigenschaften

7.3.1 Trennflächen- und Verbandseigenschaften

a) Verformbarkeit der Trennflächen

Die Verformbarkeit der Trennflächen ist durch deren Normal- und Schersteifigkeiten charakterisiert. Manche Autoren sind der Meinung, daß die Verformbarkeit der Trennflächen die Verschiebungen des Gebirges nicht beeinflussen (Th. Schmettow *et al.* 1996). In den eigenen Untersuchungen wird jedoch ein solcher Einfluß in bestimmten Bereichen nachgewiesen. Dazu werden in Abbildung 7-4 die berechneten Ergebnisse aus zwei Modellen über die Variation der Steifigkeiten vorgestellt. Das Modell der Fallgruppen mj_k, mj_{ks} und mj_{kn} (Diagramm a) berücksichtigt eine Überdeckungsmächtigkeit von 10 m und JCOH = 0,01 Mpa und in Diagramm b wird im Modell eine Überdeckungsmächtigkeit von 50 m und JCOH = 0,1 Mpa eingesetzt. In den Fallgruppen mj_k und m8j_k werden die Steifigkeiten der Trennflächen entsprechend dem Verhältnis k_n / k_s , so wie bereits im Basismodell, variiert. In den Fallgruppen mj_{kn} (oder mj_{ks}) und m8j_{kn}

(oder m8jks) hat die Schersteifigkeit k_s (oder die Normalsteifigkeit k_n) den selben Wert wie im Basismodell und es verändert sich nur der Wert k_n (oder k_s). Wenn die Steifigkeiten niedrig sind, sind die Trennflächen leicht zu verformen und es werden größere Verschiebungen im stabilen Endzustand erzielt. Aber dies gilt nur bei kleineren Steifigkeitswerten ($k_n, k_s \leq 10$ GPa/m). Wenn $k_n, k_s > 10$ GPa/m sind, ist eine Abhängigkeit der Verschiebung von der Steifigkeit der Trennflächen nicht mehr zu erkennen. An dieser Stelle muß darauf hingewiesen werden, daß die Schersteifigkeit im Programm UDEC nur als Anfangswert vom Verhältnis Scherspannung/Scherverformung auf einer Trennfläche wirkt und die beiden Steifigkeiten nur die elastische Verformung und überhaupt nicht das Schubgleiten (slip) beeinflussen.

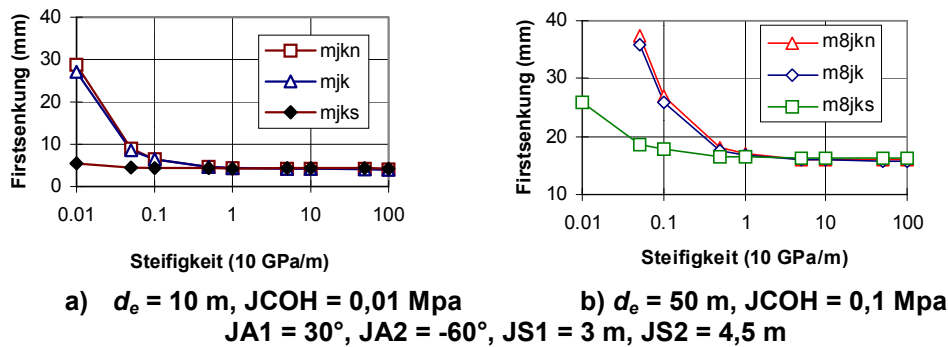


Abbildung 7-4

Abhängigkeit der Firstsenkung von den Steifigkeiten der Trennflächen

Diese beiden Steifigkeiten sind bei der Modellierung üblicherweise schwer abzuschätzen und ebenso schwer in der Literatur als Referenz zu finden. Entsprechend der Einweisung in das Programm UDEC und den Erfahrungen des Autors sollten die Steifigkeiten der Trennflächen (k_n und k_s) den 10fachen Wert des Kompressionsmoduls (K) des anstehenden Gesteins nicht übersteigen. Wenn z. B. das Verhältnis der Steifigkeit der Trennflächen zum Kompressionsmodul des Gesteins den Wert 100 erreicht, ist das ganze numerische System schwer in einen ausgeglichenen Zustand zu bringen und die Berechnungszeit ist sehr groß.

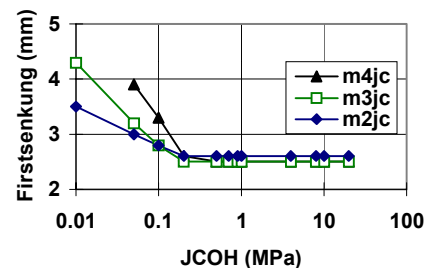
b) Festigkeit der Trennflächen

Ist das Gebirge (Gestein und Trennflächen) in einem elastischen Zustand, so beeinflussen die Festigkeitsparameter des Gebirges die Verschiebungen über-

haupt nicht, wie den nachstehenden Parameter- oder Sensibilitätsuntersuchungen zu entnehmen ist. Nur wenn in einem Bereich, häufiger im konturnahen Bereich, die Trennflächen den Grenzzustand erreicht haben, sind die Einflüsse aus der Variation der Festigkeitsparameter auf die Verschiebung zu erkennen. In Abbildung 7-5 werden entsprechende Ergebnisse in Abhängigkeit von der Kohäsion der Trennflächen c_j dargestellt. Dabei sind auf der x-Achse der Festigkeitsparameter c_j und auf der y-Achse die maximale vertikale Verschiebung an dem Gitterpunkt an der Kontur der Mittelfirste (Firstsenkung s_f) aufgetragen. Im Modell sind in der Fallgruppe m2jc die Trennflächenabstände jeweils 6 und 4 m sowie $\varphi_j = 23^\circ$; die Trennflächenabstände betragen in der Fallgruppe m3jc jeweils 3 und 4,5 m und in der Fallgruppe m4jc ebenfalls jeweils 3 und 4,5 m und $\varphi_j = 15^\circ$ (vgl. im Anhang 1). Trotz der unterschiedlichen Bedingungen und verschiedenen Werte der Firstsenkungen ist aus den Abbildungen ein gemeinsamer kritischer Punkt zu erkennen: Wenn $c_j < 0,2$ MPa ist, verlaufen die Kurvenzüge geneigt; bei Werten $c_j \geq 0,2$ MPa

bleibt die Firstsenkung jedoch konstant. Daraus ist zu schlußfolgern, daß die Trennflächen den Grenzzustand der Festigkeit erreichen, wenn $c_j \leq 0,2$ MPa ist.

Das heißt, die Verschiebung besteht in solchen Fällen aus elastischen und inelastischen Komponenten, während die Verschiebung bei $c_j \geq 0,2$ MPa rein elastisch ist.

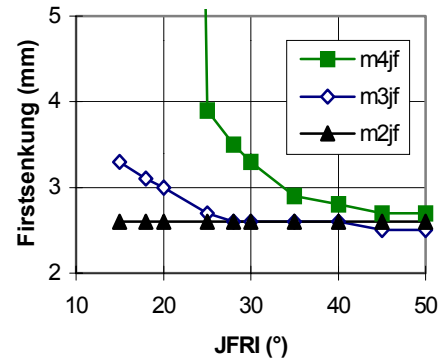


$d_e = 10$ m, JA1=30°, JA2=-60°, JS1=3 m,
JS2=4,5 m (m2jc: JS1=6 m, JS2=4 m)

Abbildung 7-5
Abhängigkeit der Firstsenkung von
der Kohäsion der Trennflächen

Eine weitere Kenngröße ist die Änderung der Verschiebung bei Variation des inneren Reibungswinkels φ_j . Entsprechende Ergebnisse sind in Abbildung 7-6 dargestellt. Im Modell wurden dazu die Trennflächenabstände wie in den Fallgruppen m2jc, m3jc und m4jc sowie $c_j = 0,36$ MPa in der Fallgruppe m2jf, $c_j = 0,1$ MPa in der Fallgruppe m3jf und $c_j = 0,01$ MPa in der Fallgruppe m4jf berücksichtigt. Die elastischen und die elastoplastischen Verschiebungsphasen

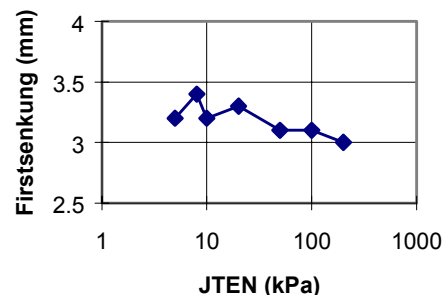
betragen sind aus den Verlaufslinien der Firstsenkung deutlich zu erkennen. In der Fallgruppe m2jf erfährt die Firstsenkung keine Veränderung, da die Trennflächen im elastischen Zustand bleiben. Größere Verschiebungen können in der Fallgruppe m3jf erzielt werden, sobald $\varphi_j < 25^\circ$ ist. In der Fallgruppe m4jf können inelastische Verformungen (Verschiebungen) erkannt werden, wenn $\varphi_j < 40^\circ$ ist. Die Neigung der Verlaufslinien der Firstsenkung erlaubt es, den Unsicherheitsgrad qualitativ zu beschreiben.



**JA1=30°, JA2=-60°, JS1=3 m,
JS2=4,5 m (m2jf: JS1=6 m, JS2=4 m)**

Abbildung 7-6
Abhängigkeit der Firstsenkung
vom Reibungswinkel der
Trennflächen

Bemerkenswert ist, daß die Zugfestigkeit der Trennflächen die Verschiebungen kaum beeinflußt, wie beispielsweise in Abbildung 7-7 dargestellt. Dort werden in der Fallgruppe mjt im Modell die Trennflächenabstände zu jeweils 2 m, φ_j zu 23° und c_j zu 0,1 MPa eingesetzt. Dieses Ergebnis sollte nach der Meinung des Autors so verstanden werden, daß sich, bezogen auf die Zugfestigkeit, keine „plastische“ Verschiebung, sondern Brüche oder Versagen ergeben. Wenn die Zugspannung die Zugfestigkeit der Trennflächen übersteigt, kommt es sofort zum Bruch, sonst verhält sich die Trennfläche in Bezug auf das Verhältnis der Scherfestigkeit zu den Schubspannungen elastisch oder elastoplastisch. In dieser Fallgruppe ist der Hohlraum nicht mehr standfest, wenn die Zugfestigkeit $\sigma_{tj} \leq 2$ kPa ist.



**$d_e = 10$ m, JA1 = 30°, JA2 = -60°,
JS1 = 2 m, JS2 = 2 m**

Abbildung 7-7
Abhängigkeit der Firstsenkung
von der Zugfestigkeit
der Trennflächen

In Bezug auf die Dilatanz der Trennflächen ist deren Einfluß auf die Verschiebung schwer einzuschätzen. In Abbildung 7-8 sind die hierzu berechneten Ergebnisse vorgestellt, wobei die Festigkeitsparameter zu jeder Fallgruppe im

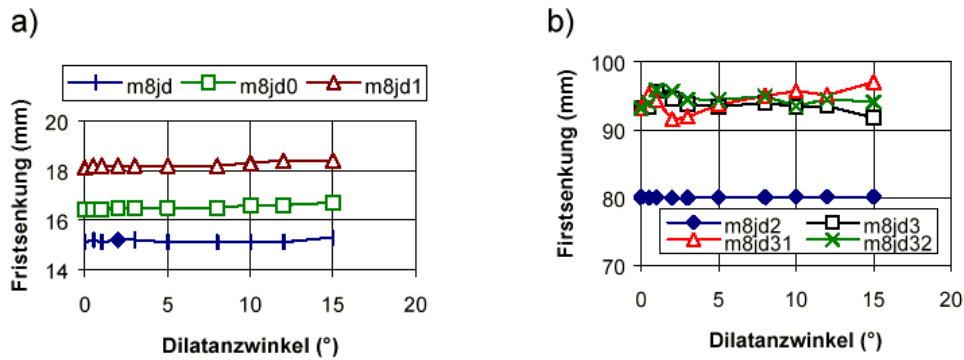


Abbildung 7-8
 Abhängigkeit der Firstsenkung vom Dilatanzwinkel der Trennflächen

Rahmen dieser Untersuchung aus Tabelle 7-1 zu entnehmen sind. Trotz der Änderung des Dilatanzwinkels und der anderen Parameter ist keine erkennbare Abhängigkeit der Verschiebung von der Dilatanz innerhalb einer Fallgruppe zu erkennen. Eine geringe Differenz der Verschiebung kann sich ergeben, wenn die Null-Dilatanz-Grenze der Scherverschiebung verändert wird (s. Fallgruppen m8jd3, m8jd31 und m8jd32 im Diagramm b). Diese Differenz ist jedoch so klein, daß ihr Beitrag zu der gesamten Verschiebung nur von geringer Bedeutung ist.

Tabelle 7-1 Zusammenstellung der Festigkeitsparameter von Trennflächen für einzelne Fallgruppen für die Sensibilitätsberechnung bezüglich der Dilatanz

Fallgruppe	JCOH (MPa)	JFRI (°)	ZDIL* (mm)	Fallgruppe	JCOH (MPa)	JFRI (°)	ZDIL* (mm)
m8jd	0.1	23	0.1	m8jd3	0.1	23	0.1
m8jd0	0.01	23	0.1	m8jd31	0.01	23	1.0
m8jd1	0.1	18	0.1	m8jd32	0.1	18	0.01
m8jd2	0.1	15	0.1				

* ZDIL ist die Grenzscherverschiebung für Nulldilatanz, in Abbildung 7-9
 $ZDIL = u_{cs}$.

Bemerkenswert ist, daß das Ergebnis der Gesamtverschiebung nicht einfach von der Summe aus innerem Reibungswinkel und Dilatanzwinkel, sondern hauptsächlich nur von dem ersteren abhängig ist. Dies kann auch bereits aus vorangegangenen Diagrammen geschlußfolgert werden (Abbildung 7-8). Die Dilatanz beeinflusst jedoch die Scherfestigkeit und die Normalverschiebung einer einzigen Trennfläche. Mit dem Programm UDEC kann dies bewiesen wer-

den (Itasca, 1996). Somit wird die endgültige Verschiebung eines Punktes in der Kontur eines Hohlräumausbruchs im geklüfteten Gebirge hauptsächlich von der Schubverschiebung der Trennflächen dominiert, während die Dilatanz dieselbe sehr wenig beeinflusst; in Abbildung 7-9 ist dies veranschaulicht.

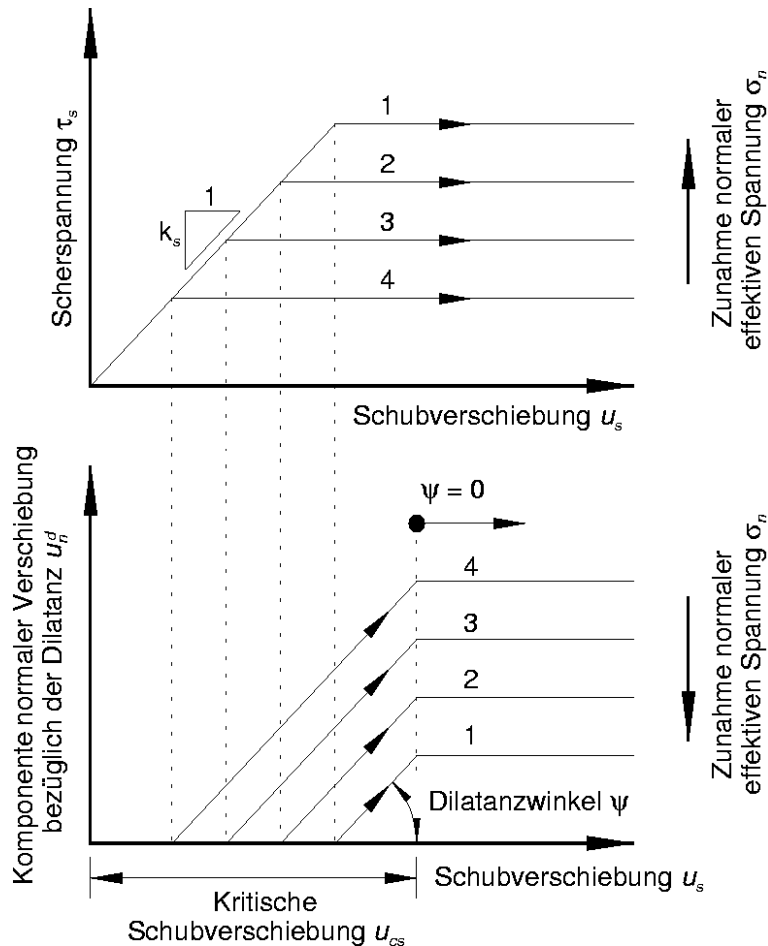


Abbildung 7-9
Dilatanzwirkung der Trennflächen (nach Itasca, 1996)

7.3.2. Gesteinseigenschaften

a) Verformbarkeit des Gesteins

Ebenso wie vorstehend für das Gebirge erklärt, kann auch die Steifigkeit des Gesteins, in Form des Elastizitätsmoduls E oder des Kompressionsmoduls K und des Schubmoduls G , nur das elastische Materialverhalten beeinflussen. In Abbildung 7-10 sind berechnete Verschiebungsbeträge über dem E-Modul des Gesteins aufgetragen. Wie zu erwarten, kann die Abhängigkeit der Verschiebung von dem E-Modul mit einer Hyperbel beschrieben werden. In diesem Beispiel wird eine Regressionshyperbel

$$s_f = 12,449 E^{-0,7264} \text{ (mm)} \quad (7-1)$$

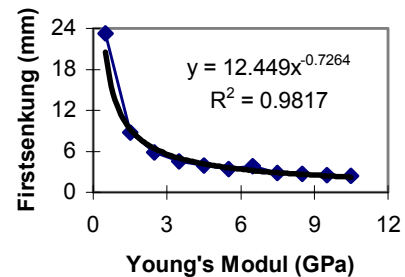
erzielt und dafür das Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,9817$ erreicht.

b) Festigkeit des Gesteins

In Abschnitt 6 wurde der Einfluß der Festigkeit des Gesteins auf die Standsicherheit des Hohlraums vorgestellt. Der Einfluß der Festigkeit des Gesteins auf die Verschiebung der Tunnelfirste kann in einer ähnlichen Weise wie bei den Trennflächen veranschaulicht werden. In Abbildung 7-11 sind die Ergebnisse über der Kohäsion des Gesteins c dargestellt. Im Modell werden $\varphi = 35^\circ$ sowie $\sigma_t = 0,5 \text{ MPa}$ in der Fall-

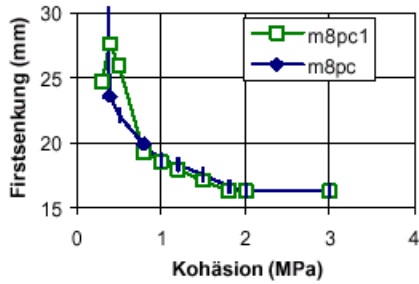
gruppe m8pc und $\varphi = 40^\circ$ sowie $\sigma_t = 0,5 \text{ MPa}$ in der Fallgruppe m8pc1 eingesetzt. Hier läßt sich die elastische und elastoplastische Verschiebung deutlich voneinander unterscheiden. Die Verschiebung ist in Fallgruppe m8pc ab $c = 2,0 \text{ MPa}$ und in der Fallgruppe m8pc1 ab $c = 1,8 \text{ MPa}$ nur elastisch. Oberhalb dieser Werte verändern sich die Firstsenkungen nicht mehr. Wenn die Kohäsion dagegen mit geringeren Beträgen eingesetzt wird, wird eine entsprechend größere Verschiebung erzielt, bis der Hohlraum nicht mehr stabil ist (so bei $c \leq 0,3 \text{ MPa}$ in der Fallgruppe m8pc bzw. bei $c \leq 0,2 \text{ MPa}$ in der Fallgruppe m8pc1). In diesem Kohäsionsbereich besteht die Gesamtverschiebung sowohl aus elastischen als auch aus inelastischen Komponenten.

Der innere Reibungswinkel des Gesteins beeinflußt die Verschiebungen ebenfalls sehr stark. In Abbildung 7-12 sind entsprechende Ergebnisse für die Abhängigkeit der Firstsenkungen vom inneren Reibungswinkel φ dargestellt. Im Modell werden $c = 2 \text{ MPa}$ und $\sigma_t = 0,5 \text{ MPa}$ (in der Fallgruppe m8pf) bzw. $c = 1 \text{ MPa}$ und $\sigma_t = 0,5 \text{ MPa}$ (in der Fallgruppe m8pf1) eingesetzt. Die elastische Phase der Verschiebung befindet sich in der ersten Fallgruppe im Bereich $\varphi \geq 35^\circ$ und in der letzteren bei $\varphi \geq 55^\circ$.



$d_e = 10 \text{ m}$, $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$,
 $JS1 = 3 \text{ m}$, $JS2 = 4,5 \text{ m}$

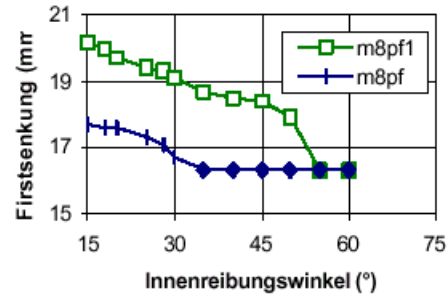
Abbildung 7-10
 Abhängigkeit der Firstsenkung
 vom E-Modul des Gesteins



$d_e = 50 \text{ m}$, $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$,
 $JS1 = 3 \text{ m}$, $JS2 = 4,5 \text{ m}$

Abbildung 7-11

Firstsenkung bei der Variation
 der Kohäsion des Gesteins



$d_e = 50 \text{ m}$, $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$,
 $JS1 = 3 \text{ m}$, $JS2 = 4,5 \text{ m}$

Abbildung 7-12

Firstsenkung bei der Variation
 der Reibungswinkels des Gesteins

Ähnlich wie bezüglich der Festigkeit der Trennflächen, können die Verschiebungen durch die Zugfestigkeit des Gesteins ebenfalls nicht beeinflusst werden. Wenn im Firstbereich die Zugspannung die Zugfestigkeit des Gesteins übersteigt, kommt es häufig zum Bruch; ansonsten verhält sich das Gestein in Bezug auf das Verhältnis zwischen dem Spannungszustand und den entsprechenden Festigkeitsparametern elastisch oder elastoplastisch. In Abbildung 7-13 sind die berechneten Ergebnisse dokumentiert; darin sind die Scherfestigkeitsparameter bei den Fallgruppen m8pt, m8pt1 und m8pt2 in jedem Falle mit $\varphi = 35^\circ$ und c jeweils zu 2 MPa, 1 MPa sowie 0,5 MPa eingesetzt worden.

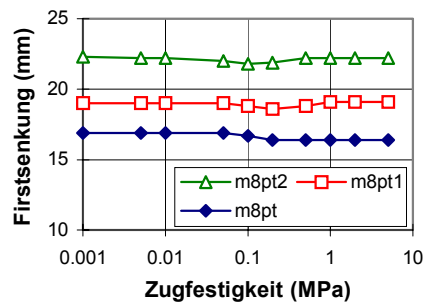


Abbildung 7-13

Abhängigkeit der Firstsenkung
 von der Zugfestigkeit
 des Gesteins

7.4 Einfluß des Trennflächengefüges

7.4.1 Anzahl der Trennflächenscharen

Wie zu erwarten, beeinflusst die Anzahl der Trennflächenscharen die Verschiebungen sehr deutlich: mehr Trennflächenscharen führen zu größeren Verschiebungen. Als Beispiele können die Fälle bei $\alpha_1 = 30^\circ$ in den Fallserien m7 und m8 verschiedener Fallgruppen gelten. In Abbildung 7-14 sind entsprechende

Ergebnisse, bezogen auf den Einfluß der Anzahl der Trennflächenscharen auf die Firstsenkung, dargestellt. Die Abstände und die Fallwinkel der Trennflächen innerhalb einer Trennflächenschar werden im Modell jeweils zu 3 m, 4,5 m und 4 m bzw. +30°, -60° und +60° eingesetzt, wenn eine, zwei oder drei Trennflächenscharen existieren. Die dritte Trennflächenschar ist durchschnittlich zu 50% durchgehend (s. auch Abbildungen 6-2 und 6-5). Der Einfluß kann bei einer Überdeckungsmächtigkeit von 20 m (m7_30) durch eine lineare, bei einer Überdeckungsmächtigkeit von 50 m (m8_30) durch eine logarithmische Abhängigkeit angenähert beschrieben werden.

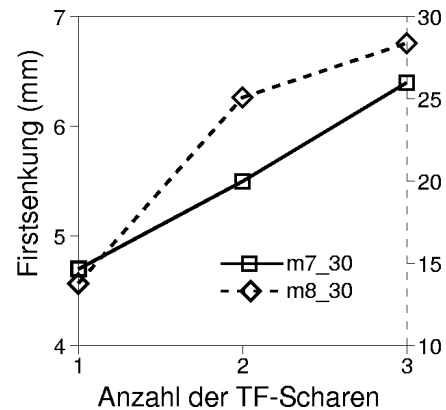
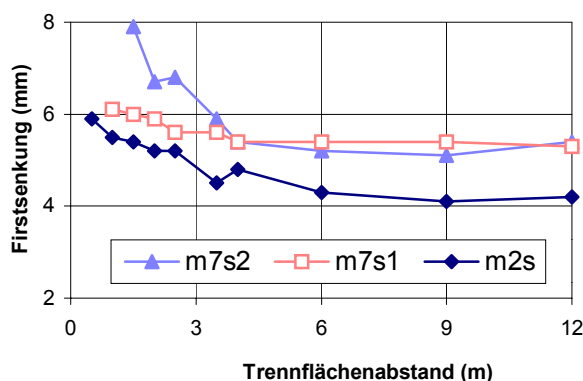


Abbildung 7-14
Abhängigkeit der Firstsenkung
von der Anzahl der Trennflächenscharen

Deutlich ist, daß die dominanten Beiträge zur gesamten Verschiebung im Modell von den Trennflächen herrühren. Je mehr Trennflächenscharen im Modell bestehen, desto größer ist das Verhältnis von gesamter Trennflächenlänge zum Modellvolumen, wenn die Trennflächenabstände konstant gehalten werden und desto mehr Gleitbahnen, welche ihrerseits größere Verschiebungen verursachen können, ergeben sich.

7.4.2 Trennflächenabstände

Die berechneten Ergebnisse zum Einfluß der Trennflächenabstände auf die Verschiebung sind in Abbildung 7-15 in Form von Diagramm dargestellt. Für die



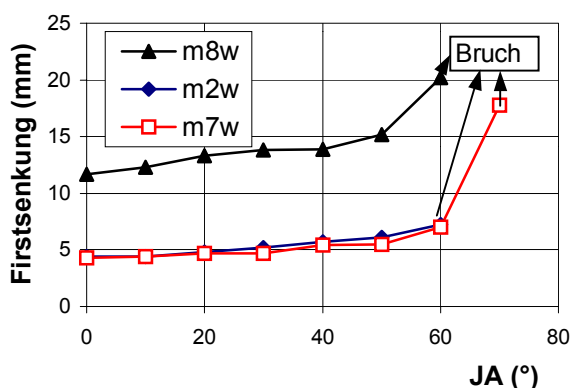
m7s2: $d_e = 20$ m, JA1 = 30°,
JA2 = -60°, JS1 = 3 m
m7s1: $d_e = 20$ m, JA1 = 30°,
JA2 = -60°, JS2 = 4,5 m
m2s: $d_e = 20$ m, JA = 30°, eine
Trennflächenschar

Abbildung 7-15
Abhängigkeit der Firstsenkung
von den Abständen
der Trennflächen

Fallgruppe m7s2 wurden folgende Bedingungen zugrunde gelegt: $d_e = 20$ m, mit zwei Trennflächenscharen, $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$, $JS1 = 3$ m und $JS2$ wurde variiert; für die Fallgruppe m7s1: $d_e = 20$ m, mit zwei Trennflächenscharen, $JA1 = 30^\circ$, $JA2 = -60^\circ$, $JS2 = 4,5$ m und $JS1$ wurde variiert; für die Fallgruppe m2s: $d_e = 20$ m, mit einer einzelnen Trennflächenschar, $JA = 30^\circ$ und JS wurde variiert (vgl. Anlage 1). Im Grunde genommen ergibt sich, wie nicht anders zu erwarten: aus kleineren Trennflächenabständen resultieren relativ größere Verschiebungen und umgekehrt, obwohl die berücksichtigten Differenzen in den meisten Fallgruppen nicht sehr groß sind. Wenn die Abstände zu klein werden, können keine stabilen Endzustände für die Hohlraumkontur erzielt werden.

7.4.3 Fallwinkel der Trennflächen

Die Fallwinkel der Trennflächen beeinflussen die Standsicherheit des Hohlraums, wie bereits im Abschnitt 6 gezeigt, sehr stark. Wenn der Hohlraum standfest ist, kann die Verschiebung sowohl sehr groß als auch sehr klein sein. Die berechneten Ergebnisse der ausgewählten Fallgruppen werden in Abbildung 7-16 vorgestellt: in den Fallgruppen m2w, m7w und m8w besteht im Modell nur eine einzelne Trennflächenschar und die Überdeckungsmächtigkeit ist jeweils 20 m, 20 m und 50 m und der Trennflächenabstand jeweils 2 m, 3 m und 2 m. Allgemein können steiler in den Hohlraum einfallende Trennflächen zu einer größeren Firstsenkung führen.



m8w: $d_e = 50$ m, $JS = 2$ m
 m2w: $d_e = 20$ m, $JS = 2$ m
 m7w: $d_e = 20$ m, $JS = 3$ m

Abbildung 7-16
 Abhängigkeit der Firstsenkung
 vom Fallwinkel der Trennflächen
 im Falle mit einer einzelnen
 Trennflächenschar

8 Untersuchungen zum Einfluß von Ausbaumaßnahmen

8.1 Ausbaumaßnahmen

Ausbau- und Sicherungsmaßnahmen sind sowohl im Tunnelbau als auch im Bergbau von herausragender Bedeutung. Im Tunnelbau unterscheidet man zwischen „Ausbaumaßnahmen“ und „Auskleidungsmaßnahmen“. Ungeachtet dessen werden in diesem Abschnitt alle im Fels- Hohlraumbau möglichen Sicherungsmaßnahmen mit „Ausbau“ bezeichnet.

Im Fels- Hohlraumbau können je nach den verwendeten Materialien gegenwärtig unterschieden werden:

- Stützausbau aus Stahl,
- Ankerausbau,
- Ortbeton (sowohl als Spritzbeton als auch als Schalbeton) mit entsprechenden Stahlbewehrungen und
- Kombinationen der vorstehenden Ausbaumaßnahmen.

Allgemein sollen die angewendeten Ausbausysteme folgende Eigenschaften aufweisen:

- Frühtragfähigkeit,
- flexible Anpassung der Stützkräfte an das Verformungsverhalten des Gebirges,
- eine möglichst vollflächige Wirkungsweise,
- Gestattung der Mobilisierung der Eigentragfähigkeit des Gebirges,
- Ermöglichung eines Sohlenschlusses (geschlossenes Gewölbe) und
- Gewährleistung eines hohen Ausbaustützdruckes für geschlossene Systeme.

Die Auswahl des jeweils zweckmäßigen Ausbaus sollte nach den Gebirgseigenschaften, den speziellen Anwendungszielen und unter Berücksichtigung oder Befolgung der gültigen Normen und anderer Vorschriften erfolgen. Trotz

der Vielfältigkeit der insgesamt möglichen Ausbauarten spielen Anker und Spritzbeton oder Kombinationen von beiden im Tunnelbau eine herausragende Rolle, da sie den vorgenannten Anforderungen in einem hohen Maße entsprechen können. In diesem Abschnitt werden deshalb nur diese beiden Ausbauarten für den Tunnelbau im geklüfteten Gebirge und die wechselseitige Wirkung zwischen Ausbau und Gebirge untersucht, obwohl mit dem Programm UDEC auch weitere mögliche Ausbauarten behandelt werden könnten.

8.2 Systemankerung der Hohlraumkontur

8.2.1 Allgemeines

Seit mehr als 100 Jahren steht der Ankerausbau zur Sicherung von Hohlraumkonturen in Anwendung. Von ihm dürfen viererlei Wirkungen erwartet werden (L. Müller, 1978):

- Anheftung von nachlockernden Gesteinsblöcken an feste Bereiche bzw. an eine tragende „Schutzhülle“, insbesondere in der Firste,
- Befestigung von ablösegefährdeten Platten und Bänken in der Firste an deren Hangendem, welches nicht, wie diese Platten und Bänke, der Ablösung infolge der Schwerkraftwirkung unterworfen ist,
- Verhinderung von Auflockerungen in der Hohlraumkontur und von Brüchen in dem den Hohlraum umgebenden Gebirgsbereich und
- Schaffung eines tragfähigen Gewölbes aus Gebirge und Ankern.

Ankerausbau kann gemäß seiner Wirkung entweder als passive oder aber als aktive Sicherungsmaßnahme bewertet werden. Als aktive Maßnahme verbessert er hauptsächlich die Eigentragfähigkeit des Gebirges. Das ist z. B. eine der grundlegenden Ideen der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise.

Dieser Abschnitt enthält die vom Verfasser berechneten Ergebnisse zur Ankerung, hauptsächlich mittels Betonanker in der Ausführung als Füllmörtelanker. Es wird der Einfluß der Ankerung auf die Standfestigkeit der Tunnelröhre untersucht und aus diesen Untersuchungen werden zutreffende Ankerungsparameter abgeleitet.

8.2.2 Berechnete Ergebnisse

Die Tunnelröhre wird zunächst nur im Firstbereich geankert. Die wichtigsten Festigkeitsparameter von Füllmörtelankern sind die Zug- und Drucktragfähigkeiten des Ankerstabes und die Scherfestigkeit des Mörtels. Nach den In-situ-Untersuchungen von H. Tsuchihara *et al.* (1997) können die vorgenannten drei Parameter jeweils mit 1,55 MN, 1,55 MN bzw. 0,6 MN/m für typische Anker angesetzt werden. Ebenfalls kann aus der Kennlinie eines Ankertyps eine Gesamttragfähigkeit des Ankers entnommen werden (P. Knoll 1999). Nach einer Auswertung von eigenen theoretischen Berechnungen und den Ergebnissen der oben genannten Untersuchungen wurden die in Tabelle 8-1 aufgeführten Parameter für die Systemankeringung zusammengestellt; das System selbst ist in Abbildung 8-1 skizziert.

In allen Fallgruppen mit Bezug auf den Fallwinkel α_1 und den Trennflächenabstand JS1 der Abbildungen 6-3 und 6-4 ist der mit Ankern gesicherte Hohlraum, ungeachtet der Überdeckungsmächtigkeit, standfest. Eine Ausnahme bilden einzelne kleine herabgefallene Blöcke bei kleinen Trennflächenabständen, wenn die Ankerlänge $l_a = 4$ m ist und die Anker nicht versagen oder mit anderen Worten: wenn die Tragfähigkeit der Anker hoch genug berücksichtigt wird!

Tabelle 8-1 Parameter der Systemankeringung
in einer Tunnelröhre

Ankerlänge l_a (m)	1,5 / 2,5 / 4
Durchmesser des Stahls ϕ_a (mm)	25
Fläche des Querschnitts A_a (cm ²)	4,9
Innerer Abstand s_a (m) *	1,2 / 1,7
Dichte γ_a (kg/m ³)	7800
E-Modul E_a (GPa)	210
Zugtragfähigkeit T_a (MN)	2,0 / 0,25
Drucktragfähigkeit D_a (MN)	2,0 / 0,25
Mörtelschersteifigkeit K_m (MN/m/m)	35
Mörtelscherfestigkeit T_m (MN/m)	2,0 / 0,6

* 1,2 m, wenn der kleinere Trennflächenabstand $\leq 1,5$ m ist;
1,7 m, wenn der kleinere Trennflächenabstand $> 1,5$ m ist.

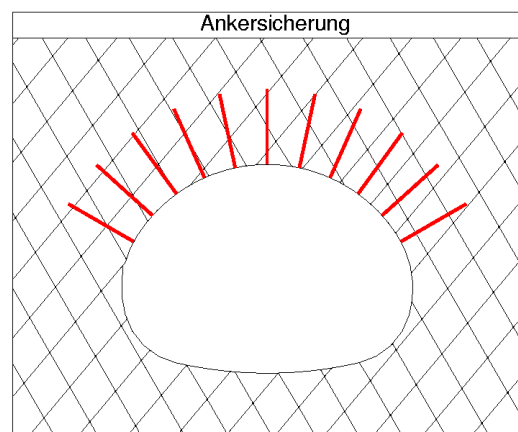


Abbildung 8-1
Systemankeringung in einer
Tunnelröhre

Wird die Tragfähigkeit der Anker realitätsnah angenommen, z. B. mit $T_a = 0,25$ MN, ist der Hohlraum überwiegend ebenfalls standfest, sofern $\alpha_1 \leq 60^\circ$ und $JS1 = 0,5$ m sind. Unter dieser Bedingung ist in manchen Fällen die Tragfähigkeit von einem oder von zwei Ankern ausgenutzt. Das heißt, daß in einem kleinen Teilbereich des Ankers, normalerweise quer zu einer Trennfläche, entlang der eine Verschiebung bereits erfolgte, die Zugbeanspruchung die Tragfähigkeit des Ankers übertroffen hat. In anderen Fällen, z. B. bei mit $\alpha_1 \geq 70^\circ$ steil einfallenden Trennflächen, versagen mehrere Anker und danach auch der Hohlraum endgültig. Bemerkenswert ist, daß die Tragfähigkeit der Anker, nicht nur bei größerer, sondern auch bei kleinerer Überdeckungsmächtigkeit ausgenutzt wird, wie in Abbildung 8-2 gezeigt. Bei einer Überdeckungsmächtigkeit von 5 m und Trennflächenabständen von $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ ist dieses Phänomen nur einmal innerhalb der Fallgruppe (mw1c) aufgetreten, aber bei größeren Trennflächenabständen von $3 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}$ trat es dreimal innerhalb der Fallgruppe (m5w1c) auf und bei $\alpha_1 = 80^\circ$ war der Hohlraum nicht mehr standfest.

Werden kürzere Anker, z. B. mit $l_a = 2,5$ m, an der Hohlraumkontur eingesetzt und im übrigen deren Positionen und Tragfähigkeiten nicht geändert, so werden ähnliche Ergebnisse erzielt (Abbildung 8-3). Die instabilen Zustände fallen meistens ebenfalls in den Bereich $\alpha_1 = 70^\circ$ bis 90° . Bemerkenswert ist jedoch, daß mit kürzeren Ankern in einigen Fällen die Anker überbeansprucht werden.

Mit einer Ankerlänge von $l_a = 1,5$ m ist die Situation sehr unterschiedlich. Hier ist die Wirkung der Ankerung kaum zu erkennen, besonders bei größeren Trennflächenabständen (Abbildung 8-4). Bei kleinen Trennflächenabständen können die Anker die Standfestigkeit des Hohlraums aber geringfügig verbessern, und zwar bei flacher einfallenden Trennflächen (vgl. auch mit der Abbildung 6-3).

Der Einfluß der Ankerlänge auf die Standfestigkeit der Tunnelkontur bzw. die Unwirksamkeit von zu kurzen Ankern kann durch das Vergleichsbeispiel in Abbildung 8-5 verdeutlicht werden. Im Modell betragen die Überdeckungsmächtigkeit 5 m, $\alpha_1 = 10^\circ$, $\alpha_2 = -60^\circ$ und die Abstände beider Trennflächenscharen

jeweils 3 bzw. 4,5 m. Wenn die angesetzten Anker 4 m lang sind, können sie die Felsblöcke „nageln“ und die Tunnelkontur ist standfest (Bild a der Abbildung 8-5). Mit 2,5 m langen Ankern ist die Tunnelkontur in diesem Beispiel zwar standfest, aber die Ankerlänge ist kritisch kurz (Bild b der Abbildung 8-5) und im ungünstigen Falle kann die Verankerung auch versagen. Die Kurzanker ($l_a = 1,5$ m) können ablösende Blöcke an der Tunnelkontur nicht mehr anheften und somit ihr Herausfallen und Versagen nicht verhindern (Bild c der Abbildung 8-5).

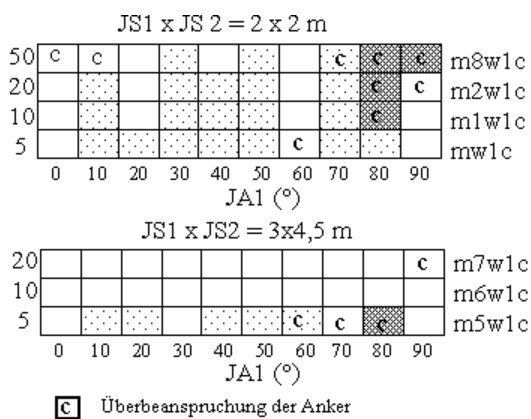


Abbildung 8-2

Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 4$ m

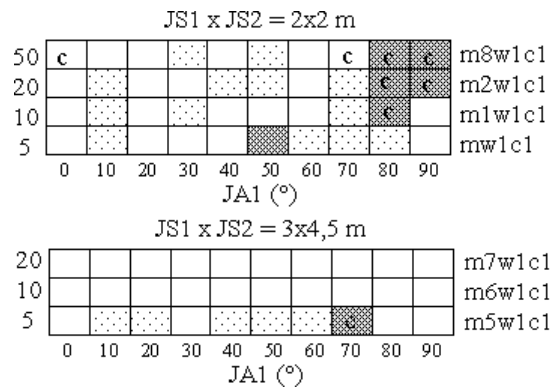


Abbildung 8-3

Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 2,5$ m

Der Einfluß der Anker auf die Verschiebung ist nicht deutlich zu erkennen. Die berechneten Ergebnisse in den ausgewählten Fallgruppen zum Einfluß des Fallwinkels der ersten Trennflächenschar auf die Verschiebung sind in Abbildung 8-6 in Form eines Diagramms dargestellt. Die Fallgruppen sind auf der Basis der Fallgruppe m7w1 abgeleitet. Trotz der Variation der Ankerlänge unterscheiden sich entsprechend Abbildung 8-6 die jeweiligen Firstsenkungen nicht auffällig. Eine geringe grundsätzliche Vergrößerung der Verschiebung beim Einsatz von Ankern ist auf das Gewicht des Ankerstabes zurückzuführen. Für den Sprung der Verschiebung in einzelnen Fällen besteht die Ursache darin, daß sich nach dem

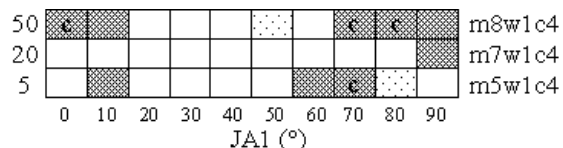


Abbildung 8-4

Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 1,5$ m

Ausbruch des Hohlraums ein kritischer einzelner Gesteinsblock oder ein Bruchkeil im Firstbereich formiert hat, der bis zu dem Rechnungszeitpunkt der Einbringung der Anker eine größere Abwärtsverschiebung erlebt hat, so daß die Anker den Block oder den Keil nicht mehr „zurückschieben“ können.

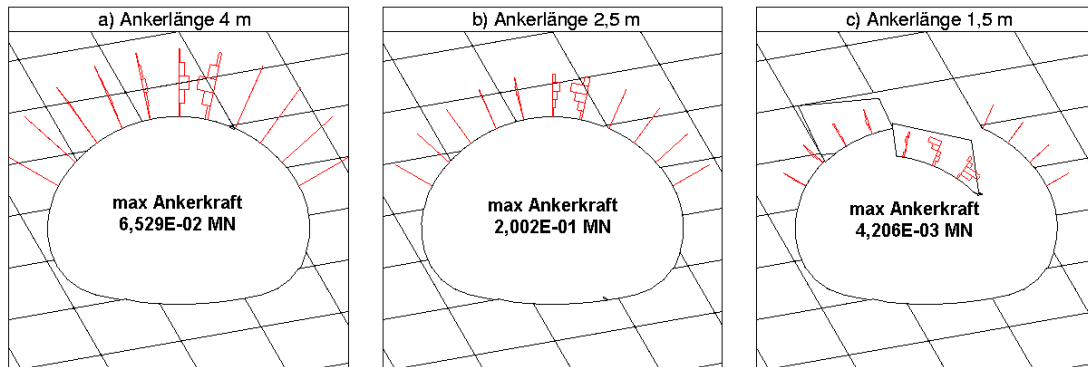


Abbildung 8-5
Einfluß der Ankerlänge auf die Standfestigkeit der Tunnelkontur

8.2.3 Sicherungsmechanismen

Die Heftwirkung einer Ankerung ist anhand der eigenen Untersuchungen unschwer erkennbar. Wie in Abschnitt 6 vorgestellt, entstehen sehr häufig Bruchkeile oder einzelne, möglicherweise herabfallende Gesteinsblöcke im Firstbereich, sofern keine Sicherungsmaßnahmen ergriffen werden. Durch die Heftwirkung der Anker bleibt der Bruchkörper mehr oder minder in seiner Lage, so daß weitere Bruchprozesse nicht initiiert werden. Aber die kleinen, einzelnen kritischen Gesteinsblöcke, die nicht von der Heftwirkung erfaßt werden, fallen ungeachtet des Ankerns dennoch in den Hohlraum hinein.

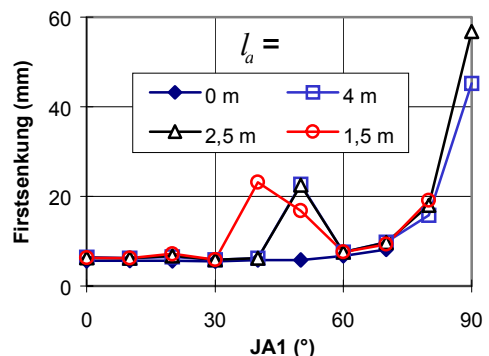


Abbildung 8-6
Abhängigkeit der Firstsenkung vom Trenflächenfallwinkel $JA1$ bei einer Systemankerung

Die Fixierung von Platten und Bänken in der Firste an deren Hangendem wurde deutlich nachgewiesen. In Abbildung 8-7a wird ein Zwischenzustand für eine ungesicherte Tunnelröhre bei einer horizontalen Trenflächenschar gezeigt (s.

auch Abbildung 6-22c). Die Bänke in der Firste werden, nachdem die unterstützenden Blöcke auf einer Seite herabgefallen sind, als einseitig eingespannte Stäbe infolge der Schwerkraft durchgebogen und durchgebrochen. Wenn jedoch nach dem Ausbruch der Hohlraumkontur rechtzeitig Anker ($l_a = 2,5$ m) installiert werden, dann binden die Anker die Bänke an deren Hangendem, verhindern den Prozeß eines solchen Versagens und führen schließlich zu einem standfesten Endzustand (Bilder b und c der Abbildung 8-7).

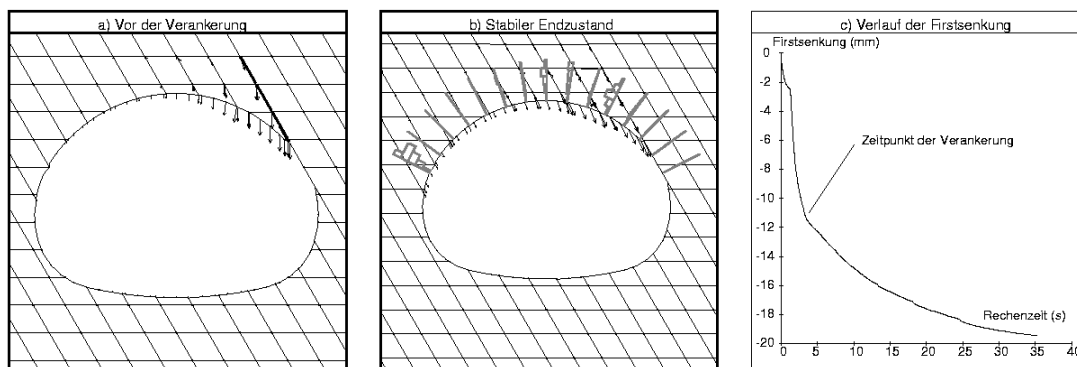


Abbildung 8-7
Beispiel für die Heftwirkung der Anker
auf Platten und Bänke in der Tunnelfirste

Die Heft- oder Nagelwirkung von Ankern kann ebenfalls durch den berechneten zeitlichen Verlauf der Firstsenkung verdeutlicht werden (Abbildung 8-8a). Nach dem Ausbruch verschiebt sich z. B. ein Gitterpunkt (eines Gesteinsblocks) in der Firste zunächst mit sehr großer Geschwindigkeit abwärts in den Hohlraum. Ein sodann eingebauter Anker verbindet diesen Gitterpunkt mit den dahinter befindlichen hangenden Zonen, verschiebt den Gesteinsblock um ein gewisses Maß „zurück“, und es bildet sich im Firstbereich ein komplexer Gewölbering, bestehend aus einzelnen Gesteinsblöcken und den Ankerstäben. Der stabile Endzustand des Systems ist in Abbildung 8-8b dargestellt. Die Ankerbelastung (Zugkraft) in der Firstmitte ist auffällig größer als anderswo.

Die Verbesserung des sekundären Spannungszustandes durch die Verankerung ist sehr deutlich. In Abbildung 8-9 sind für einen untersuchten Fall drei verschiedene Spannungszustände dargestellt. Die Entspannungszonen im sekundären Spannungszustand (Bild a), in denen die Beträge und der Umfang der Zugspannungen deutlich groß sind, gefährden die Standfestigkeit des Hohl-

raums. Eine Verankerung ohne Vorspannung verbessert diese Situation schon wesentlich (Bild b) und eine Vorspannung der Anker würde die Zugspannungszonen beinahe eliminieren (Bild c). Ein Gewölbering aus Gesteinsblöcken und Ankerstäben (plus Vorspannung) würde im letzteren Falle formiert und die Eigentragfähigkeit des Gebirges so besser zur Entfaltung gebracht werden.

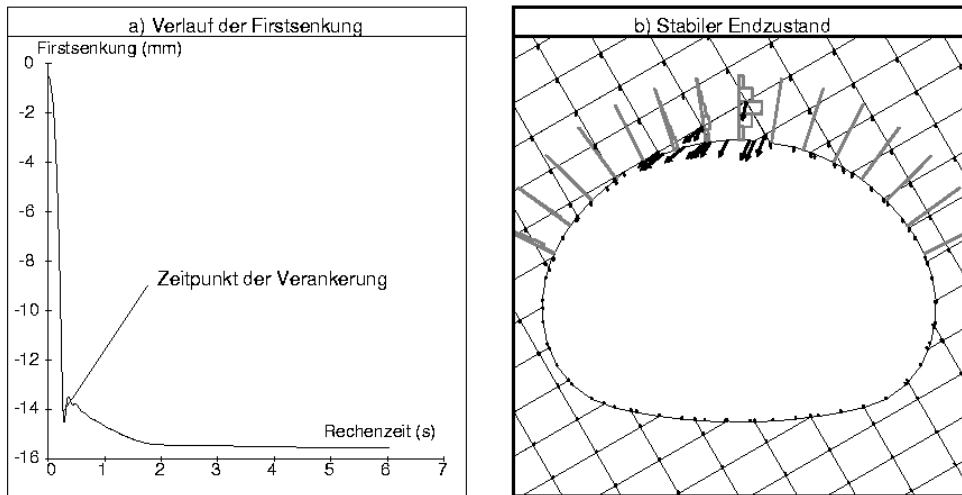


Abbildung 8-8
Beispiel für die Heftwirkung der Anker
bei einem Bruchkeil

Zu kurze Anker sollten nicht gewählt werden, denn „eine Bewegung bei kurzen Ankern macht schon im Vergleich zur Ankerlänge einen großen Betrag aus, der zur Überbeanspruchung führt“ (Müller 1978). Die eigenen Untersuchungen weisen nach, daß zu kurze Anker nicht zur Sicherung des geklüfteten Gebirges geeignet sind. Die Ursache hierfür liegt darin, daß solche zu kurzen Anker nicht als Nägel wirken können und die bindende Wirkung auf die Gesteinsblöcke zu gering ist, da die Abmessungen der Bruchkeile oder der in den Hohlraum hereinfallenden Bereiche die Ankerlänge übersteigen können (s. Abbildung 8-5). Die kurzen Anker werden andererseits aber nicht so häufig überbeansprucht wie die längeren Anker. Es kann deshalb zutreffen, daß kurze Anker bei dünnplattiger Gebirgsstruktur als Hauptsicherungsmaßnahme oder bei lokaler Auflockerung als Hilfssicherungsmaßnahme geeignet sind.

Die in den eigenen Untersuchungen nachgewiesenen Versagensformen des durch Anker gesicherten Hohlraums können zusammenfassend wie folgt dargestellt werden: Versagen der Anker durch Überbeanspruchung kann einerseits

auftreten, wenn die Scher- und Zugbelastungen zu groß sind, obwohl die Sicherungswirkung der Anker durch eine genügende Länge gut entfaltet wird. Der Hohlraumausbruch selbst kann andererseits ohne die Wirkung der Anker gefährdet werden. Die Existenz der Anker allein kann Gesteinsblöcke mitunter überhaupt nicht fixieren, und zwar dann, wenn die Anker zu kurz sind oder/und zu weit voneinander entfernt sind. Die Dimensionierung der Ankerung sollte praktisch nach den Tunnelabmessungen, dem Grundspannungszustand und den mechanischen Eigenschaften des Gebirges, vor allem aber auch nach den Abmessungen der Gesteinsblöcke bzw. der Netzdichte der Trennflächen sowie der Breite der möglichen Auflockerungszone erfolgen.

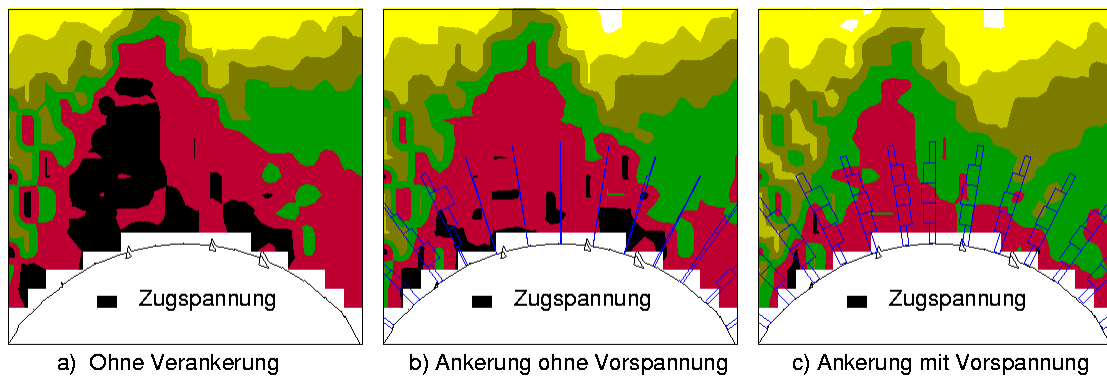


Abbildung 8-9

Verbesserung des sekundären Spannungszustandes
durch Ankerung ohne und mit Vorspannung

8.3 Spritzbetonschalen

8.3.1 Allgemeines

Die bekannten Vorteile von Spritzbeton als Felssicherungsmethode sowie die Fortschritte bei Materialien, Ausrüstungen und Anwendungsverfahren haben ihn zu einer sehr wichtigen Sicherungsmaßnahme im modernen Untertagebau werden lassen. Das technische Merkmal von Spritzbeton besteht darin, daß ein mit einem Abbindebeschleuniger versehener Beton von 15 mm bis 25 mm Größtkorn in einer Dicke von 2 bis 15 cm (möglich sind zur Zeit Dicken bis 30 cm) auf die freigelegte und vorgesäuberte Gebirgsoberfläche aufgebracht wird und dadurch diese versiegelt, vor Auflockerung bewahrt und später, nach seinem Abbinden, abstützt. Die zeitliche und räumliche Unmittelbarkeit, eine hohe Betonqualität und der innige Verbund des Betons mit dem Gebirge erlauben es,

die als Verbau aufgebrachte Spritzbetonschale unter bestimmten Voraussetzungen (z. B. bei fehlender Betonaggressivität in Grundwasser und Gebirge) auch gleich als einen Teil der endgültigen Auskleidungsmaßnahmen zu berücksichtigen.

Von einer Spritzbetonsicherung sind folgende Wirkungen bekannt:

- Verhinderung von Steinfällen aus der Kontur (Arbeitsschutzerfordernis),
- Versiegelung und damit Verhinderung einer allgemeinen Auflockerung der Hohlraumkontur und der umgebenden Gebirgszone und
- Verhinderung des Eindringens von Luftfeuchtigkeit in Hohlraumkonturen, die dadurch zum Quellen oder Zerfallen neigen könnten.

Eine Spritzbetonschale, besonders eine dünne, wirkt zwar selbst unterstützend, hauptsächlich verbessert sie aber die Eigentragfähigkeit des Gebirges, was einer der Grundideen der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise entspricht.

Gegenwärtig sind verschiedene Ausführungsarten von Spritzbeton in Anwendung: Trocken- und Naßspritzverfahren, Spritzbeton mit Stahlfaserbewehrung sowie Spritzbeton mit Bewehrung aus Baustahlgittermatten.

Im folgenden wird nur auf die selbst gewonnenen Ergebnisse Bezug genommen, die durch rechnerische Realisierung eines Spritzbetons, der ebenso auch ein Gußbeton sein könnte, erzielt wurden; dabei gilt den Wechselwirkungen zwischen Spritzbeton und Gebirge sowie einer zweckmäßigen Dimensionierung der Spritzbetonschalen das Hauptaugenmerk.

8.3.2 Anwendung des Vollaushubs

Es wird angenommen, daß die Tunnelröhre im Vollaushub aufgeföhren wird und die Spritzbetonsicherung nur aus einer einzigen Schale besteht, die sowohl vorläufiger Ausbau als auch definitive Auskleidung sein soll. Die wichtigsten Kennwerte (Druckfestigkeit, Adhäsion zwischen Spritzbeton und Gebirge, Zugfestigkeit und Schrumpfmaß) können Qualität oder Eigenschaften des Spritzbetons charakterisieren. Wie für andere Materialien auch, kann die Festigkeit

des Spritzbetons im Programm UDEC problemlos berücksichtigt werden. Die Adhäsion an der Gebirgsoberfläche ist im allgemeinen ein wichtiger Parameter. Im Programm UDEC wird sie so behandelt, daß die Kontaktfläche zwischen Spritzbeton und Gebirge genau so wie eine (Gebirgs-)Trennfläche betrachtet wird. Im verwendeten Modell wird eine Spritzbetonsicherung mit Parametern, wie in Tabelle 8-2 aufgeführt, berücksichtigt.

Tabelle 8-2 Parameter der Spritzbetonschale im Rechenmodell

Schalendicke d_s (m)	0,15 - 0,6
Dichte γ_s kg/m ³	2500
E-Modul E_s (GPa)	21
Querdehnungszahl ν_s	0,15
Streckgrenze σ_{ts} (MPa)	20
Druckfestigkeit σ_{ds} (MPa)	40
Restzugfestigkeit σ_{rs} (MPa)	10
Normalsteifigkeit der Kontaktfläche k_{ni} (GPa/m)	90
Schersteifigkeit der Kontaktfläche k_{si} (GPa/m)	20
Reibungswinkel der Kontaktfläche φ_i (°)	22
Kohäsion der Kontaktfläche c_i (MPa)	0,36
Zugfestigkeit der Kontaktfläche σ_{ii} (MPa)	0,5

Entsprechend der Konstruktion der Tunnelröhre wird zunächst eine Dicke der Betonschale von 0,6 m angenommen, was als Gußbeton üblich ist, aber als Spritzbeton im Tunnelbau ein extremer Fall wäre. Der Untersuchungsverlauf erfolgt so realitätsnah, daß nach dem Vollausbuch und mehreren nachfolgenden Berechnungszyklen die Ausbauelemente eingebracht werden. Das Ergebnis: In allen in den Abbildungen 6-3 und 6-4 zusammengestellten Fallwinkel- und Abstandsfällen ist der Hohlraum standfest.

Die vorgenannten Berechnungen wurden mit den gleichen Festigkeitskennwerten, jedoch Dicken der Spritzbetonschale von 0,25 m, 0,2 m sowie 0,15 m wiederholt. Trotz der großen Verschiebungen des Gebirges und der Spritzbetonschale bei größerer Überlagerung war der Hohlraum in diesen Fällen ebenfalls standfest. In extrem ungünstigen Fällen, z. B. bei einer Überdeckungsmächtigkeit von 50 m, Trennflächenabständen von jeweils 2 m, $\alpha_1 = 54^\circ$, $\alpha_2 =$

-80°, Festigkeitskennwerten $\sigma_{ts} = 4$ MPa, $\sigma_{rs} = 8$ MPa und $\sigma_{ds} = 16$ MPa (m8w1t6_80) oder bei gleicher Überdeckungsmächtigkeit und gleichen Trennflächenabständen, aber $\alpha_1 = 90^\circ$, $\alpha_2 = -60^\circ$, $\sigma_{ts} = 6$ MPa, $\sigma_{rs} = 12$ MPa und $\sigma_{ds} = 24$ MPa (m8w1t7_90), werden instabile Endzustände erzielt.

In den letzteren Fällen tritt zwar kein Versagen des Spritzbetons selbst auf; die Kontaktfläche zwischen Spritzbetonschale und Gebirge wird aber in vielen einzelnen Fällen überbeansprucht. In manchen Fällen ist die Scherfestigkeit sogar auf der gesamten Kontaktfläche erschöpft. Das heißt, die Haftungswirkung des Spritzbetons ist in diesen Untersuchungen noch nicht entfaltet, was wiederum auf die niedrigen Festigkeitsparameter für die Kontaktfläche zwischen Spritzbetonschale und Gebirge zurückzuführen ist. Auch wenn günstigere Kennwerte, z. B. $\varphi_i = 50^\circ$, $c_i = 8$ MPa und $\sigma_{ii} = 2$ MPa, dafür angesetzt werden, können Überbeanspruchungen im Firstbereich nicht absolut vermieden werden.

Der Einfluß der Spritzbetonschale auf die Verschiebung des Gebirges ist nicht deutlich zu erkennen. Die berechneten Ergebnisse der Verschiebung der (Spritz-)Betonschale in Abhängigkeit von Fallwinkel der ersten Trennflächenschar sind in Abbildung 8-10 in Form eines Diagramms dargestellt. Die dort verwendeten Fallgruppen sind auf der Basis der Fallgruppe m7w1 abgeleitet worden. Trotz der in Abbildung 8-10 dokumentierten deutlichen Variierung der Schalendicke ändert sich die Firstsenkung nicht signifikant. Die Ursache für den Sprung der Verschiebung in einzelnen Fällen besteht in demselben Sachverhalt, wie im Abschnitt 8.2 bei der Ankersicherung bereits vorgestellt wurde: auch die (Spritz-)Betonschale kann eine weitere Verschiebung des Gesteinsblocks oder des Bruchkeils zwar verhindern, aber bereits eingetretene Verschiebungen nicht „zurückschieben“.

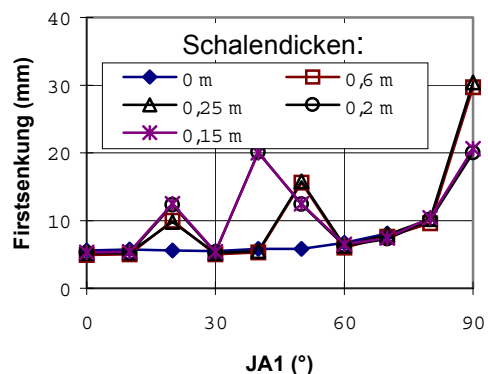


Abbildung 8-10
Berechnete Ergebnisse zur Abhängigkeit der Firstsenkung vom Trennflächenfallwinkel JA1 bei Anwendung von Spritzbeton

8.3.3 Simulation der Bauzustände mit Spritzbetonschalen

Da der Ausbruchsquerschnitt der Tunnelröhre im Referenzbeispiel relativ groß (ca. 150 m²) ist, erfolgt der Ausbruch praktisch entweder im „Kalottenvortrieb“ oder im „Ulmenstollenvortrieb“. Der Ausbruch beeinflusst zunächst die Entwicklung der Spannungsumlagerung im Gebirge und sodann die Standsicherheit der ungesicherten Tunnelröhre (s. Abschnitt 6.5). In der Realität spielt der vorläufige Ausbau mit der endgültigen Tunnelauskleidung zusammen. Beispielsweise bleibt beim Ulmenstollenvortrieb ein wesentlicher Anteil der provisorischen Spritzbetonschale im Stollen auch nach dem Ausbruch der Kalotte immer noch stützend wirksam (Abbildung 8-11). In UDEC ist allerdings die Simulation für diese Strategie bislang noch nicht gelungen. Normalerweise wird der Spritz- oder Ortbeton durch Strukturelemente simuliert. Beiderseitig ohne Kontakte mit dem „Nebengestein“ oder mit anderen Strukturelementen können diese Strukturelemente jedoch numerisch nicht allein stehen. Praktisch müssen bei der Simulation des Ausbruchs die zwischenzeitlich „nackt“ stehenden Strukturelemente gelöscht werden, ehe weitere Zyklen durchgeführt werden können.



Abbildung 8-11
Ulmenstollenvortrieb
(nach Braun & Wenner, 1999)

Außerdem besteht eine weitere numerische Schwierigkeit bei der Simulation der Bauzustände von Spritzbetonschalen. Die Verknüpfung zwischen Enden der älteren und solchen der neuen Strukturelemente in UDEC kann noch nicht voll automatisch erfolgen, besonders wenn eine Schale aus mehreren Bauzuständen entsprechenden Anteilen zusammengesetzt wird. Nach mehreren Programmkorrekturen durch Itasca kann jetzt dieses Problem durch FISH-Funktionen* überwunden werden.

* FISH ist die UDEC begleitende Programmiersprache, mit der durch Zu- und Eingreifen der Berechnungsdaten die Analysenprozesse, Parameteränderungen, Darstellungen u. a. gut kontrolliert werden können (Itasca 1996).

Ein alternatives Näherungsverfahren für die Simulation der Spritzbetonschale besteht darin, bei der Vernetzung (Erzeugung der Trennflächen) im voraus das Modell nach der Geometrie der Spritzbetonschale zu diskretisieren, und danach, jeweils durch Deaktivierung und Reaktivierung, den Ausbruch des Gebirges im Spritzbetonbereich und die Installation der Spritzbetonschale zu simulieren. Dabei tritt eine Schwierigkeit bezüglich des Einsetzens der Kennwerte für Festigkeit und Steifigkeit von Trennflächen im Spritzbetonbereich auf, um die homogenen Eigenschaften des Spritzbetons wiederzugeben. Erstens sollen auf „Trennflächen“ im Spritzbetonbereich keine Scherbrüche auftreten; die Scherfestigkeitswerte von solchen „Trennflächen“ müssen identisch mit denjenigen für den Spritzbeton sein. Zweitens müssen die Steifigkeiten auf Trennflächen in diesem Bereich den Steifigkeiten des Spritzbetons (der „Trennflächenwandungen“) entsprechen. Nach P. Kulatilake *et al.* (1992) sollte das Verhältnis G/k_s zwischen 0,008 und 0,012 m gewählt werden und das Verhältnis k_n/k_s dem von E/G entsprechen. Aber die Berechnungsdauer für entsprechende Untersuchungen würde wegen des großen Unterschieds von G und k_s deutlich vergrößert werden. Auf diesen Gründen wurden die Steifigkeitswerte im Spritzbetonschalenbereich wie in Tabelle 8-3 angenommen und dadurch wurden mit den mit dem UDEC-Modell erhaltenen Ergebnissen übereinstimmende Ergebnisse erzielt. Bei diesem Verfahren können die provisorischen, nach dem Ausbruch der Ulmen und Kalotten immer noch stützend mitwirkenden Spritzbetonschalenanteile numerisch simuliert werden, aber die Vorteile der in UDEC eingebauten Modelle für die Spritzbetonschale dann nicht mehr gewährleistet werden und die Berechnungen selbst werden komplizierter. Deshalb werden an dieser Stelle nur die Ergebnisse von zwei, mit diesem Näherungsverfahren berechneten Beispielen bei einem Kalotten- und einem Ulmenstollenvortrieb wiedergegeben und mit den Ergebnissen, die mit dem in UDEC eingebauten Modell erzielt werden, verglichen. Die in diesem Abschnitt verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 8-3 zusammengestellt.

8.3.3.1 Kalottenvortrieb

a) Anwendung des in UDEC eingebauten Modells der Strukturelemente

Die Bilder in Anlage 2 zeigen die für einem Kalottenvortrieb mit dem in UDEC

eingebauten Modell der Strukturelemente für Spritzbeton- oder Stahlbetonschalen berechneten Ergebnisse (ausgewählt für jeden Bauzustand Hauptspannungen, Schubverschiebungen auf Trennflächen mit Plastizierung des Gesteins und Verschiebungsvektoren).

Tabelle 8-3 Materialparameter bei der Simulation der Bauzustände

Parameter	Gestein/ Trenn- flächen	Spritzbeton	
		UDEC- Modell	De- & Reaktiv.
Schalendicke d_s (m)		0,15 – 0,6	0,15 – 0,6
Dichte γ (kg/m ³)	2600	2500	2600
E-Modul (GPa)	4,0	21	40
Querdehnungszahl ν	0,21	0,15	0,21
Streckgrenze σ_{ts} (MPa)		20	
Druckfestigkeit σ_{ds} (MPa)		40	
Restzugfestigkeit σ_{rs} (MPa)		10	
Kohäsion c (MPa)	0,4		2
Innerer Reibungswinkel φ (°)	45		45
Zugfestigkeit σ_t (MPa)	0,2		1
Normalsteifigkeit der Trenn- o. Kontaktfläche (GPa/m)	2,3	23	23
Schersteifigkeit der Trenn- o. Kontaktfläche (GPa/m)	1,6	16	16
Reibungswinkel der Trenn- o. Kontaktfläche (°)	35	60	60
Kohäsion der Trenn- o. Kontaktfläche (MPa)	0,1	5	5
Zugfestigkeit der Trenn- o. Kontaktfläche (MPa)	0	1	1

Bauzustand 1

Im ersten Bauzustand wird der Kalottenbereich der Tunnelröhre ausgebrochen. Schon nach 1000 Zyklen erfolgt die Spannungumlagerung und es ergeben sich Zugspannungen sowie Zugversagen in Zonen, in denen die Zugspannung die Zugfestigkeit erreicht, große Schubverschiebungen auf Trennflächen und große Verschiebungen im Firstbereich. Bild a1 stellt die Schubverschiebungen auf Trennflächen und die Plastizierung dar, Bild a2 die Spannungumlagerung und Bild a3 die Verschiebungsvektoren. Die Plastizierung des Gesteins erfolgt

im ausbruchskonturnahen Bereich, an den Stößen der Kalotte erscheint eine Scherüberbeanspruchung, in der Firste und Sohle ein Versagen der Zugfestigkeit. Die Schubverschiebungen auf Trennflächen im Firstbereich und die Firstsenkung treten mit ca. 17 mm auf. Die Sohlenhebung beträgt ca. 3 mm. Aus den Bildern a1 und a3 kann entnommen werden, daß sich in diesem Bauzustand potentielle Bruchkeile ergeben, die in den Hohlraum herabfallen würden, wenn keine Sicherungsmaßnahmen getroffen werden.

Bauzustand 2

In diesem Bauzustand wird eine provisorische, teilweise auch definitive Spritzbetonschale mit einer Dicke von 0,25 m eingebracht (Bilder b1 bis b3). Einige neue plastische Zonen treten auf; manche ehemals plastische Zonen sind jetzt im elastischen Spannungszustand, die Schubverschiebungen auf Trennflächen und die Firstsenkung entwickeln sich geringfügig weiter.

Bauzustand 3

In diesem Bauzustand erfolgt der Hohlraumausbruch im Strossen- und im Sohlbereich; dabei wird gleichzeitig eine provisorische Spritzbetonschale des vorangegangenen Kalottenausbruchs beseitigt. Die Gebirgsspannungen werden um die endgültigen Ulmen weiter umgelagert (Bild c2), der Bereich der großen Verschiebungen und der Schubverschiebungen auf Trennflächen wird vergrößert und reicht im Firstbereich mit etwa zwei Dritteln der Ausbruchshöhe weit in das Gebirge hinein (Bilder c1 und c3). Der Betrag der Firstsenkung erreicht nun 20 mm. Die überbeanspruchten Zonen befinden sich in den konturnahen First- und Sohlbereichen (Bild c1).

Bauzustand 4

Die Spritzbetonaußenschale wird in diesem Bauzustand zu einem geschlossenen Gewölbe vervollständigt. Weitere plastische Zonen treten auf (Bild d1), aber der Widerstand des Spritzbetons verbessert auch den Spannungszustand im konturnahen Bereich (Bild d2) und verhindert sowohl weitere Plastizierung und als auch weitere Verschiebungen und Schubverschiebungen auf Trennflächen (Bild d3).

Bauzustand 5

In diesem Bauzustand wird eine Betoninnenschale mit einer Dicke von 0,6 m installiert und die Berechnung bis zu einem ausgeglichenen Zustand (Endzustand) durchgeführt. In der Praxis wird eine Hautabdichtung zwischen Spritzbetonaußen- und der Gußbetoninnenschale angeordnet. Die größten sekundären Hauptspannungen befinden sich vertikal an den Ulmen der Tunnelröhre (Bild e2). Die Plastizierung des Gesteins entwickelt sich nach der Einbringung der Innenschale nicht mehr weiter (Bild e1, vgl. mit dem Bild d1), und die Schubverschiebungen auf Trennflächen sowie die Gesamtverschiebungen wachsen nur geringfügig (Bild e3).

Die Innenschale wirkt hauptsächlich als erweiterte Sicherheitsreserve. Ein Vergleich der Bilder f1 – f3 mit den Bildern e1 – e3 kann das verdeutlichen. In den Bildern f1 – f3 wird der berechnete Endzustand für den Fall ohne Innenschale dargestellt. Dabei sind die Spannungen erhöht, aber die Plastizierung des Gesteins unterscheidet sich von der für den Fall von zwei Schalen nicht stark und die Schubverschiebungen auf Trennflächen sowie die Gesamtverschiebungen sind nur wenig größer als diejenigen im Fall von zwei Schalen. Die rechnerisch zeitlichen Verläufe der Firstsenkung bzw. der Sohlenhebung können dies belegen (Abbildung 8-12). Aus den beiden Diagrammen a und b kann entnommen werden, daß die maximale Firstsenkung bei der Ausführung mit zwei Schalen (18,0 mm) nur wenig kleiner als diejenige bei der Ausführung mit einer einzelnen Schale (18,8 mm) und auch nur wenig größer als die Firstsenkung zum Zeitpunkt des Einbringens der Innenschale (17,0 mm) ist; die maximalen Sohlenhebungen sind in den drei Fällen beinahe identisch.

Die Verteilungen der Normalkräfte für den Fall „Zwei Schalen“ sind in Abbildung 8-13a skizziert. Der größte Wert für Normalkräfte in der Außenschale (0,64 MN/m) beträgt mehr als das Zweifache des entsprechenden Wertes für die maximale Normalkraft der Innenschale (0,30 MN/m). Demgegenüber ist derselbe Wert bei dem Fall „Einzelne Spritzbetonschale“ mit 0,66 MN/m nur wenig größer als derjenige in der Außenschale im Fall „Zwei Schalen“ (Abbildung 8-13b).

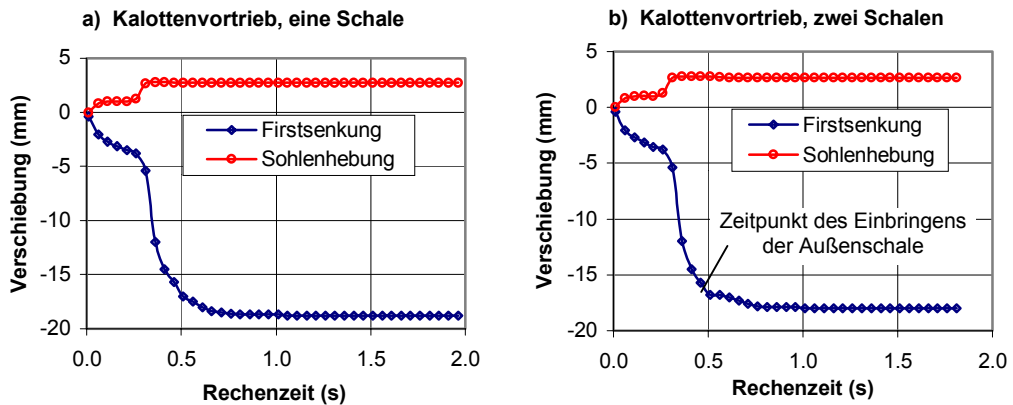


Abbildung 8-12

Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell für Strukturelemente

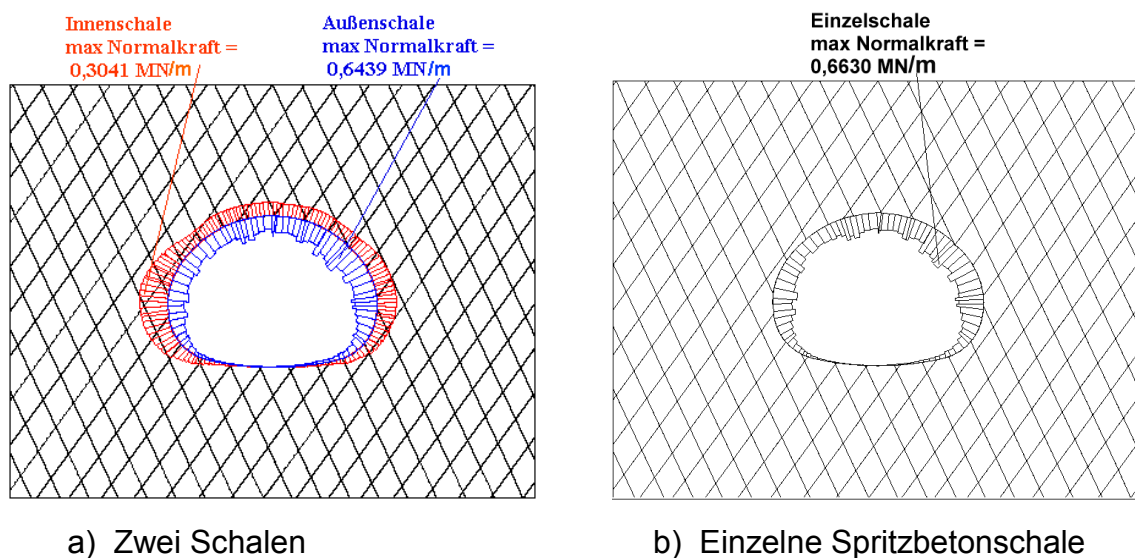
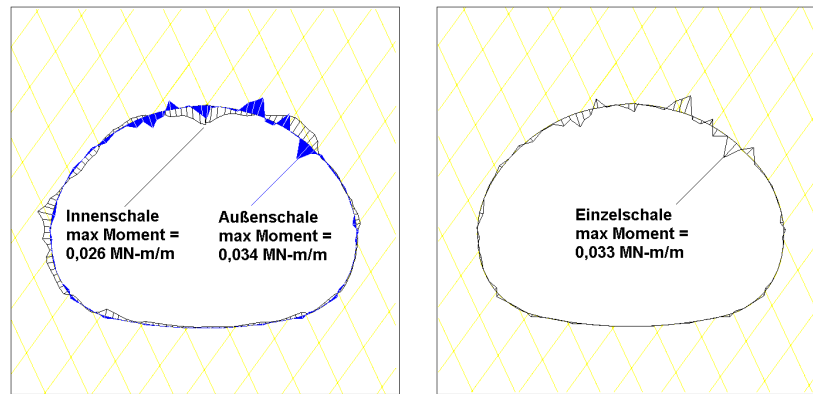


Abbildung 8-13

Normalkräfte in den Spritzbetonschalen

Werden die Momente in der Spritzbetonschale betrachtet, so erhält man für beide Fälle („Einzelne Schale“ und „Zwei Schalen“) ein ähnliches Ergebnis wie bei den Normalkräften (Abbildung 8-14). Die Werte sind im Firstbereich und im Übergangsbereich von Firste zu Ulmen (auch im linken Ulmenbereich der Innenschale) hoch; die größten Momentensprünge fallen ebenfalls in diese Bereiche. Der Unterschied zwischen den maximalen Momentenwerten in der Außenschale beim Fall „Zwei Schalen“ (0,034 MN·m/m) und denjenigen in der „Einzelnen Schale“ (0,033 MN·m/m) ist sehr gering.



a) Zwei Schalen

b) Einzelne Schale

Abbildung 8-14

Momente in den Spritzbetonschalen

Basierend auf den Schnittgrößen kann die Sicherheit der Spritzbetonschalen überschläglich wie folgt eingeschätzt werden: Die maximale Zugkraft und die maximale Druckkraft in der Spritzbetonschale im Fall „Einzelne Schale“ betragen jeweils 2,508 MPa/m und 3,828 MPa/m. Davon ausgehend erhält man einen Sicherheitsgrad S_S (der kleinste Wert von „Zugfestigkeit/Zugspannung“ und „Druckfestigkeit/Druckspannung“) von 4,0. Im Fall „Zwei Schalen“ betragen die maximale Zugkraft und die maximale Druckkraft in der Außenschale 2,624 MPa/m bzw. 3,904 MPa/m. Davon ausgehend erhält man einen Sicherheitsgrad von 3,8. Für die Gesteinssubstanz ergibt sich in beiden Fällen für diesen minimalen „Sicherheitsgrad“ S_G (Scherfestigkeit/Scherspannung) in einigen Zonen im konturnahen Ulmenbereich $1 < S_G < 2$ (Abbildung 8-15), obwohl in den First- und Sohlbereichen einige Zonen überbeansprucht wurden (Zugversagen).

Die Verschiebungen der Spritzbetonschalen in beiden Fällen sind in Abbildung 8-16 dargestellt. Die Verschiebungen der Innenschale gegenüber derjenigen der Außenschale sind sehr klein, und es ist erkennbar: Der maximale Wert der Verschiebung der Innenschale beträgt 1,8 mm, während derjenige der Außenschale 10,8 mm erreicht (Abbildung 8-16a). Die Verschiebungssprünge sind auf die Verschiebung nach dem Einbringen der Spritzbetonschale im Kalottenbereich, jedoch noch vor dem Einbringen der Spritzbetonschale im übrigen Bereich, zurückzuführen. Nachdem dann die Außenschale vervollständigt ist, werden weitere Verschiebungen verhindert. Im Fall „Einzelne Schale“ stimmt die Verschiebung der Spritzbetonschale mit derjenigen der Außenschale im Fall „Zwei Schalen“ überein.

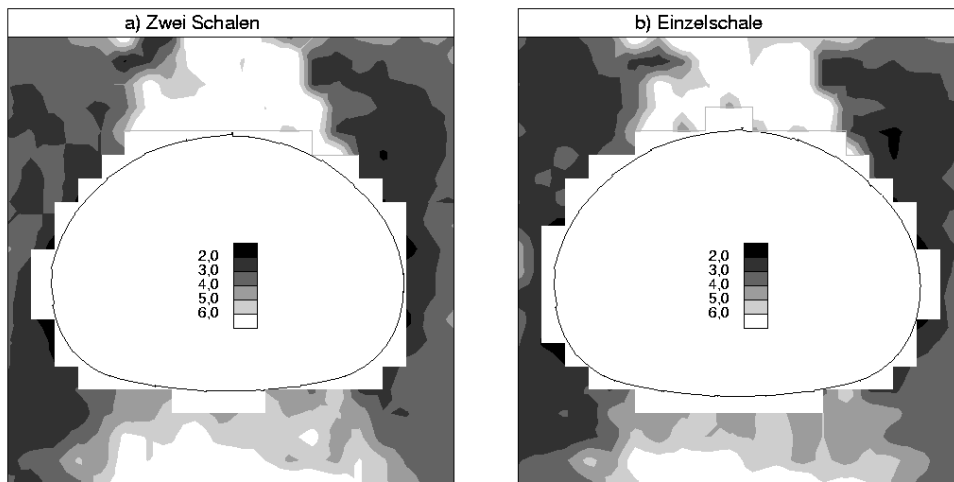


Abbildung 8-15
„Sicherheitsgrad“ der Gesteinssubstanz S_G im konturnahen Bereich (Werte größer als 6 werden nicht dargestellt)

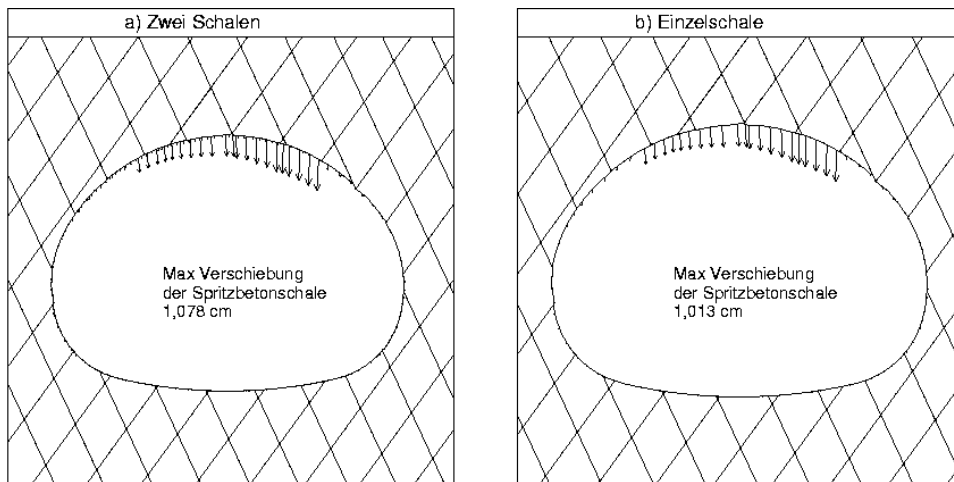


Abbildung 8-16
Verschiebungen der Spritzbetonschalen

b) De- und Reaktivierungsverfahren

In den Bildern der Anlage 3 werden die durch das bereits vorgestellte De- und Reaktivierungsverfahren ermittelten Bauzustände mit Spritzbetonschalen als Sicherungsmaßnahme dargestellt. Die erhöhten maximalen Werte der Ausgangsspannungen werden durch die erforderliche komplizierte Vernetzung der Trennflächen im Spritzbetonbereich verursacht (z. B. im ersten Bauzustand, Bild a2). Die Vorgänge der Spannungumlagerung, z. B. die Lage und der Umfang der Entspannungszonen, sind identisch mit denjenigen des in UDEC eingebauten Modells.

Die Konzentration der Spannungen in der Außenschale ist sehr deutlich zu erkennen (Bilder d2, e2 und f2). Die größten Druck- und Zugspannungen treten jeweils in Ulmenbereichen sowie in First- und Sohlbereichen der Außenschale auf. Im Innenschalenbereich sind die Spannungen deutlich kleiner als im Außenschalenbereich (Bild e2). Ein Vergleich der Bilder e2 und f2 in dieser Anlage mit den Bildern e2 und f2 in der Anlage 2 kann verdeutlichen, daß trotz der Konzentration der Spannungen in der Außenbetonschale die Spannungszustände im Gebirge in beiden Fällen überschläglich identisch sind.

In den konturnahen First- und Sohlbereichen des Gebirges ergeben sich mehrere Zonen, in denen die Zugfestigkeit übertroffen wurde. Im Firstbereich und in den Übergangsbereichen von Firste zu Ulme der Spritzbetonschale trat auch eine Plastizierung auf, obwohl das der seltene Fall ist (Bilder e1 und f1). Die Verteilung der überbeanspruchten Zonen in Gesteinsblöcken stimmt mit derjenigen im Falle des in UDEC eingebauten Modells überein (vgl. mit Bildern e1 und f1 in der Anlage 2).

Die Größe und die Verteilung der Verschiebungsvektoren im Gebirge sind ebenfalls mit denen im Fall der Anwendung des in UDEC eingebauten Modells vergleichbar (vgl. Bilder e3 und f3 in den Anlagen 2 und 3). Der Sprung des maximalen Wertes bei dem De- und Reaktivierungsverfahren ist auf die große Verschiebung eines einzelnen „Blockes“ in der Außenschale zurückzuführen. In diesem Fall sind jedoch große Schubverschiebungen auf „Trennflächen“ im Spritzbetonbereich bemerkenswert. Die Firstsenkung und die Sohlenhebung (vom Gebirge aus) sind ein wenig kleiner als die entsprechenden Werte im Fall der Anwendung des in UDEC eingebauten Modells (Abbildung 8-17, vgl. Abbildung 8-12).

Bei diesem Verfahren können die „Sicherheitsgrade“ sowohl von der anstehenden Gesteinssubstanz als auch vom Spritzbeton durch UDEC direkt dargestellt werden (Abbildung 8-18). Die minimalen Sicherheitsgrade von 3 bestehen in der Außenschale, und zwar in den Ulmenbereichen und im Übergangsbereich von Firste zu Ulme, was mit dem Fall der Anwendung des in UDEC eingebauten Modells übereinstimmt. Deutlich ist jedoch, daß nur in wenigen Zonen

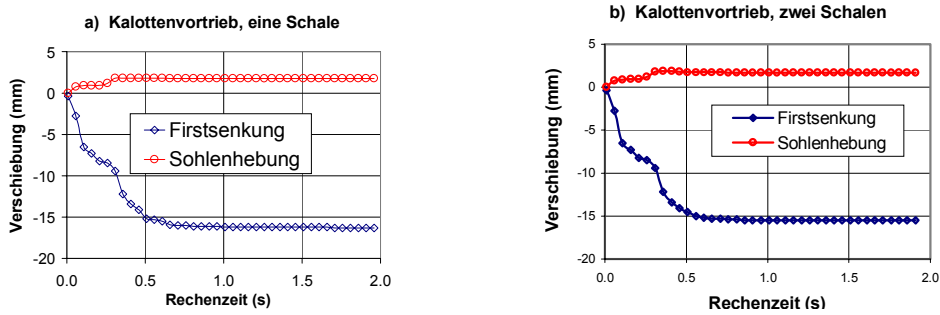


Abbildung 8-17

Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung im Falle von einer und von zwei Betonschalen, ermittelt mit dem dem De- und Reaktivierungsverfahren für einen Kalottenvortrieb

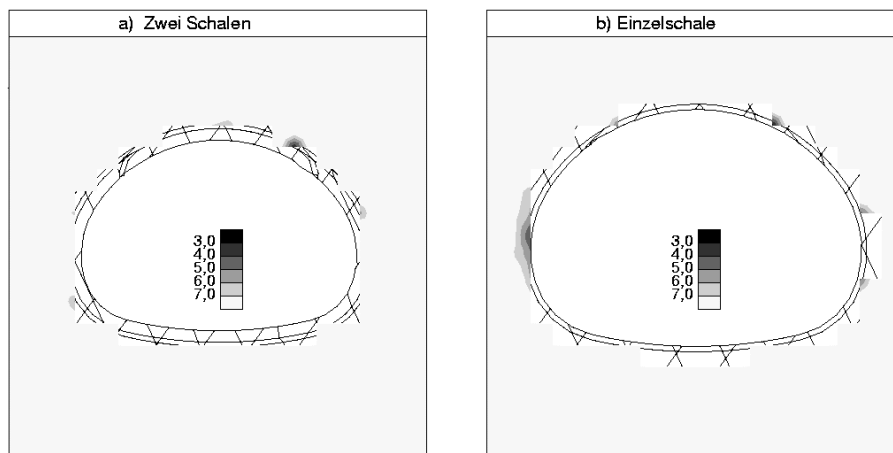


Abbildung 8-18

Sicherheitsgrad von Spritzbeton und Gestein beim De- und Reaktivierungsverfahren (Werte größer als 7 werden nicht dargestellt)

Spritzbeton und Gestein einen niedrigen „Sicherheitsgrad“ besetzen, in den meisten Bereichen von Spritzbeton und Gestein jedoch ein Sicherheitsgrad über 7 dominiert.

An dieser Stelle muß hervorgehoben werden, daß in einem Gebirge aus Festgesteinen das Bruchverhalten (und das Verschiebungsverhalten) hauptsächlich durch die Trennflächen dominiert wird. Obwohl die Gesteinssubstanz einen hohen Sicherheitsgrad besitzt, können die Trennflächen bereits überbeansprucht sein und große Schubverschiebungen (Gleiten) erlebt haben. Und genau dies ist der Fall bei den eigenen Untersuchungen. In Abbildung 8-19 werden die Schubverschiebungen auf Trennflächen (s. auch Bilder e1 in den Anlagen 2 und 3) und die sich an der Scherfestigkeitsgrenze befindenden Trennflächen für

den Fall „Zwei Schalen“ nach beiden Verfahren dargestellt. Die Trennflächen, auf denen die Scherfestigkeit nicht übertroffen zu sein scheint, konnten evtl. in irgendeinem vorangegangenen Bauzustand auch überbeansprucht werden. Z. B. der Bereich der Trennflächen im Grenzscherspannungszustand konnte größer als derjenige sein, der im Endzustand erzielt und in Abbildung 8-19 dargestellt wird. Die bei beiden Verfahrensweisen erhaltenen Ergebnisse bezüglich Bruch und Gleiten stimmen miteinander gut überein.

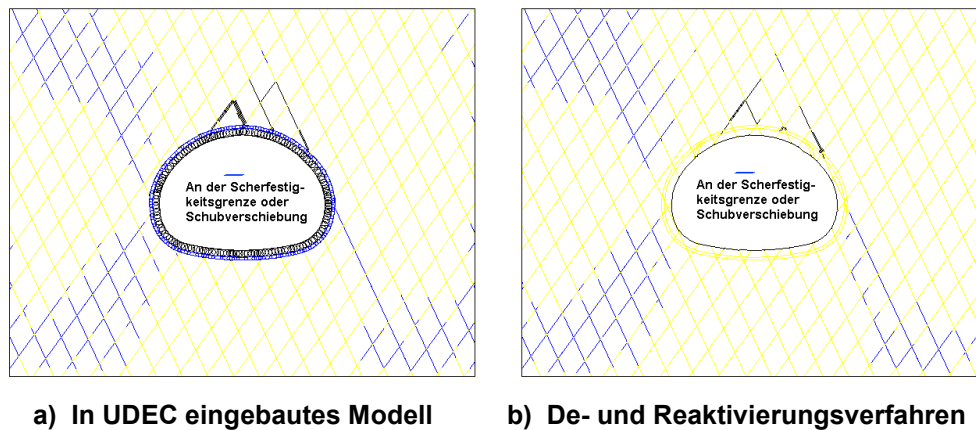


Abbildung 8-19
Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand bei einem Kalottenvortrieb

8.3.3.2 Ulmenstollenvortrieb

a) Anwendung des in UDEC eingebauten Modells der Strukturelemente

In Anlage 4 sind die Verschiebungsvektoren, die Scherverschiebungen auf Trennflächen mit Plastizierung im Gestein und die Hauptspannungszustände in jedem Bauzustand einer Tunnelröhre beim Ulmenstollenvortrieb dargestellt.

Bauzustand 1

Der linke Ulmenstollen wird ausgebrochen. Eine Umlagerung der primären Spannungen erfolgt nur in geringem Umfang. Die Entspannungsbereiche in der Firste und in der Sohle des Ulmenstollens sind ebenfalls klein. Gleichzeitig ist die Konzentration der Spannungen an den Stößen des Stollens auch nicht besonders ausgeprägt (Bild s1). Sowohl die Firstsenkung als auch die Sohlenhebung dieses Ulmenstollens beträgt jeweils nur 1 mm (Bild v1). Die größten Schubverschiebungen auf Trennflächen treten an den Stößen des Ulmenstollens mit 0,4 mm auf, es gibt keine Plastizierung im Gestein (Bild p1).

Bauzustand 2

Die Spritzbetonschale wird im linken Ulmenstollen eingebracht. Die Spannungen werden nur geringfügig weiter umgeleitet (Bild s2) und die Verschiebungen werden nicht vergrößert (Bilder v2 und p2).

Bauzustand 3

Der rechte Ulmenstollen wird ausgebrochen. Die Umlagerung der Spannungen erfolgt auch im nahen Bereich dieser Stollenkontur; eine Spannungskonzentration im Kern und in den Stößen sowie auch eine Entspannung in den First- und Sohlbereichen der beiden Ulmenstollen sind jetzt deutlich zu erkennen (Bild s3). In der Firste des rechten Ulmenstollens tritt ein sehr kleiner Block auf, der herabzufallen scheint. Die größte Verschiebung hat sich gegenüber dem ersten Bauzustand bereits verdoppelt. Aber die Verschiebungen im Firstbereich sind gleichmäßig (Bild v3). In der Sohle dieses Ulmenstollens tritt Plastizierung in zwei Zonen (Bild p3) auf.

Bauzustand 4

Die Spritzbetonschale des rechten Ulmenstollens wird installiert. Die Spannungsverteilung, der Plastizierungszustand und die Verschiebungen haben sich nur unbedeutend verändert (Bilder s4, p4 und v4).

Bauzustand 5

Die Kalotte der Tunnelröhre wird ausgebrochen. In diesem Bauzustand müssen die Spritzbetonschalen um den Kalottenbereich nur wegen des Erfordernisses der Stabilität des rechnerischen Prozesses gleichzeitig ausgebrochen werden, was der Realität nicht entspricht. Eine hohe Spannungskonzentration befindet sich im Bereich der endgültigen Ulmen des Tunnels und der maximale Wert der Hauptspannungen vergrößert sich um über 80% gegenüber dem Bauzustand 4. Nach dem Verlust der Unterstützung wird der Firstbereich (auch der Kern) stark entspannt, und die Zugspannungen in diesem Firstbereich erreichen ca. 0,2 MPa, was zum Versagen führen kann. Dieser Entspannungsbereich reicht bis zu einer Tiefe, die etwa 2/3 der Gesamttunnelausbruchshöhe entspricht, in den Firstbereich hinein (Bild s5). Dem entsprechend tritt ein großer Bruchkeil in der

Firste auf, dessen größte Schubverschiebung auf Trennflächen über 10 mm ist und dessen größte Verschiebung überhaupt 15 mm beträgt (Bilder p5 und v5). Im Kern, im Übergangsbereich von Kalotte zu rechtem Ulmenstollen und in Sohlennähe der beiden Ulmenstollen treten mehrere Zonen auf, die überbeansprucht sind (Bild p5).

Bauzustand 6

Der Firstanteil der Spritzbetonschale wird eingebracht, und die Verknüpfung mit den Enden der bereits seit dem Stollenvortrieb vorhandenen Schalen erfolgt durch eine zusätzliche FISH-Funktion. Die Tendenzen zur weiteren Entspannung und einer großen Verschiebung werden gestoppt (Bilder s6 und v6). In mehreren Zonen in der Firste tritt auch Plastizierung auf (Bild p6).

Bauzustand 7

Die Bereiche von Kern und Strosse werden ausgebrochen und mit umhüllenden Spritzbetonschalen versehen. Die Spannungskonzentration in den endgültigen Stößen ist nur geringfügig angewachsen, auch in der Sohle entsteht ein Entspannungsbereich (Bild s7). Durch die von dieser Entspannung verursachten Zugspannungen werden einige weitere Zonen in den oberen Bereichen beider Ulmenstollen überbeansprucht (Bild p7). Die Firstsenkung wächst geringfügig an und eine kleine Sohlenhebung tritt ebenfalls auf (Bild v7).

Bauzustand 8

Der Sohlenanteil der Spritzbetonschale wird eingebracht und die Verknüpfung der Schalenenden erfolgt wiederum durch Eingreifen mit einer FISH-Funktion in die Berechnungsdaten. Die Spritzbetonaußenschale ist nun komplett und kann ihre Stütz- und Sicherungswirkung gut entfalten. Die Veränderung des Spannungszustandes und der Plastizierung ist kaum erkennbar (Bilder s8 und p8). Die Firstsenkung hat sich ein wenig vergrößert (Bild v8), aber die Verschiebungsgeschwindigkeit inzwischen stark reduziert.

Bauzustand 9

Eine Ortbeton-Innenschale wird über die gesamte Tunnelkontur eingebaut und wirkt als eine weitere Sicherheitsreserve. In der Realität wird zwischen Außen-

und Innenschale eine Hautdichtung angeordnet. Ähnlich wie bei einem Kalottenvortrieb kann auch bei einem Ulmenstollenvortrieb die Tunnelröhre ohne Innenschale standfest sein und die Spannungsverteilung, die maximalen Schubverschiebungen auf Trennflächen und die maximalen Gesamtverschiebungen in beiden Fällen (ohne und mit Innenschale) unterscheiden sich nicht stark (Bilder s9, p9 und v9).

Vergleichsweise erhält man bei einem Ulmenstollenvortrieb kleinere Verschiebungen als bei einem Kalottenvortrieb (vgl. Bild v9 der Anlage 4 mit Bild v5 der Anlage 2). Die Firstsenkung und Sohlenhebung in diesem Falle betragen maximal jeweils 15,5 mm bzw. 1,7 mm, s. Abbildung 8-20 (vgl. mit Abbildung 8-12). In diesem Diagramm sind die kritischen Zeitpunkte, wie z. B. bei Ausbrüchen und Einbringungen der Schalen, deutlich erkennbar.

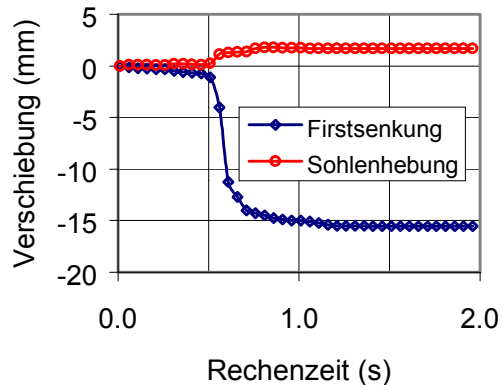


Abbildung 8-20
Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung mit Spritzbetonschalen bei einem Ulmenstollenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebautem Modell

Die Verteilung der Normalkräfte in Außen- und Innenschalen sind in Abbildung 8-21 skizziert. Die Werte in der Außenschale sind viel größer als die in der Innenschale; die größten Werte betragen 0,80 MN/m bzw. 0,13 MN/m. Im Sohlbereich der Schalen sind die Normalkräfte sehr klein, während sie in anderen Bereichen groß sind. Größe und Verteilung der Normalkräfte sind mit denjenigen, die für den Kalottenvortrieb ermittelten wurden, vergleichbar.

Werden die Momente in der Spritzbetonschale betrachtet, so erhält man die in Abbildung 8-22 dargestellten Ergebnisse. Die Werte sind im Firstbereich hoch und in den Übergangsbereichen von Firste zu Ulmen sowie von Ulmen zu Sohle befinden sich Momentensprünge. Die maximalen Werte in beiden Schalen sind jeweils 0,036 MN·m/m und 0,032 MN·m/m und stimmen so mit denjenigen, die für den Kalottenvortrieb ermittelt wurden, überein.

Entsprechend den vorgestellten Schnittgrößen kann die Sicherheit der Spritzbetonaußenschale näherungsweise wie folgt eingeschätzt werden: Die maximale Zug- und Druckkraft in der Spritzbetonaußenschale betragen 2,656 MPa/m bzw. 4,256 MPa/m. Basierend darauf erhält man einen Sicherheitsgrad von 3,8, was mit dem für den Kalottenvortrieb erhaltenen Ergebnis ebenfalls übereinstimmt. Die „Sicherheitsgrade“ der Gesteinssubstanz im konturnahen Bereich werden in Abbildung 8-23 dargestellt. Der minimale Wert ist in diesem Fall 3, d. h. größer als der für den Kalottenvortrieb erhaltene Wert.

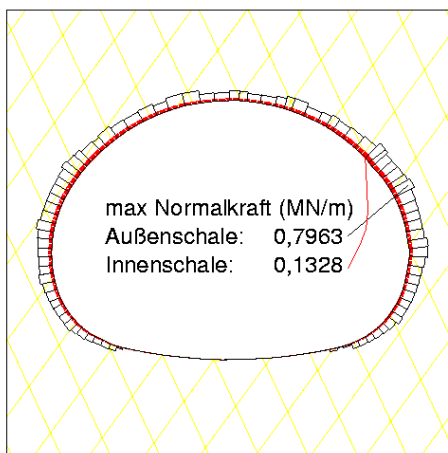


Abbildung 8-21
 Normalkräfte in
 den Spritzbetonschalen

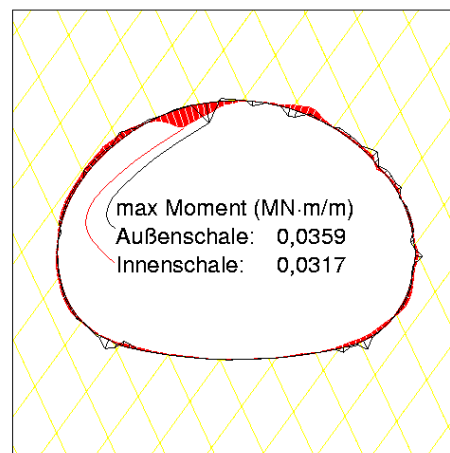


Abbildung 8-22
 Momente in
 den Spritzbetonschalen

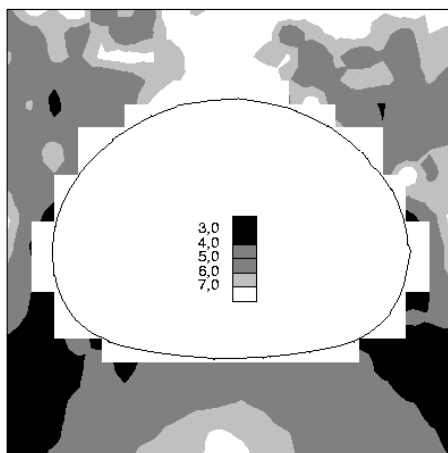


Abbildung 8-23
 „Sicherheitsgrade“ der
 Gesteinssubstanz

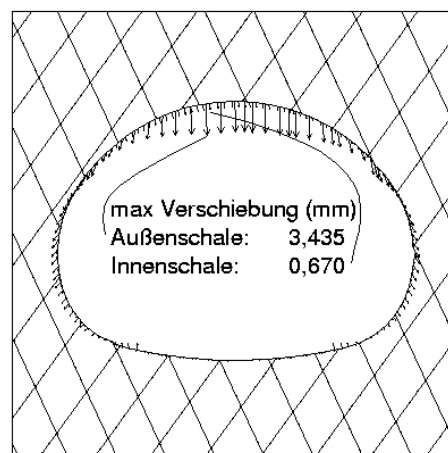


Abbildung 8-24
 Verschiebungen der
 Spritzbetonschalen

Der maximale Wert der Verschiebung der Spritzbetoninnenschale erreicht mit 0,67 mm nur 20% von dem der Außenschale (3,435 mm, s. Abbildung 8-24). Die höheren Werte sind zwar ebenfalls über der Firste lokalisiert, absolut aber viel geringer als die für den Kalottenvortrieb erhaltenen Werte (vgl. mit Abbildung 8-16).

Beim Ulmenstollenvortrieb sind die Ausbruchsvorgänge für die Umlagerung der Spannungen und für die Standfestigkeit des Gebirges und des Ausbaus günstiger als beim Kalottenvortrieb. Die Schubverschiebung auf Trennflächen in der Firste ist beim Ulmenstollenvortrieb geringfügig kleiner als beim Kalottenvortrieb (die maximalen Werte in beiden Fällen sind 1,078 cm bzw. 1,210 cm), und der Umfang, in dem sich die Trennflächen im Grenzscherspannungszustand befinden, ist sehr viel kleiner als beim Kalottenvortrieb, s. Abbildung 8-25 (vgl. mit Abbildung 8-19).

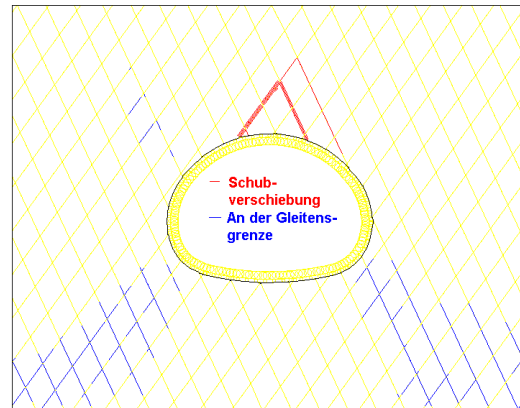


Abbildung 8-25

Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand beim Ulmenstollenvortrieb

b) De- und Reaktivierungsverfahren

In Anlage 5 sind die mit dem De- und Reaktivierungsverfahren erhaltenen Simulationsergebnisse der Bauzustände beim Ulmenstollenvortrieb mit Spritzbetonschalen dargestellt. Dabei sind, ebenso wie beim Kalottenvortrieb, die größten Ausgangswerte der Hauptspannungen geringfügig größer als die mit dem in UDEC eingebauten Modell erzielten Anfangswerte (Bild s1, Bauzustand 1, vgl. mit der Anlage 4). Die Ursache hierfür liegt ebenfalls in der Vernetzung der Trennflächen im Spritzbetonschalenbereich. Die maximalen bzw. minimalen Werte der Hauptspannungen treten nach dem Einbringen der Spritzbetonschale konzentriert im Spritzbeton auf. Diese Konzentration wächst sehr stark an, nachdem der Ausbruch der Kalotte stattgefunden hat und die provisorische Spritzbetonschale in beiden Bereichen von Kalotte zu Ulmen stützend wirksam geblieben ist (Bild s5, Bauzustand 5). Durch diese Spannungskonzentration

wird der Spritzbeton teilweise überbeansprucht, hauptsächlich im Kernbereich (Bild p5). Aber der noch verbliebene Spritzbetonschalenanteil wirkt so vorteilhaft, daß in den Sohlbereichen der beiden Ulmenstollen weniger Zugspannungen auftreten und daß weniger Zonen durch diese Zugspannungen überbeansprucht werden (Bild p5, vgl. mit Bild p5 der Anlage 4). Indem nacheinander die Spritzbetonschale in der Firste eingebracht, der Kernbereich zusammen mit den provisorischen Spritzbetonschalen ausgebrochen und der Sohlenanteil der Außenschale eingebaut worden ist, wird aus Spritzbeton und Gebirge ein Gewölbering formiert; die Umlagerung der Spannungen ist zu diesem Zeitpunkt beinahe abgeschlossen (Bilder s6, s7 und s8). Die größten Druck- und Zugspannungen in der Außenschale treten jeweils in Ulmenstoßbereichen bzw. in der Schale in First- und Sohlbereichen auf. Durch das Einbringen der Innenschale wird dieser Gewölbering verstärkt und die Sicherheitsreserve deutlich vergrößert; im Gebirge werden weniger Zonen überbeansprucht (Bild p9, vgl. Bild p9 der Anlage 4).

Die Schubverschiebungen auf Trennflächen und die Gesamtverschiebungen sind grundsätzlich analog zu denen, wie mit dem in UDEC eingebauten Modell erhalten. In den ersten 4 Bauzuständen treten große Verschiebungen in der Firste des linken Ulmenstollens auf. Vom Bauzustand 5 an sind die durch beide Methoden berechneten Verschiebungen und Schubverschiebungen in der Firste beinahe identisch (Bilder v9 und p9). Die Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung sind in Abbildung 8-26 dargestellt. Die Endwerte der Firstsenkung und Sohlenhebung sind mit 14,66 mm bzw. 1,56 mm auch kleiner als diejenigen, die mit dem in UDEC eingebauten Modell erhalten wurden.

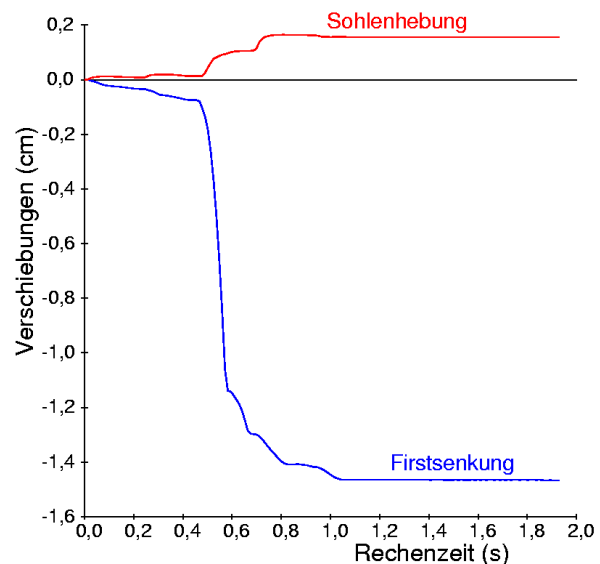


Abbildung 8-26
Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung beim Ulmenstollenvortrieb mit Spritzbetonschalen, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren

Die Vorteile des De- und Reaktivierungsverfahrens sind beim Ulmenstollenvortrieb deutlich zu erkennen. Erstens können durch diese Methode die Bauzustände einer Tunnelröhre mit Spritzbetonschalen realitätsnäher simuliert werden. Zweitens erweist sich die Wirkung der zeitweilig isoliert stehenden, provisorischen Spritzbetonschalen beim Ulmenstollenvortrieb als sehr bedeutsam. Drittens können die Beanspruchungen der Spritzbetonschalen und demzufolge auch die Sicherheitsgrade explizit dargestellt werden.

Bei einer expliziten Darstellung der „Sicherheitsgrade“ (Abbildung 8-27) sind die kritischen Stellen in der Spritzbetonaußenschale deutlich zu erkennen, und zwar befinden sie sich ebenfalls in den Ulmenbereichen und in den Übergangsbereichen von Firste zu Ulmen. Der minimale Wert beträgt 3 und ist damit kleiner als der mit dem in UDEC eingebauten Modell erhaltene Wert, was auf die von den Trennflächen verursachte Spannungskonzentration zurückzuführen ist.

Die Verteilung und die absolute Größe der Schubverschiebungen auf Trennflächen und auch der Bereich der sich im Grenzscherspannungszustand befindenden Trennflächen stimmen ebenfalls mit den Ergebnissen überein, die mit dem in UDEC eingebauten Modell erhalten wurden (Abbildung 8-28, vgl. mit Abbildung 8-24).

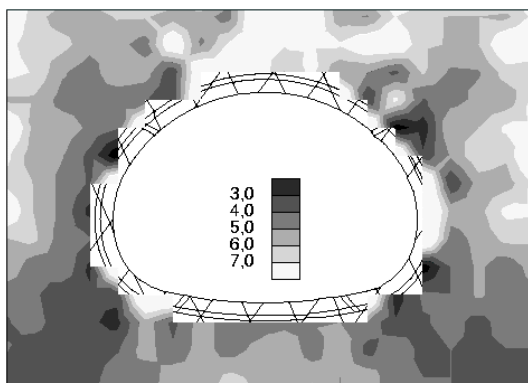


Abbildung 8-27

„Sicherheitsgrad“, bestimmt mit dem De- und Reaktivierungsverfahren (Werte über 7 werden nicht dargestellt)



Abbildung 8-28

Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand, bestimmt mit dem De- und Reaktivierungsverfahren

Bei einem Vergleich der Ergebnisse beim Ulmenstollenvortrieb mit denen, die für den Kalottenvortrieb erhalten wurden, kann ein Unterschied zwischen beiden Vortriebsvarianten veranschaulicht werden: Beim Ulmenstollenvortrieb ist der Hohlraumausbruch insgesamt komplizierter, die maximalen Beträge der Hauptspannungen um die Röhre im konturnahen Bereich sind geringfügig niedriger und auch die Firstsenkung ist kleiner als beim Kalottenvortrieb. Andererseits lassen die Sicherheitsreserve der Spritzbetonaußenschale und der Gesteinssubstanz keinen deutlichen Unterschied zwischen beiden Ausbruchsvarianten erkennen.

An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, daß hier die Bauzustände beim Ulmenstollenvortrieb (aber auch beim Kalottenvortrieb) nur in einer Möglichkeit simuliert werden konnten, daß die Rechenzeitabstände (Berechnungszyklen entsprechend der jeweiligen Vortriebsgeschwindigkeit) zwischen den Bauarbeiten in jedem Bauzustand konstant sind und daß die Größe dieser Zeitabstände die Umlagerung der Spannungen sowie die Verschiebungen entscheidend beeinflussen kann. Aber das schrittweise Vorgehen bei der Simulation entspricht der tatsächlichen Abfolge der Bauzustände vor Ort und die qualitativen Merkmale konnten der Wirklichkeit entsprechend repräsentiert werden.

Um den Einfluß der Bauarbeiten in einer Tunnelröhre einer Autobahn-Tunnelanlage auf die Standsicherheit und die Verschiebungen der benachbarten, bereits vorhandenen Tunnelröhre zu untersuchen, wurden auch die Bauzustände mit zwei Röhren (gegenseitiger Achsenabstand 25 m) mit dem in UDEC eingebauten Modell simuliert. Der Ausbruch der zweiten Röhre beginnt nach der Fertigstellung der ersten Röhre und den nachfolgenden 1000 Berechnungszyklen. Beim Ulmenstollenvortrieb für diese Tunnelröhre werden wiederum, wie bereits für die erste Tunnelröhre dargestellt, 9 Bauzustände berücksichtigt (unter Einbeziehung der ersten Tunnelröhre sind es insgesamt 18 Bauzustände). Die Umlagerung der Spannungen, die Entspannungsbereiche, die Überbeanspruchungen, die Entstehung eines Bruchkeils und die Bereiche großer Verschiebungen und Schubverschiebungen auf Trennflächen sind bei der zweiten Röhre sämtlich der ersten Röhre ähnlich (Anlage 6). Aber von den berechneten Ergebnissen sind einige besonders auffällig: Erstens hat sich die Spannungs-

verteilung um die erste Röhre infolge der Bauarbeiten an der zweiten Röhre nicht auffällig geändert [Ausgangswerte der maximalen/minimalen Hauptspannungen im Bauzustand 10 (d. h. im Bauzustand 1 für die zweite Tunnelröhre): -1,724 MPa / 0,1686 MPa, Endwerte: -1,736 MPa / 0,1784 MPa] und die Entspannungsbereiche um die zweite Röhre sind geringfügig kleiner als diejenigen um die erste. Zweitens sind die Anzahl und die Verteilung der überbeanspruchten Zonen des Gesteins um die zweite Röhre analog denen, die schon bei der ersten Röhre festgestellt wurden. Drittens sind die Schubverschiebungen auf Trennflächen und Verschiebungen im Firstbereich im Falle der zweiten Röhre kleiner als diejenigen bei der ersten Röhre (ca. um 1/3, Abbildung 8-29); das heißt, die zweite Röhre besitzt eine größere Sicherheitsreserve als die erste. Viertens beeinflussen die Bauarbeiten an der zweiten Röhre die Verschiebungen der ersten Röhre nicht, wie im Diagramm in Abbildung 8-29 durch die Verläufe der Firstsenkung 1 und der Sohlenhebung 1 dargestellt ist.

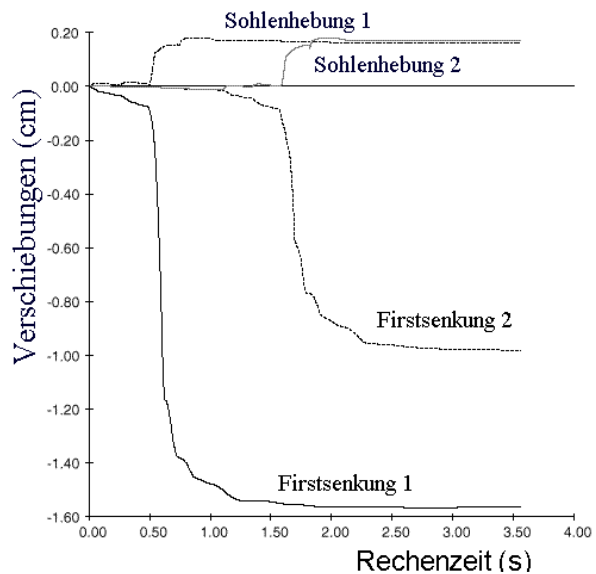


Abbildung 8-29
Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung von zwei Tunnelröhren beim Ulmenstollenvortrieb mit Spritzbetonschalen

8.3.4 Sicherungsmechanismen

Nach dem Ausbruch des Kalottenbereichs und den nachfolgenden Berechnungszyklen werden die Primärspannungen in gewissem Maße umgelagert und es entstehen Entspannungszonen in den First- und Sohlbereichen. Es ist kritisch, daß in diesen Zonen Zugspannungen auftreten, was die Standfestigkeit des Hohlraums gefährdet. In manchen Fällen haben sich einzelne Blöcke oder ein Bruchkeil (Blöcke in Gruppe) bis zum Zeitpunkt des Einbringens der Spritzbetonschale bereits deutlich (um Zentimeter) verschoben (Bild a der Abbildung 8-30). Die Installierung des Ausbaus verhindert weitere Verschiebungen des Gebirges und führt zu einem gleichmäßigeren Spannungszustand (Bild b der

Abbildung 8-30) sowie zu einem stabilen Endzustand des ganzen Tunnelsystems. Der Verlauf der Firstsenkung im Bild c der Abbildung 8-30 veranschaulicht dies sehr deutlich. Die Stützwirkung der Auskleidung und die Gewährleistung der Standsicherheit ist auf diese Weise numerisch gut nachweisbar.

Die erhaltenen Ergebnisse weisen auch darauf hin, daß das aus Kreisbögen zusammengesetzte Profil (Maulprofil) der Tunnelröhre sehr günstig für die Standfestigkeit des Tunnels ist und daß eine sohlenschließende Spritzbetonschale die Tragfähigkeit des Ausbaus und des Gebirges gut entfalten kann. Die Verteilung der Normal- und Scherkräfte in der Kontaktfläche zwischen Spritzbetonschale und Gebirge ist relativ gleichmäßig, was für die Beanspruchung der relativ dünnen (einzelnen) Spritzbetonschale außerordentlich günstig ist. In Bild d der Abbildung 8-30 wird ein Beispiel hierzu dargestellt. Die Kraftsprünge

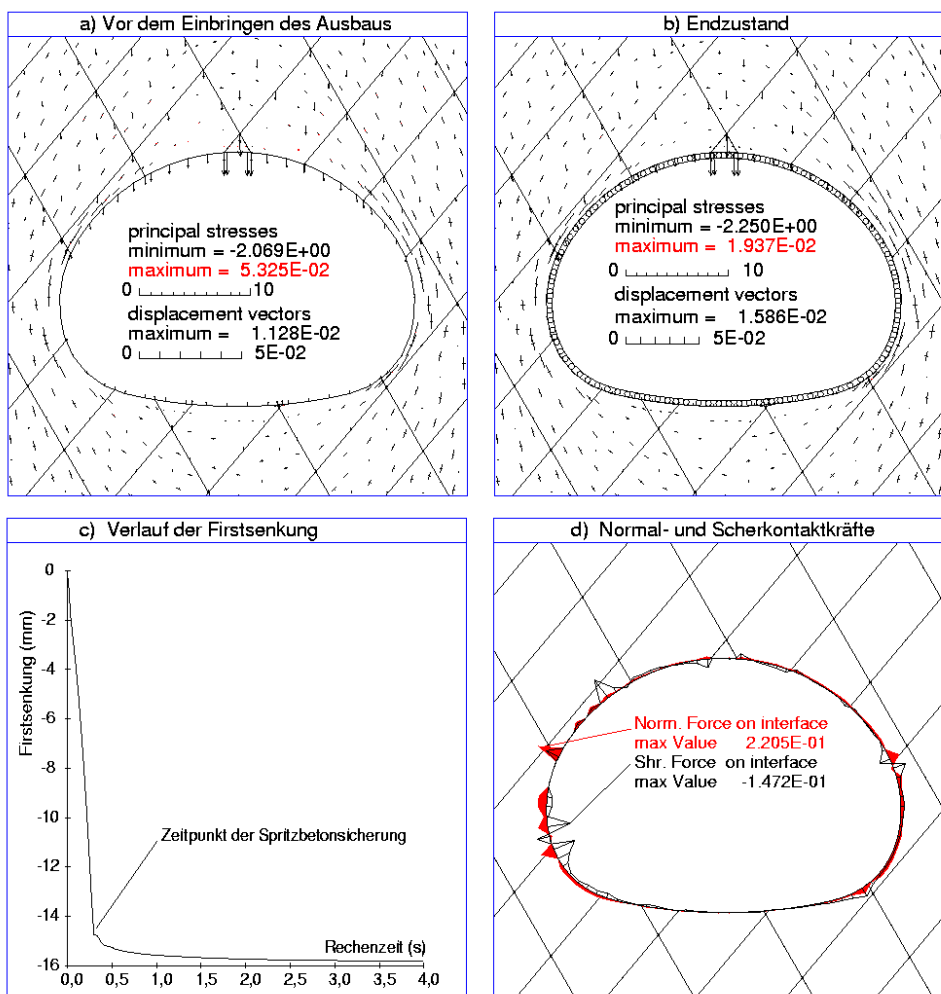


Abbildung 8-30

Nachweis der Stützwirkung der Spritzbetonschale im Falle eines möglichen Bruchkeils (Einheiten: Spannungen in MPa, Verschiebungen in m)

treten normalerweise in der unmittelbaren Nähe von Trennflächen auf. In diesem berechneten Fall verursacht eine Konzentration von Normal- und Scherkräften die Überbeanspruchung der Kontaktfläche an der linken Ulme. Trotz der hohen Normalkräfte entwickelt sich aus Spritzbetonschale und Gebirge ein effektiver (selbst)unterstützender Gewölbering. Die größten Verschiebungen der Spritzbetonschale konzentrieren sich im Firstbereich bzw. im Kontaktbereich zu dem „Bruchkeil“, der normalerweise auch im Firstbereich auftritt, wie in den Bildern a und b der Abbildung 8-31 dargestellt. Die große Verschiebung der Spritzbetonschale weist auf deren Nachgiebigkeit hin.

Die Stützwirkung der Spritzbetonschale setzt allerdings voraus, daß das Einbringen des Spritzbetons als bald nach dem Ausbruch des Hohlraums erfolgt. Abbildung 8-32 zeigt hierfür zwei extreme Fälle, in denen sich vor der Ausbau-

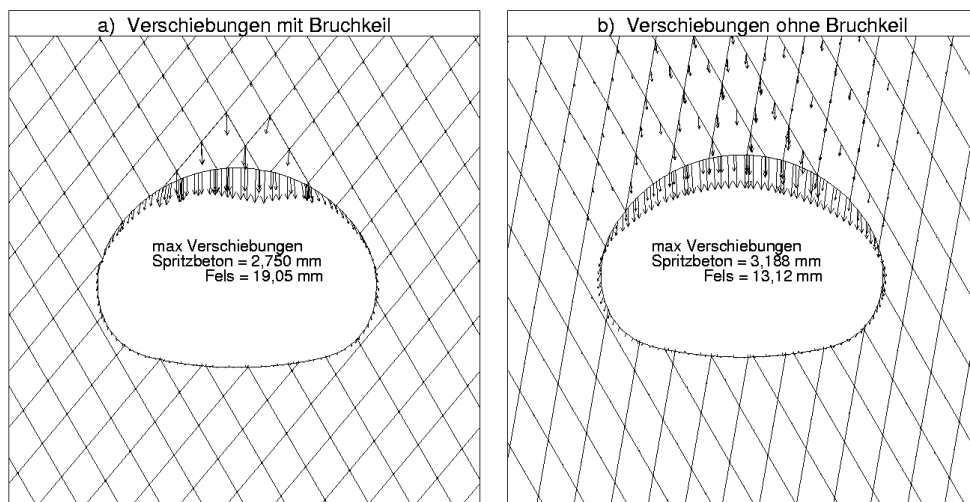


Abbildung 8-31
Verschiebungen im Gebirge und
in den Spritzbetonschalen beim Vollausbuch

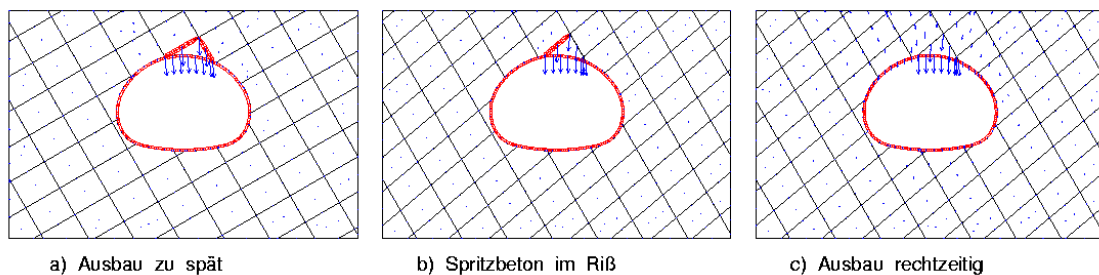


Abbildung 8-32
Wichtigkeit des rechtzeitigen Einbaus der Spritzbetonschale

installierung ein Bruchkeil aus Blöcken im Firstbereich formiert hat und diese Kontur verschoben hat. Der in Bild a gezeigte Fall wäre in der Realität nicht möglich (freigelegte Konturen können in UDEC mit Spritzbeton „belegt“ werden; hier ist auch die nach dem Ausbruch des Keils entstandene neue Kontur mit Spritzbeton gesichert). Die im Bild b ausgewiesene Situation kann so interpretiert werden, daß die Feinteile des Spritzbetons imstande sind, die aufgelockerten Gesteinsblöcke zu binden. Wird das Einbringen der Spritzbetonschale rechtzeitig praktiziert (bei der numerischen Berechnung z. B. nur 500 anstatt 1000 Berechnungszyklen nach dem Ausbruch), so sind große Verschiebungen nicht mehr möglich (Bild c der Abbildung 8-32). Dies ist wiederum ein Hinweis darauf, daß das rechtzeitige Einbringen und die Frühtragfähigkeit des Spritzbetons von vorrangiger Bedeutung für die Stabilisierung des ausgebrochenen Hohlraums sind.

Infolge der komplexen Wirkung von Haftung am Gebirge, Versiegelung der Ausbruchkontur und Unterstützung derselben als Gewölbe kann die Spritzbetonschale auch dynamische Belastungen ertragen. In Abschnitt 6 wurde dies anhand eines Beispiel deutlich gemacht.

In den eigenen Untersuchungen ist nur eine Versagensform der Spritzbetonschale eingetreten, nämlich der globale Zusammenbruch durch das Schubgleiten großer Scherkörper (Abbildung 8-33). Lokale Scherbrüche können nur erwartet werden, wenn die Festigkeit der Spritzbetonschale zu gering ist.

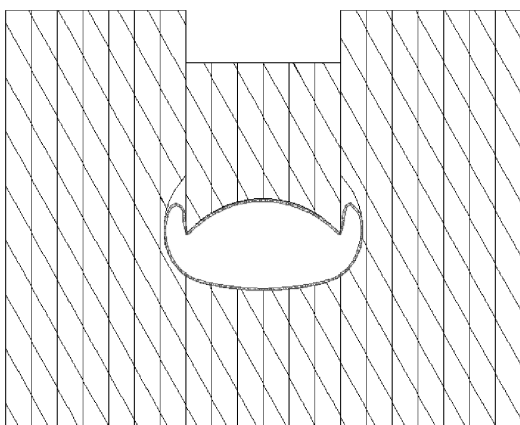


Abbildung 8-33
Berechnetes Versagen des Hohlraums
mit Spritzbetonschale

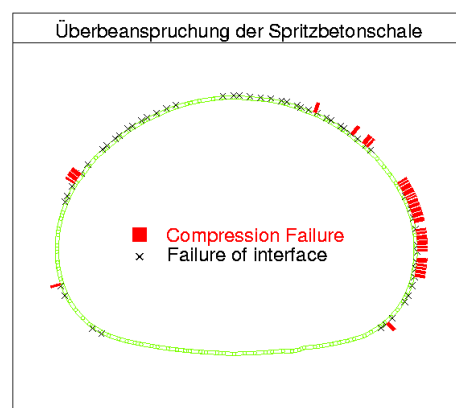


Abbildung 8-34
Überbeanspruchungen
in der Spritzbetonschale

Es ist aber darauf hinzuweisen, daß unter Umständen in manchen Fällen der mit einer dünnen Spritzbetonschale von schlechter Qualität gesicherte Hohlraum zwar standfest ist, die Spritzbetonschale selbst aber zum Teil schon überbeansprucht ist. Abbildung 8-34 zeigt ein solches Beispiel: Druckversagen tritt in dem Spritzbetonschalenanteil an der rechten Ulme auf und die Kontaktfläche zwischen Spritzbeton und Gebirge wird im Firstbereich und in den Übergangsbereichen von Ulme zu Sohle überbeansprucht. Daraus werden zwei Sachverhalte ersichtlich: Trotz der teilweisen Überbeanspruchung wirkt die Spritzbetonschale noch geringfügig als ein geschlossenes Gewölbe. Es besteht jetzt jedoch nur eine geringe Tragfähigkeitsreserve, d. h. die Standsicherheit des Hohlraums ist gefährdet.

Eine Innenschale aus Gußbeton oder Spritzbeton, ggf. mit einer Dichtungshaut zwischen Außen- und Innenschale, kann die Standsicherheit des Hohlraums deutlich verbessern.

8.4 Kombination von Spritzbetonschale und Gebirgsankern

Es ist häufig vorteilhaft, den Ausbau eines Hohlraums als eine Kombination von mehreren Sicherungsmaßnahmen (z. B. Spritzbetonschale(n) und Ankern) zu gestalten. Wie im vorangegangenen dargestellt, können eine Spritzbetonschale bzw. Anker allein den untersuchten Hohlraum in bestimmten Situationen nicht absolut und ausreichend stabilisieren. Darüber hinaus sind in der Praxis häufig schwierigere geologisch-geomachanische Bedingungen zu beherrschen, als in den eigenen numerischen Untersuchungen berücksichtigt. Das Zusammenwirken von Spritzbeton und Ankern kann in solchen Fällen die Standsicherheit eines Hohlraums wesentlich verbessern.

Als Beispiel hierfür wird auf die Fallgruppe m8w1 und die von ihr abgeleiteten Fallgruppen Bezug genommen. Werden danach nur Füllmörtelanker angewendet, so ist der Hohlraum bei $\alpha_2 = -60^\circ$, $\alpha_1 = 80^\circ$ und $\alpha_1 = 90^\circ$ nicht stabil, während er ohne Ausbaumaßnahme bereits bei $\alpha_1 = 0^\circ$, 10° , 70° , 80° und 90° versagt. Mit einer Spritzbetonschale gesichert wäre er zwar standfest, wenn die

Spritzbetonschale dick und ihre Qualität gut ist; aber in ungünstigen Fällen, wie z. B. in den Fällen m8w1t6_80 und m8w1t7_90, wird auch der mit einer Spritzbetonschale gesicherte Hohlraum versagen.

Jetzt werden die beiden Sicherungsmaßnahmen kombiniert. Die hierfür berechneten Ergebnisse für die beiden vorgestellten Fälle bestätigen die effektive Wirkung dieses kombinierten Ausbaus: der Hohlraum ist standfest. Wenn die Qualität der Spritzbetonschale besser ist, z. B. wie in Tabellen 8-2 und 8-3 angenommen, oder/und wenn die Spritzbetonschale dicker ist und die Anker noch dichter gesetzt werden, dann wird eine große Sicherheitsreserve gewährleistet.

In den numerischen Untersuchungen werden zunächst das Einbringen der Spritzbetonschale und danach das der Anker simuliert, somit können die Köpfe der Anker mit den Gitterpunkten der Spritzbetonelemente verknüpft werden. Der Unterschied zwischen vorhandener und fehlender Verknüpfung ist jedoch, mindestens innerhalb des Rahmens der eigenen Untersuchungen, sehr gering. In den Fällen eines fehlenden Verbundes zwischen Ankerköpfen und Spritzbetonelementen ergibt sich nur eine wenig geringere Verschiebung von Gebirge und Ausbau und der Hohlraum bleibt ebenfalls standfest, wie in Abbildung 8-35 dargestellt.

Die Kombination der beiden Ausbaumaßnahmen Spritzbeton und Systemankerung kann demnach generell die Verschiebungen des Gebirges nicht erheblich beeinflussen, gleich ob in der Berechnung eine Verknüpfung zwischen den Ankerköpfen und den Spritzbetonelementen vorhanden ist oder nicht. Ein Vergleich der Verschiebungen von 4 Fallgruppen, in denen m7w1 ohne Ausbau, m7w1c mit Ankern, m7w1t mit Spritzbetonschale und m7w1ct mit einem Spritzbeton-Ankerkopf-Verbund gerechnet wurden, kann dies verdeutlichen (Abbildung 8-36). Dabei ist auch erkennbar, daß die Verschiebungen des Gebirges bei Anker Ausbau ein wenig größer als bei Spritzbeton Ausbau sind.

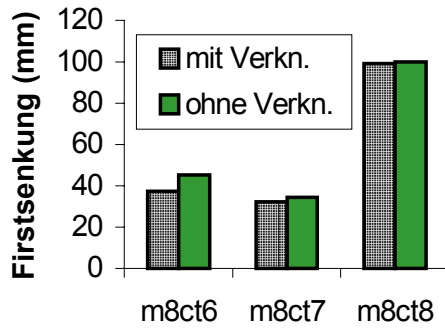


Abbildung 8-35

Berechnete Firstsenkungen mit und ohne Verbund zwischen den Ankerköpfen und Spritzbeton

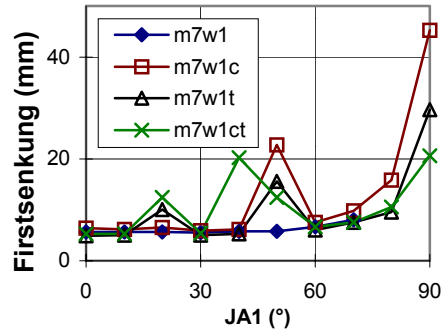


Abbildung 8-36

Berechnete Firstsenkungen bei Variation des Trennflächenfallwinkels JA1

- bei einem nicht ausgebauten Tunnel,
- bei einer Systemankerung,
- bei einer Spritzbetonschale und
- bei einem Spritzbeton-Anker-Verbundausbau

9 Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Als Werkstoff ist Fels in der Regel von strukturellen Diskontinuitäten geprägt. In solcherart geklüfteten Gebirgsbereichen wird dessen mechanisches Verhalten, aber auch die Standsicherheit von darin aufgefahrenen Hohlräumen stark von diesen Diskontinuitäten beeinflusst. Im Rahmen der klassischen und erweiterten Kontinuumsverfahren werden keine oder nur bedingt unabhängige Rotationsfreiheitsgrade beschrieben. Eigenschaften von geklüftetem Fels, die mit Translationen und Rotationen starrer und verformbarer Blöcke zusammenhängen, können deshalb im verschmierten Ersatzkontinuum oft nur unzureichend beschrieben werden. Die Distinkte-Element-Methode (DEM) ist eines der numerischen Diskontinuumsverfahren, das die Berücksichtigung der Verformungen und der freien Translationen und Rotationen der Kluffkörper erlaubt, und somit Versagenszustände (lokale Brüche, Scherbewegungen, Kluffkörperversetzungen, Stabilitätsversagen, Herausfließen oder Verbruch von Gebirgskörpern) als Grenzzustände zu untersuchen gestaltet.

Während und nach der Entwicklung der DEM wurde das Bruch- und Verschiebungsverhalten von geklüftetem Fels mit diesem Diskontinuumsverfahren vielseitig untersucht. Aber bis zur Zeit sind weder systematische (mindestens numerische) Untersuchungen noch umfassende Ergebnisse zu dem Bruch- und Verschiebungsverhalten von geklüftetem Fels beim Hohlraumbau sowie auch zu dem praktischen Aspekt der distinkten Modellierung in diesem Anwendungsbereich bekannt geworden.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht deshalb darin, mit der DEM das Bruch- und Verformungsverhalten von geklüfteten Gebirgsbereichen im Hohlraumbau sowie auch speziell die Interaktionen zwischen Gebirge und Ausbau systematisch zu untersuchen. Damit soll ein Beitrag zur Beurteilung der Standsicherheit von Hohlräumen in geklüftetem Fels und zu den Dimensionierungskonzeptionen bezüglich der erforderlichen Ausbau- und Sicherungsmaßnahmen geleistet werden.

Zunächst wird die Notwendigkeit der Anwendung des Diskontinuumsverfahrens beschrieben und ein kurzer Rückblick auf die Entwicklung der kontinuierlichen

und diskontinuierlichen Theorien zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von geklüftetem Fels gegeben. Auf diese Weise wird der Stand der Kenntnisse zum mechanischen Verhalten eines Diskontinuums dargestellt. Es folgen eine Unterlagenvorstellung der DEM und des DE-Programms UDEC (für ebene Betrachtung) in gebotener Kürze.

In den Abschnitten 5, 6 und 7 werden die eigenen Untersuchungen mit der DEM zum Bruch- und Verformungsverhalten von geklüftetem Fels in einem un-
ausgebauten Tunnelsystem dargelegt. Dabei werden anhand von zahlreichen Untersuchungsergebnissen die Einflußfaktoren auf die Versagens- und Verformungsmechanismen diskutiert und interpretiert. Auch die Wirkungen von Grundwasser und Erdbeben werden anhand von numerischen Beispielen verdeutlicht.

Die Sicherungswirkungen eines Tunnelausbaus in geklüftetem Fels, in dieser Arbeit eine Systemankerung und Spritzbetonschalen, werden in Abschnitt 8 vorgestellt. Dabei werden die verschiedenen Bauzustände mit Spritzbetonschalen als Sicherungsmaßnahme sowohl für einen Kalottenvortrieb als auch für einen Ulmenstollenvortrieb jeweils sowohl mit dem in UDEC eingebauten Modell der Strukturelemente und als auch mit einem vom Verfasser programmierten neuartigen De- und Reaktivierungsverfahren detailliert simuliert.

In den Untersuchungen zu dieser Arbeit werden die wesentlichen Einflußfaktoren auf die Standsicherheit und das Verschiebungsfeld um einen Hohlraum im geklüfteten Fels durch Sensibilitätsstudien untersucht. Dazu zählen die wirksamen Belastungen, die Eigenschaften von Gestein und Trennflächen, die Beschaffenheit des Trennflächengefüges (z. B. Trennflächendichte und Fallwinkel der Trennflächen) und die Ausbruchsvarianten.

Aus der Sicht einer „Eigentragwirkung“ ist das Versagen eines ungesicherten Hohlraumausbruchs im oberflächennahen Bereich (bei zu geringen Überdeckungsmächtigkeiten, z. B. bei $d_e = 5$ m) häufig anzutreffen, da das Gebirge oberflächennah entweder sehr locker lagert oder/und seine Festigkeit zu gering ist, um im Firstbereich eine (selbst)tragende Zone auszubilden. Andererseits

kann jedoch bei flach einfallenden Trennflächen oder/und größeren Trennflächenabständen eine größere Überdeckungsmächtigkeit möglicherweise noch öfters zu einem instabilen Endzustand des ungesicherten Hohlraums führen.

Auch ein niedriger Seitendruckbeiwert kann zu einem nicht standfesten, also instabilen Hohlraum führen. In den berechneten Fällen ist z. B. der Hohlraum nicht mehr standfest, wenn der Seitendruckbeiwert kleiner als 0,2 ist.

Kluftwasserströmungen sowie hydrochemische Wirkungen des Kluftwassers (z. B. „Aufweichung“), die die Festigkeit des Gebirges und damit die Standfestigkeit des Hohlraum beeinflussen, wurden in dieser Arbeit nicht untersucht. Jedoch wurden die statischen Einwirkungen von Kluftwasser (Auftrieb, ggf. Kluftwasserdruckeffekte) nachgewiesen. Die statische Einwirkung von Kluftwasser vermindert alle Normalspannungen, wodurch der Spannungszustand einem Bruchspannungszustand nahe kommen kann.

Eine dynamische Belastung kann die Standsicherheit einer ungesicherten Tunnelröhre gefährden. Eine Tunnelröhre mit einer dünnen, z. B. 0,25 m dicken Spritzbetonschale als Sicherungsmaßnahme kann sich unter dynamischer Belastung unter Umständen als standfest erweisen; Überbeanspruchungen und große Verschiebungen sowohl des Gebirges als auch der Spritzbetonschale sind jedoch eindrucksvoll nachweisbar. In diesem Fall muß ein „stärkerer“ Ausbau (bessere Qualität, dickere Schale oder/und mit einer zusätzlichen Ankerung) eingebracht werden, um eine entsprechende Sicherheitsreserve zu gewährleisten.

Die Festigkeit des Gebirges beeinflußt die Standfestigkeit von Hohlräumen sehr stark. Unter den Festigkeitsparametern spielt die Zugfestigkeit der Trennflächen und des Gesteins eine herausragende Rolle, denn beim Auffahren eines Hohlraums ergeben sich in konturnahen Bereichen häufig Entspannungszonen. Wenn Zugspannungen auf Trennflächen oder/und im Gestein auftreten, dann wird die Standsicherheit des Hohlraums stark gefährdet. Bereits ein geringer Betrag für die Zugfestigkeit der Trennflächen kann zu einer wesentlichen Verbesserung der Standfestigkeitssituation des Hohlraums beitragen.

Enger stehende und steiler einfallende Trennflächen im Gebirge führen normalerweise zu einer Abminderung der Standsicherheit des Hohlraums. Bei dem angewendeten Modellen und Materialparametern erwies sich die untersuchte ungesicherte Tunnelröhre nicht standfest, sobald Trennflächenabstände kleiner als 2 m berücksichtigt wurden; sie wurde aber standfest, wenn die Trennflächenabstände größer als 6 m betrugen. Bei Fallwinkeln der Trennflächen von 80° und 90° kommt es häufig zum Versagen der Tunnelröhre. Beispielhaft konnte durch Sensibilitätsuntersuchungen für eine Überdeckungsmächtigkeit von 20 m und einen Fallwinkel der zweiten Trennflächenschar von -60° die Grenze zwischen standfesten und nicht standfesten Fällen ermittelt werden.

Ein Ausbruch von Tunneln in Teilquerschnitten kann zu günstigen Umlagerungen der Spannungen führen und die Standsicherheitssituation der ungesicherten Tunnelröhre verbessern. Eine Voraussetzung dafür ist jedoch, daß die praktizierte Ausbruchfolge die Primärspannungen in den endgültigen Ulmen und in der Firste erfolgreich umzulagern gestattet und dadurch (selbst)stützende Zonen erzeugen kann. Diesbezüglich zeigen die eigenen Untersuchungen, daß ein Kalottenvortrieb die Standfestigkeitssituation einer ungesicherter Tunnelröhre nicht verbessern, sondern mitunter verschlechtern kann. Infolge des ersten Ausbruchs im Kalottenbereich ergeben sich ungünstige Spannungsverteilungen bei den folgenden Ausbruchsschritten, die die Entstehung von (selbst)stützenden Zonen im Gebirge verhindern. Ein Ulmenstollenvortrieb kann dagegen die Standfestigkeitssituation einer ungesicherten Tunnelröhre deutlich verbessern.

Potentielle Bruchkeile, die durch eine Verschneidung der Raumstellung von Trennflächen mit der örtlichen Ausbruchskontur erzeugt werden, sind für das Versagen von Tunnelröhren von wichtiger Bedeutung. Dabei spielen Zugspannungen eine große Rolle. Bei engständigen, beinahe horizontal verlaufenden Trennflächen werden Biegebrüche von „Bänken“ in der Firste angetroffen. Gleitbrüche größerer Blockkörper treten vorwiegend bei steil in den Hohlraum einfallenden Trennflächen auf. Bei großen Überdeckungsmächtigkeiten und zu

hohen horizontalen Spannungen werden große Verschiebungen beobachtet, die ein Versagen verursachen können.

Die angestellten Untersuchungen zum Verschiebungsverhalten eines geklüfteten, einen Hohlraum umgebenden Gebirges können zu einer Standsicherheits-einschätzung beitragen. Bei einem bestimmten Abstand und Fallwinkel der Trennflächen wird die Firstsenkung in der Regel um so größer, je größer die Überdeckungsmächtigkeit angenommen wird. Die Firstsenkung bei flacher einfallenden Trennflächen oder/und größeren Trennflächenabständen und bei einer Überdeckungsmächtigkeit $d_e = 50$ m kann das 5- bis 8-fache von derjenigen bei $d_e = 5$ m betragen. In Ausnahmefällen vergrößert sich aber der Wert der Firstsenkung bei enger stehenden und steiler einfallenden Trennflächen im oberflächennahen Bereich, was einer geringeren Standsicherheitsreserve entspricht.

Im standfesten Bereich werden die Gebirgsverschiebungen um so größer, je niedriger die primären Horizontalspannungen sind. Wenn z. B. der Seitendruckbeiwert von $K_h = 1,0$ bis auf $0,1$ reduziert wird, kann sich der Betrag der Firstsenkung verdoppeln. Jedoch ist eine Abhängigkeit der Verschiebung vom Seitendruckbeiwert nicht mehr erkennbar, sofern $K_h > 1,2$ bzw. $K_h \leq 0,2$ ist.

Der Einfluß der Verformbarkeit der Trennflächen auf die Verschiebungen des Gebirges wird in bestimmten Bereichen nachgewiesen. Wenn die Steifigkeiten niedrig sind, resultieren daraus größere Verschiebungen im stabilen Endzustand. Aber dies gilt nur bei kleinen Steifigkeitswerten ($k_n, k_s \leq 10$ GPa/m oder $E < 10$ GPa). Wenn $k_n, k_s > 10$ GPa/m oder $E > 10$ GPa sind, ist eine Abhängigkeit der Verschiebung von der Steifigkeit der Trennflächen nicht mehr nachweisbar.

Die Scherfestigkeit der Trennflächen und des Gesteins beeinflussen die Verschiebungen des Gebirges in der elastoplastischen Phase. Der Verlauf der Verschiebungen bei Variation eines Scherfestigkeitsparameters läßt die elastischen

und inelastischen Phasen deutlich voneinander unterscheiden. Dies ist für die Einschätzung der Sicherheit von großer Bedeutung.

Aus den eigenen Untersuchungen wird für standsichere Fälle die Tendenz erkennbar, daß mehr Trennflächenscharen, kleinere Trennflächenabstände, ein dichteres Trennflächennetz und steilere Fallwinkel der beteiligten Trennflächen generell größere Verschiebungen verursachen, sofern die Überdeckungsmächtigkeit nicht zu gering ist.

Eine Systemankerung und Spritzbetonschalen sind als Ausbau- und Sicherungsmaßnahmen im Hohlraumbau von großer Bedeutung. Die Wirkung von zutreffend dimensionierten und systematisch angeordneten Anker kann im geankerten Bereich einen komplexen Gewölbering aus einzelnen Gesteinsblöcken, Gesteinsbänken und Ankerstäben bilden, der die Tragfähigkeit der Anker und des Gebirges selbst gut entfaltet, weitere Bruchprozesse (Bruchkeile, ausbiegende Bänke) unterbindet und so zu einem standfesten Zustand der Tunnelröhre verhilft. Zu kurze Anker (z. B. $l_a \leq 1,5$ m) sind bei großer Abmessung der Tunnelröhre und großen Gesteinsblöcken (bei Kantenlängen größer als 2 m) für die globale Sicherung nicht wirksam. In der Praxis muß das Ankersystem nach den Tunnelabmessungen, den Eigenschaften des Gebirges, vor allem aber den Größen der Gesteinsblöcke oder der Netzdichte der Trennflächen sowie der Dicke der möglichen Auflockerungszone dimensioniert werden. Das Programm UDEC erweist sich für diese Aufgabe als effizientes und praktikables Verfahren.

Infolge einer unproblematisch zeitlichen und räumlichen Verfügbarkeit, der möglichen hohen Betonqualität und des innigen Verbundes mit dem Gebirge besitzen Spritzbetonschalen eine hohe Sicherungsfähigkeit. Die Behinderung der Auflockerung des Gebirges, die Fixierung von aufgelockerten Blöcken und die Versiegelung der Ausbruchskontur durch Spritzbeton können einen standfesten Zustand der Tunnelröhre gewährleisten.

Eine Kombination von Systemankern und Spritzbetonschalen kann eine verstärkte Sicherung ergeben. Die eigenen numerischen Untersuchungen veranschaulichen diese Effekte überzeugend.

Durch Simulation der Bauzustände mit Spritzbetonschalen und durch die Berechnungen der Schnittgrößen läßt sich die Interaktion zwischen Ausbau und Gebirge darstellen und nachweisen. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen erfolgte u. a. der Nachweis, daß eine Spritzbetonschale mit einer Dicke von 0,25 m bereits die Tunnelröhre unter rein statischer Belastung sichern kann. In diesem Fall erreicht der minimale Sicherheitsgrad bei 20 m Überdeckungsmächtigkeit im Spritzbeton 3,8 (mit dem in UDEC eingebauten Modell für Strukturelemente berechnet) sowohl beim Kalottenvortrieb als auch beim Ulmenstollenvortrieb bzw. 3,0 (mit dem De- und Reaktivierungsverfahren berechnet und ebenfalls bei beiden Ausbruchvarianten). Eine Innenschale aus Beton wirkt hauptsächlich als erweiterte Reserve der Sicherheit für die Tunnelröhre. Beim Ulmenstollenvortrieb sind die Ausbruchvorgänge für die Umlagerung der Spannung und für die Standfestigkeit des Gebirges und des Ausbaus günstiger als beim Kalottenvortrieb. Die Scherverschiebungen auf Trennflächen in der Firste sind beim Ulmenstollenvortrieb geringfügig kleiner als beim Kalottenvortrieb, und das Ausmaß, in dem sich Trennflächen an der Grenze der Scherfestigkeit befinden, ist deutlich kleiner als bei einem Kalottenvortrieb. Das Auffahren einer Tunnelröhre beeinflusst die Spannungsverteilung und Verschiebungen einer in der Nähe bereits vorhandenen und mit zwei Schalen gesicherten Tunnelröhre nicht. Die Firstsenkung der zweiten Röhre ist sogar um 1/3 kleiner als bei der ersten.

Durch Programmieren mit FISH kann das De- und Reaktivierungsverfahren für die Simulation der Bauzustände mit Spritzbetonschalen Anwendung finden. Diese vom Verfasser erarbeitete Verfahrensweise erweist sich als außerordentlich nützliches Werkzeug. Die Vorteile dabei sind, daß die Spritzbetonschalen realitätsnah fallweise auch ohne „Nebengebirge“ allein stützend wirken können und daß die Spannungsverteilung, die Sicherheitsgrade und die Verschiebungen sowie weitere Größen im Spritzbetonschalenbereich explizit dargestellt werden können. Die mit diesem Verfahren berechneten Ergebnisse stimmen generell mit denen überein, die mit dem in UDEC eingebauten Modell errechnet wurden.

Ein Ulmenstollenvortrieb ist komplizierter, braucht mehr Baustoffe, kann aber zu geringfügig kleineren sekundären Spannungen um die Tunnelröhre und auch zu kleineren Verschiebungen des Gebirges führen als ein Kalottenvortrieb. Bezüglich der minimalen Sicherheitsgrade der Außenschale von Spritzbeton bei beiden Ausbruchvarianten ist jedoch kein deutlicher Unterschied nachweisbar.

Aus den eigenen Untersuchungen darf geschlossen werden, daß die Diskontinuitäten des geklüfteten Gebirges sein mechanisches Verhalten in allen untersuchten Fällen dominieren und die Blockbewegungen (Translationen und Rotationen), Biegebrüche von „Bänken“, Scherbrüche auf Trennflächen und Gleitbrüche großer Klüftkörper die Hauptkennzeichen des Versagens von geklüftetem Fels sind. Die DEM (und das Programm UDEC) sind ein geeignetes numerisches Verfahren für die Untersuchung von Hohlraumbau-Problemen im geklüfteten Gebirge. Benötigt werden hierfür lediglich „globale“ makroskopische, realitätsnahe mechanische Kennwerte für Gebirge und Ausbau, die kaum aus Laborversuchen, aber erfolgversprechend aus Rückrechnungen (Backanalysis) von in situ gemessenen Daten resultieren können.

Neue Stoffgesetze, in denen der Faktor „reale Zeit“ berücksichtigt werden kann, sollten in der DEM entwickelt oder in die DEM implementiert werden (Kopplung Plastizität und Rheologie). Dadurch könnten die zeitlichen und räumlichen Zustände bei statischen und quasi-statischen Berechnungen für den Tunnelbau noch realitätsnäher ermittelt werden und Stabilitäts- bzw. Sicherheitseinschätzungen noch treffender erfolgen.

Literaturverzeichnis

- [1] Ahrens, H.; Linder, E.; Lux, K.H.: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)“. In: *Die Bautechnik*, 59 (1982). Nr. 8, S. 260-273
- [2] Auld, A.: Shafts and raises in rock masses. In: Bell, F.G. (Ed): *Engineering in Rock Masses*. Butterworth-Heinemann Ltd., Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, 1992. S. 465-508
- [3] Bathe, K.J.; Willson, E.L.: *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Prentice-Hall, Inc., Englewood cliffs, 1976
- [4] Bandis, S.: Mechanical properties of rock joints. In: Barton & Stephansson (eds): *Rock Joints*. Balkema, Rotterdam, 1990. S. 125-140
- [5] Bandis, S.; Barton, N.; Christianson, M.: Application of a new numerical model of joint behavior to rock mechanics problems. In: *Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock Joints*. Björkliden, 1985. S. 345-356
- [6] Barla, G.; Barla, M.; Repetto, L.: Continuum and Discontinuum Modelling for Design Analysis of Tunnels. In: *Proceedings of the 9th ISRM Congress on Rock Mechanics* (Paris, 1999). Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, 1999. S. 163-168.
- [7] Bathe, K.J.: *Finite-Element-Methoden*. Springer-Verlag, 1990
- [8] Barton, N.: Review of a new shear-strength criterion for rock joints. In: *Engineering Geology*, 1973. No. 7, S. 287-332
- [9] Barton, N.: Modelling Rock Joint Behavior from In-Situ Block Tests: Implication for Nuclear Waste Repository Design, ONWI-308, September 1982
- [10] Barton, N.: Deformation phenomena in jointed rock. In: *Geotechnique*, 1986. No. 36, S. 147-167
- [11] Barton, N.: Modelling Jointed Rock Behavior and Tunnel Performance. In: *World Tunnelling*, 1991. Vol. 4, No. 7, S. 414-416
- [12] Barton, N.; Grimstad, E.: The Q-System following Twenty Years of Application in NMT Support Selection. In: *Felsbau*, Vol. 12, 1994. Nr. 6, S. 428-436

- [13] Besto, D.: Zur Beschreibung von ebenen Blockstrukturen als Cosserat-Kontinua. In: *ZAMM* (65) , 1985. Nr. 4, S. T124-T125
- [14] Besto, D.: Plane systems of blocks with (frictionless) gaps described as Cosserat-media. In: *Proc. XVII. Yugoslav. Congr. Theor. Appl. Mech.* 1986. S. 123-128
Besto, D.: A plasticity- theory of frictionless sliding systems of rocks basing on the Cosserat-model. In: Desai, C.S. *et al.* (Eds.): *Constitutive Laws for Engineering Materials, Theory and Applications*. Vol. 1. Elsevier Science Publishing, Amsterdam, 1987
- [16] Bieniawski, Z.T.: Estimating the strength of rock materials. In: *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* Vol. 74, 1974. S. 312-320
- [17] Bieniawski, Z.T.: Rock mass classification in rock engineering. In: Bieniawski, Z.T. (ed.): *Exploration for Rock Engineering*. Balkema, Rotterdam, 1976. S. 97-106
- [18] Bieniawski, Z.T.: *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley, New York, 1989
- [19] Bray, B.H.K.; Brown, E.T.: *Rock Mechanics for Underground Mining*. Allen and Unwin, London, 1987
- [20] Brady, H.; Hsiung, S. H.; Chowdhury, A. H.; Philip, J.: Verification Studies on the UDEC Computational Model of Jointed Rock. In: *Mechanics of Jointed and Faulted Rock*. A. A. Balkema, Rotterdam, 1990. S. 551-558
- [21] Braun, G.; Wenner, D.: Rechnen allein hilft nicht! – Die Rolle des Ingenieurs bei der Lösung komplexer Probleme im Verkehrstunnelbau. In: *Felsbau*, 1999. Nr. 5, S. 447-450
- [22] Brown, E.T. (ed.): *Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested Methods*. Pergamon Press, Oxford, 1981
- [23] Brown, E.T.: The Nature and Fundamentals of Rock Engineering. In: *Comprehensive Rock Engineering*, 1993. Vol. 1, S. 1-23
- [24] Cundall, P.A.: A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. In: *Proc. Int. Symp. on Rock Fracture*, Nancy, 1971. S. II-8
- [25] Cundall, P.A.; Strack, O.D.L.: A discrete numerical model for granular assemblies. In: *Geotechnique*, Vol. 29, 1979. S. 47-65

- [26] Cundall, P.A.: UDEC — A generalized distinct element program for modelling jointed rock. U.S. Army European Research Office and Defense Nuclear Agency, 1980. contact DATA 37-79-C-0548
- [27] Coundall, P.A.: Adaptive density-scaling for time-explicit calculations. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, 1982. S. 23-26
- [28] Cundall, P.A.; Hart, R.D.: Analysis of Block Test No. 1: Inelastic Rock Mass Behavior Phase 2 - A Characterization of Joint Behavior (Final Report). Itasca Report, Rockwell Hanford Operations, Subcontact SA-957, 1985
- [29] Cundall, P.A.: Distinct element models of rock and soil structure. In: E.T. Brown (Ed.): *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*. Allen & Unwin, London, 1987. S. 129-163
- [30] Cundall, P.A.: Formulation of a Three-dimensional Distinct Element Model—Part I. A Scheme to Detect and Represent Contacts in a System Composed of Many Polyhedral Blocks. In: *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 25, 1988. No. 3, S. 106-116
- [31] Cundall, P.A.; Hart, R.: Numerical modelling of disconinua. In: *Engineering Computations*. Vol. 9, 1992. No. 2, S. 101-113,
- [32] Cundall, P.A.; Konietzky, H.; Potyondy, D.: PFC Ein Neues Werkzeug für Numerische Modellierungen. In: *Bautechnik*, 73(1996). Nr. 8, S. 492-498
- [33] Desai, C.S.; Abel, J.F.: *Introduction to the Finite Element Method*. van Nostrand, New York, 1972
- [34] Desai, C.S.; Zamann, M.M.; Lightaer, J.G.; Siriwandane, H.J.: Thin-Layer element for interfaces and joints. In: *Int. J. Num. & Anal. Meth. in Geomech.* Vol. 8, 1984
- [35] Fairhurst, Ch.; Pei, J.: A Comparision Between the Distinct Element Method and the Finite Element Method for Analysis of the Stability of an Excavation in jointed Rock. In: *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol 5, 1990. No. 1/2, S. 111-117

- [36] Farmer, I.W.: Reinforcement and support of rock masses. In: Bell, F.G. (Ed): *Engineering in Rock Masses*. Butterworth-Heinemann Ltd., Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, 1992. S. 351-369
- [37] Flügge, W.: *Viscoelasticity*. Springer-Verlag, Berlin, 1975
- [38] Gale, J.: Hydraulic behaviour of rock joints. In: Barton & Stephanson (eds.): *Rock Joints*. Balkema, Rotterdam, 1990. S. 351-362
- [39] Gallagher, R.H.: *Finite Element Analysis*. Springer-Verlag, 1976
- [40] Goodman, R.E. *et al.*: A Model for the Mechanics of Jointed Rock. In: J. *Soilmach. & Found. Div.*, ASCE, 1968. S. 637-659
- [41] Griffith, A.A.: The phenomena of rupture and flow in solids. In: *Phil. Trans. Roy. Soc.*, London, A221, 1921 S. 163-198
- [42] Guest, A.; Cundall, P.: A Three-Dimensional Particle Flow Code for Block Cave Modelling. In: *The Application of Numerical Modelling in Geotechnical Engineering*. Pretoria, ISRM-SANG, 1994. S. 15-18
- [43] Hart, R.D.; Cundall, P.A.; Lemos, J.V.: Formulation of a Three-dimensional Distinct Element Model—Part II. Mechanical Calculations for Motion and Interaction of a System Composed of Many Polyhedral Blocks. In: *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 25, 1988. No.3, S. 117-125
- [44] Hart, R.D.: An Introduction to Distinct Element Modeling for Rock Engineering. In: Wittke, W. (Ed.) *Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics* (Aachen, Germany, September 1991). Vol. 3, A. A. Balkema, Rotterdam, 1993. S. 1881-1892
- [45] Herrmann, L.R.: Finite element analysis of contact problems. In: *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE (104), 1978. S. 1043-1057
- [46] Hinton, E.; Owen, D.R.J.: *Finite Element Programming*. Academic Press London, 1977
- [47] Hoek, E.; Brown, E.T.: *Underground Excavation in Rock*. Institution of Min. Metall., London, 1980
- [48] Hoek, E.; Bray, J.W.: *Rock Slope Engineering*. Inst. Min. Metall., London, 1981
- [49] Hoek, E.: Strength of jointed rock masses. In: *Geotechnique*, Vol. 33, 1983. S. 187-223

- [50] Hoek, E.; Wood, D.; Shah, S.: A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. In: Hudson, J.A. (ed.): *Proceedings of the Rock Characterization Symposium of ISRM: Eurock'92*. British Geotechnical Society, London, 1992. S. 209-214
- [51] Hu, Y.: *Standsicherheitsuntersuchungen von untertägigen Hohlräumen im Fels nach der Finiten-Elemente-Methode unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Aachen, 1995
- [52] Itasca Consulting Group, Inc. *UDEC, User's Manual, Version 3.00*, 1996
- [53] Itasca Consulting Group, Inc. *PFC^{2D}* (Version 2.0), 1999
- [54] Jeremic, M.L.: *Stress in Rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, 1988
- [55] Jing, L.; Stephanson, O.; Nordlund, E.: Study of rock joints under cyclic loading conditions. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 26, 1993. No. 3, S. 215-232
- [56] Jung, J.; Brown, S. R.: A Study of Discrete and Continuum Joint Modeling Techniques. In: *Proceedings of the ISRM Regional Conference on Fractured and Jointed Rock Masses*. Berkeley, California: Lawrence Berkeley Laboratory, 1992. Vol. 3, S. 640-647
- [57] Karaca, M.: The Effects of Discontinuities On the Stability of Shallow Tunnels in Weak Rock. In: *Proceedings of the ISRM Regional Conference on Fractured and Jointed Rock Masses* (Lake Tahoe, June 1992). Berkeley, California: Lawrence Berkeley Laboratory, 1992. Vol. 3, S. 759-764
- [58] Kastner, H.: *Statik des Tunnel- und Stollenbaues*. Springer-Verlag, Berlin, 1971
- [59] Katona, M.G.: A simple contact-friction interface element with applications to buried culverts. In: *Int. J. Num. & Anal. Meth. in Geomach.* Vol. 7, 1983. S. 371-384
- [60] Kinashi, H.; Amano, S.; Tsuchihara, H.; Yoshika, H.; Michihiro, K.: Numerical study on reinforcement effect of cable bolt in discontinuous rock mass. In: Lee, Yang & Chung (Eds.): *Environmental and Safety Con-*

- cerns in Underground Construction*. Malkema, Rotterdam, 1997. Vol. 2, S. 553-558
- [61] Knoll, P.; Lendel, U.; Lux, J.P.: Numerisches Berechnungsverfahren für die Dimensionierung von Anker Ausbau. In: *Felsbau*, 1999. Nr. 5, S. 405-414
- [62] Konietzky, H.; Hart, R.; Billaux, D.: Mathematische Modellierung von geklüftetem Fels. In: *Felsbau*, Vol. 12, 1994. Nr. 6, S. 395-400
- [63] Konietzky, H.; Billaux, D.; Memier, B.: Use of numerical models in tunnelling. In: *Proceedings of The Conference on Geotechnical Engineering in Transportation Projects*. Novigrad, Croatia, 1995. Vol. 2, S. 105-115
- [64] Konietzky, H. ; te Kamp, L. Blümling, P.: Micro-mechanical analysis of excavation disturbed zones around tunnels. In: *Proceedings of 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Tucson, Arizona, 2001
- [65] Krauß, A.; Heinrich, F.; Siegmundt, M.: Beurteilung der Stabilität oberflächennaher Abbaue des Zinnbergbaus in Ehrenfriedersdorf und Schlußfolgerungen für die Verwahrung. In: *Die Schriftenreihe der GBMB* , Heft 61, Clausthal-Zellerfeld, 1992
- [66] Kulatilake, P.H.S.W.; Ucirti, H.; Wang, S.; Radberg, G.; Stephansson, O.: Use of the distinct element method perform stress analysis in rock with non-persistent joints and to study the effect of joint geometry parameters on the strength and deformability of rock masses. In: *Rock Mech. Rock Eng.* Vol. 25, 1992. No. 4, S. 253-274
- [67] Laubscher, D.H.: A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design. In: *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol. 90, 1990. S. 257-273
- [68] Lemos, J.V.; Hard, R.D.; Cundall, P.A.: A generalized distinct element program for modelling jointed rock mass: A keynote lecture. In: *Proc. Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints*. Björkliden, 1985. S. 335-343
- [69] Lorig, L.J.: Distinct Element Structural Element Analysis of Support Systems in Jointed Rock Masses. In: *VI Australian Tunnelling Confer-*

- ence (Melbourne, March 1987). Parkville, Australia: Australasian Institute of Mining and Metallurgy, 1987. S. 173-182
- [70] Lorig, L.J.; Brady, B.H.G.; Cundall, P.A.: Hybrid Distinct Element - Boundary Element Analysis of Jointed Rock. In: *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 23, 1986. No. 4, S. 303-312
- [71] Mamamurthy, T.: Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 1, 1993. S. 313-329
- [72] McClintock, F.A.; Walsh, J.B.: Friction on Griffith cracks in rocks under pressure. In: *Proc. 4th Conf. Appl. Mech.* 1962. S. 1015-1021
- [73] Melbye, T.A.: *Spritzbeton für die Felsicherung*. MBT International Underground Construction Group, eine Division von MBT (Schweiz) AG, 1994
- [74] Mohr, O.: *Abhandlungen aus dem Gebiet der technischen Mechanik*. Ernst & Sohn, Berlin, 1882
- [75] Mohr, O.: Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials? In: *Zeits. Ver. dt. Ing.*, Vol. 44, 1900. S. 1524-1530, 1572-1577
- [76] Mohr, F.: *Gebirgsmechanik*. Hermann Hübner Verlag K. G. Goslar, 1963
- [77] Möller, F.: *Ein Beitrag zur Beurteilung von Baustoffen als nachgiebiges Ausbauelement für langlebige Grubenbaue des Steinkohlenbergbaus*. Verlag Shaker, Aachen, 1995
- [78] Mühlhaus, H.B.: Berücksichtigung von Inhomogenitäten im Gebirge im Rahmen einer Kontinuumstheorie. In: *Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe* (Habilitation), Heft 106, 1987
- [79] Mühlhaus, H.B.: Application of Cosserat theory in numerical solutions of limit load problems. In: *Ingenieur- Archiv* (59), 1989. S. 124-137
- [80] Mühlhaus, H.B.: Continuum Models for Layered and Blocky Rock. In: Fairhurst, C. et al. (Eds.): *Comprehensive Rock Engineering*. Vol. 2, 1993. S. 209 - 230
- [81] Müller-Salzburg, L.: *Der Felsbau - Dritter Band: Tunnelbau*. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1978

- [82] Noorishad, J.; Tsang, C. F.: Development and verification of a numerical technique for coupled hydromechanical phenomena in rocks. In: Barton & Stephanson (Eds.): *Rock Joints*. Balkema, Rotterdam, 1990. S. 673-680
- [83] Ottosen, N. S.: Viscoelastic- Viscoplastic Formulas for Analysis of Cavities in Rock Salt. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 23, 1986. No.3, S. 201-212
- [84] Owen, D.R.J.; Hinton, E.: *Finite Elements in Plasticity – Theory and Practice*. Pineridge Press Limited, Swansea. U.K. 1980
- [85] Palmstrøm, A.: Characterising rock masses by the RMI for use in practical rock engineering. In: *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, 1996. S. 175-188
- [86] Pan, Y.W.; Dong, J.J.: Time-Dependent Convergence, -I, -II. In: *Int. J. rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.8, 1991. No. 6, S. 469-488
- [87] Pande, G.N.; Sharma, K.G.: On Joint/Interface Elements and Associated Numerical Ill-Conditioning. In: *Int. J. Num. & Anal. Meth. In Geomech.* Vol. 2, 1979. S. 293-300
- [88] Pande, G.N.: Constitutive Models for Intact Rock, Rock Joints and Jointed Rock Masses. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 1, 1993. S. 427-441
- [89] Pine, R.J.; Cundal, P.A.: Applications of the fluid-rock interaction program (FRIP) to the modelling of hot dry rock geothermal energy systems. In: *Proc. Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints*. Björkliden, 1985. S. 293-301
- [90] Potyondy, D.O.; Cundall, P.A.; Lee, C.A.: Modelling rock using bonded assemblies of circular particles. In: Aubertin *et al.* (eds.): *Rock Mechanics*. Balkema, Rotterdam, 1996. S. 1937-1944
- [91] Poulos, H.G. Davis, E.H.: *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons Inc., Amsterdam, Oxford, New York, & Tokyo, 1974
- [92] Qiu, X.; Plesha, M.E.; Huang, X.; Haimson, B.C.: An investigation of the Mechanics of rock joints - Part II. Analytical investigation. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 30, 1993. No. 3, S. 271-287

- [93] Ramamurthy, T.; Rao, G.V.; Rao, K.S.: A strength criterion for rocks. In: *Indian Geotech. Conf.*, Roorkee, Vol. 1, 1985. S. 59-64
- [94] Ramamurthy, T.: Strength and modulus responses of anisotropic rocks. In: *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 1, 1993. S. 313-329
- [95] Ramamurthy, T.: Strength predictions for jointed rocks in confined and unconfined states. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 31, 1994. S. 9-22
- [96] Richards, L.R.: Slope stability and rockfall problems in rock masses. In: Bell, F.G. (Ed): *Engineering in Rock Masses*. Butterworth-Heinemann Ltd., Linacre House, Jordan Hill, Oxford OX2 8DP, 1992. S. 209-230
- [97] Salamon, M.D.G.: Elastic moduli of a stratified rock mass. In: *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 3, 1968. 512-527
- [98] Schmettow, Th.; Wittke, W.: Comparative Investigations of Stress Distribution and Displacements Around Shotcrete Lined Tunnels Using the Finite-Element and the Distinct-Element Method. In: Barla, G. (Ed.): *Prediction and Performance in Rock Mechanics & Rock Engineering - Proceedings of ISRM International Symposium EUROCK '96* (Turin, September 1996). A. A. Balkema, Rotterdam, 1996. Vol. 1, S. 385-392
- [99] Sheorey, P.R.; Biswas, A.K.; Choubey, V.D.: An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses. In: *Engineering Geology*, Vol. 26, 1989. S. 141-159
- [100] Sheorey, P.R.: *Empirical Rock Failure Criteria*. Balkema, Rotterdam, 1997
- [101] Shi, G.H.; Goodman, R.E.: Discontinuous Deformation Analysis. In: *Proc. 25th. U.S. Symposium on Rock Mechanics*. 1984. S. 269-277
- [102] Shi, G.H.; Goodman, R.E.: Stability Analysis of Infinite Block Systems Using Block Theory. In: Brown, E.T. (Ed.): *Proc. Analy. & Comp. Meth. in Eng. Rock Mech.* Allen & Unwin, London, 1987. S. 205-245
- [103] Shi, G.H.; Goodman, R.E.: Discontinuous deformation analysis - A new method for computing stress, strain and sliding block systems. In: Cundall, P.A. et al. (Eds.): *Key Questions in Rock Mechanics*. A.A. Balkema, Rotterdam, 1988. S. 381-393

- [104] Shi, G.H.: Forward and backward discontinuous deformation analyses of rock block systems. In: Barton & Stephanson (Eds.): *Rock Joints*. Balkema, Rotterdam, 1990. S. 731-744
- [105] Shi, G.H.: *Block system Modeling by Discontinuous Deformation Analysis*. CMP, Hobbs the Printers Ltd. Southampton, 1993
- [106] Sternath, R. et al.: Sicherungsmaßnahmen bei der Unterfahrung von Produktionshallen und Hochregallager der Fa. Tetra Pak am Tunnel Limburg. In: *Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft Nr. 44, 1999. S. 3-13
- [107] Sun, J.: *Unterirdische Konstruktionen* (in Chinesisch). Wissenschaft-Verlag, Beijing, 1987
- [108] Swoboda, G.: Numerical methods for underground structures with a great overburden height. In: *Proc. ISRM Symposium, Zacatecas, Mexico*, 1985. S. 2-5
- [109] Swoboda, G.; Ebner, H.; Wang, S.J. Zhang, J.M.: Application of the „decoupled finite element analysis“ in tunnelling. In: *Numerical Methods in Geomechanics*. Balkama, Rotterdam, 1988
- [110] Wang, G.J.: Analyse des Kriechverhaltens des viskoelastisch- viskoplastischen Nebengesteins (in Chinesisch). In: *Journal der Bergbauhochschule Huainan*, Nr. 6-7, 1991. S. 69-76
- [111] Wang, G.J.: Analyse der wechselseitigen Einwirkung zwischen Stahlbeton-Schachtwand und viskoelastisch- viskoplastischem Nebengestein (in Chinesisch). In: *Proc. 2nd Int. Sym. on Modern Mining Tech.* Fuxin, 1993. S. 97-104
- [112] Wang, G.J. et al.: In-situ Measurement and Analysis of The Underground Pressures in Soft Rock and of The Stresses in The Shaft Wall. In: *Proc. Int. Symp. on New Devl. Rock Mech.* Shenyang, 1994. S. 605-609
- [113] Wang, S.; Kulatilake, P. H. S. W.: Linking between joint geometry models and a distinct element method in 3D to perform stress analyses in rock masses containing non-persistent joints. In: Myer, Cook, Goodman & Tsang (Eds.): *Fractured and Jointed Rock Masses*. Balkema,

- Rotterdam, 1995. S. 351-358
- Will, J.: *Beitrag zur Standsicherheitsberechnung im geklüfteten Fels in der Kontinuums- und Diskontinuumsmechanik unter Verwendung impliziter und expliziter Berechnungsstrategien*. Dissertation. Bauhaus-Universität Weimar, März 1999.
- [115] Will, J.; Konietzky, H.: Neue Techniken der Numerik zur Berechnung von Felsböschungen. In: *Felsbau*, Vol. 16, 1998. Nr. 3, S. 155-167
- [116] Wittke, W.; Wallner, M.; Rodatz, W.: Räumliche Berechnung der Standsicherheit von Hohlräumen, Böschungen und Gründungen in anisotropem, klüftigem Gebirge nach der Methode finiter Elemente. In: *Straße Brücke Tunnel*, 1972. Nr. 24, S. 200-209
- [117] Wittke, W.: *Felsmechanik: Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels*. Springer-Verlag, 1984
- Yang, Z.Y.; Lee, W. S.: Modelling the Failure Mechanisms of Rock Mass Models by UDEC. In: *Proceedings of the 9th ISRM Congress on Rock Mechanics* (Paris, 1999). A. A. Balkema, Rotterdam, 1999. Vol. 2, S. 981-984
- [119] Yu, X.F.: *Analyse der Stabilität des die Grubenbauwerke umgebenden Gebirges* (in Chinesisch). Kohlenindustrie-Verlag, Beijing, 1983
- [120] Yudhbir, W. Lemanza; Prinzi, F.: An empirical failure criterion for rock masses. In: *Proceedings 5th. Int. Cong. Rock Mech. (ISRM)*, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, 1983. S. B1-B8
- [121] Zheng, Y.T.: *Die Fundamentalen der Viskoelastisch- Plastischen Theorien in der Felsmechanik* (in Chinesisch). Kohlenindustrie-Verlag, Beijing, 1988
- [122] Zhu, W.Sh.; Li, J.H.: Das Spannungsfeld der einen Hohlraum umgebenden Gebirgsbereichen unter Berücksichtigung des Einflusses von Dilatation, Erweichung und Kriechen (in Chinesisch). In: *Veröffentlichungen 3. Nat. Symp. Num. & Ana. Meth. in der Geomech.* Zhuhai, 1988
- [123] Zienkiewicz, O.C.; Nayak, G.L.: A general approach to problems of large deformation and plasticity using isoparametric elements. In: *Proc. 3rd Congr. on Matrix Meth. in Struct. Mech.* Wright-Patterson, A.F.B., OH, 1971. S. 1-65

- [124] Zienkiewicz, O.C.: *The Finite Element Method in Engineering Science*. McGraw- Hill, New York, 1977
- [125] Zienkiewicz, O.C. *et al.*: Analysis of nonlinear problems with particular reference to jointed rock systems. In: *Proc. 2nd. Int. Congr. Rock Mech.*, Vol. 3, 1970. S. 501-509

Abbildungsverzeichnis

1-1	Übergang vom intakten Fels bis zu einem stark geklüfteten Gebirge	2
3-1	Basalt	12
3-2	Granit mit Störung	12
3-3	Flexur im Rheinischen Schiefergebirge	12
3-4	Klüfte im Sandstein	12
3-5	Kontinuierlich fließendes Modell	20
3-6	Einfluß der Trennflächen auf die einaxiale Druckfestigkeit von Fels	23
3-7	Einaxiale Druckfestigkeit einiger Schiefergesteine (Versuchungsdaten)	23
3-8	Brucharten von geklüftetem Fels	24
4-1	Schematische Darstellung für einen Berechnungszyklus der Distinkte-Element-Methode	28
4-2	Schematische Darstellung der Kontakte	30
4-3	Definition der gerundeten Ecken	30
4-4	Definition der Kontaktnormalen sowie der Normal- und Schubkrafttrichtung	32
5-1	Querschnitt einer Tunnelröhre	38
5-2	Raumstellung der Klüfte	38
5-3	Numerisches Modell für eine Tunnelröhre	40
6-1	Beispiele zur Darstellung des Einflusses der Überdeckungsmächtigkeit (2 Trennflächenscharen, geringe Trennflächenabstände)	45
6-2	Beispiele zur Darstellung des Einflusses der Überdeckungsmächtigkeit (3 Trennflächenscharen, größere Trennflächenabstände)	46
6-3	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit und des Fallwinkels der Trennflächen auf die Standfestigkeit des Hohlraums	46
6-4	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Überdeckungsmächtigkeit und des Abstandes der Trennflächen auf die Standfestigkeit des Hohlraums	47
6-5	Bedeutungen der Kennziffer der Trennflächenscharen	47

6-6	Verteilung der vertikalen Hauptspannungen im Grundspannungszustand im ausgewählten Fall m7w1_70	48
6-7	Berechnete Beispiele zum Einfluß der horizontalen Spannung	50
6-8	Berechnete Beispiele zum Einfluß der primären Horizontalspannung	50
6-9	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Kluftwasserdruckwirkung	51
6-10	Kluftwasserdruck und Verschiebungen in den gewählten Beispielen	52
6-11	Berechnete Ergebnisse unter einer Erdbebenbelastung	53
6-12	Berechnete Beispiele zum Einfluß des Reibungswinkels der Trennflächen	55
6-13	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Kohäsion der Trennflächen	55
6-14	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Zugfestigkeit der Trennflächen	57
6-15	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Zugfestigkeit und des Fallwinkels der Trennflächen	57
6-16	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Festigkeit des Gesteins und des Reibungswinkels der Trennflächen	58
6-17	Berechnete Beispiele zum Einfluß der Festigkeit des Gesteins und der Kohäsion der Trennflächen	58
6-18	Bruchkeil und herabfallender einzelner Block	61
6-19	Berechnete standfeste Fälle mit Regressionsgrenze	63
6-20	Bauzustände bei Ausbruchsvarianten mit Hauptspannungen	66
6-21	Berechnete Beispiele zum Einfluß des Fallwinkels und der Ausbruchsvarianten	67
6-22	Versagensarten an unausgebauten geklüfteten Hohlraumkonturen	69
7-1	Definition der „Firstsenkung s_f “ in den drei verschiedenen Fällen	74
7-2	Abhängigkeit der Firstsenkung von der Überdeckungsmächtigkeit	74
7-3	Abhängigkeit der Firstsenkung vom Seitendruckbeiwert	75
7-4	Abhängigkeit der Firstsenkung von den Steifigkeiten der Trennflächen	76
7-5	Abhängigkeit der Firstsenkung von der Kohäsion der Trennflächen	77
7-6	Abhängigkeit der Firstsenkung vom Reibungswinkel der Trennflächen	

chen	78
7-7 Abhängigkeit der Firstsenkung von der Zugfestigkeit der Trennflächen	78
7-8 Abhängigkeit der Firstsenkung vom Dilatanzwinkel der Trennflächen	79
7-9 Dilatanzwirkung der Trennflächen	80
7-10 Abhängigkeit der Firstsenkung vom E-Modul des Gesteins	81
7-11 Firstsenkung bei der Variation der Kohäsion des Gesteins	82
7-12 Firstsenkung bei der Variation des Reibungswinkels des Gesteins	82
7-13 Abhängigkeit der Firstsenkung von der Zugfestigkeit des Gesteins	82
7-14 Abhängigkeit der Firstsenkung von der Anzahl der Trennflächenscharen	83
7-15 Abhängigkeit der Firstsenkung von den Abständen der Trennflächen	83
7-16 Abhängigkeit der Firstsenkung vom Fallwinkel der Trennflächen	84
8-1 Systemankerung in einer Tunnelröhre	87
8-2 Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 4$ m	89
8-3 Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 2,5$ m	89
8-4 Berechnete Ergebnisse zum Einfluß des Trennflächenfallwinkels JA1 bei einer Systemankerung bei $l_a = 1,5$ m	89
8-5 Einfluß der Ankerlänge auf die Standfestigkeit der Tunnelkontur	90
8-6 Abhängigkeit der Firstsenkung vom Trennflächenfallwinkel JA1 bei einer Systemankerung	90
8-7 Beispiel für die Heftwirkung der Anker auf Platten und Bänke in der Tunnelfirste	91
8-8 Beispiel für die Heftwirkung der Anker bei einem Bruchkeil	92
8-9 Verbesserung des sekundären Spannungszustandes durch Ankerung ohne und mit Vorspannung	93
8-10 Berechnete Ergebnisse zur Abhängigkeit der Firstsenkung vom Trennflächenfallwinkel JA1 bei Anwendung von Spritzbeton	96
8-11 Ulmenstollenvortrieb	97

8-12	Verläufe der Firstsenkung und der Sohlenhebung beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell für die Strukturelemente	102
8-13	Normalkräfte in den Spritzbetonschalen	102
8-14	Momente in den Spritzbetonschalen	103
8-15	„Sicherheitsgrad“ der Gesteinssubstanz S_G im konturnahen Bereich	104
8-16	Verschiebungen der Spritzbetonschalen	104
8-17	Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung im Falle von einer und von zwei Betonschalen, ermittelt mit dem De- und Reaktivierungsverfahren für den Kalottenvortrieb	106
8-18	Sicherheitsgrad von Spritzbeton und Gestein beim De- und Reaktivierungsverfahren	106
8-19	Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand bei einem Kalottenvortrieb	107
8-20	Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung mit Spritzbetonschalen bei einem Ulmenstollenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebautem Modell	110
8-21	Normalkräfte in den Spritzbetonschalen	111
8-22	Momente in den Spritzbetonschalen	111
8-23	„Sicherheitsgrade“ der Gesteinssubstanz	111
8-24	Verschiebungen der Spritzbetonschalen	111
8-25	Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand beim Ulmenstollenvortrieb	112
8-26	Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung beim Ulmenstollenvortrieb mit Spritzbetonschalen, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren	113
8-27	„Sicherheitsgrad“, bestimmt mit dem De- und Reaktivierungsverfahren	114
8-28	Schubverschiebungen und Trennflächen im Grenzscherspannungszustand, bestimmt mit dem De- und Reaktivierungsverfahren	114
8-29	Verläufe der Firstsenkung und Sohlenhebung von zwei Tunnelröhren beim Ulmenstollenvortrieb mit Spritzbetonschalen	116

8-30	Nachweis der Stützwirkung der Spritzbetonschale im Falle eines möglichen Bruchkeils	117
8-31	Verschiebungen im Gebirge und in den Spritzbetonschalen beim Vollausbuch	118
8-32	Wichtigkeit des rechtzeitigen Einbaus der Spritzbetonschale	118
8-33	Berechnetes Versagen des Hohlraums mit Spritzbetonschale	119
8-34	Überbeanspruchungen in der Spritzbetonschale	119
8-35	Berechnete Firstsenkungen mit und ohne Verbund zwischen den Ankerköpfen und Spritzbeton	122
8-36	Berechnete Firstsenkungen bei Variation des Trennflächenfallwinkels JA1	
	<ul style="list-style-type: none">• bei einem nicht ausgebauten Tunnel,• bei einer Systemankerung,• bei einer Spritzbetonschale und• bei einem Spritzbeton-Anker-Verbundausbau	122

Tabellenverzeichnis

5-1	Kennziffer der Kluftscharen und der Ortsbrust	39
5-2	Basiskennwerte für die Gesteinsmatrix	39
5-3	Basiskennwerte für Trennflächen	39
6-1	Verwendete Festigkeitsparameter	58
7-1	Zusammenstellung der Festigkeitsparameter von Trennflächen für einzelne Fallgruppen für die Sensibilitätsberechnung bezüglich der Dilatanz	79
8-1	Parameter der Systemankerung in einer Tunnelröhre	87
8-2	Parameter der Spritzbetonschale im Rechenmodell	95
8-3	Materialparameter bei der Simulation der Bauzustände	99

Anlage 1 Berechnete Fallgruppen mit Parametern der Trennflächen

Fallgruppe	jcoh	jfri	jkn	jks	de	jw1	jw2	js1	js2	Bemerkungen
mw1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	
m1w1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	
m6w1	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1t	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	SB0,6
m1w1t	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1t	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1t	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1t	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	
m6w1t	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1t	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1t1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	SB0,25
m1w1t1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1t1	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1t1	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1t1	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	
m6w1t1	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1t1	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1t2	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	SB0,2
m2w1t2	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1t2	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m7w1t2	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1t3	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	SB0,15
m2w1t3	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1t3	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m7w1t3	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1c	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	CB4
m1w1c	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1c	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1c	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1c	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	
m6w1c	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1c	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
mw1c1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	CB2,5
m1w1c1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1c1	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1c1	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	

Anlage 1 Brechnete Fallgruppen

Fallgruppe	jcoh	jfri	jkn	jks	de	jw1	jw2	js1	js2	Bemerkungen
m5w1c1	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	CB2,5
m6w1c1	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1c1	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
m5w1c2	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	CB2,5 VS
m7w1c2	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
m8w1c2	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
mw1c3	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	CB1,5 VS
m1w1c3	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w1c3	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w1c3	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1c3	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	
m6w1c3	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w1c3	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
m5w1c4	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	CB1,5
m7w1c4	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
m8w1c4	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w1ct	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	SB0,15 CB4
m7w1ct	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
m8w1ct	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
mw2	0,1	23	23	16	5	30	*	2	2	
m1w2	0,1	23	23	16	10	30	*	2	2	
m2w2	0,1	23	23	16	20	30	*	2	2	
m8w2	0,1	23	23	16	50	30	*	2	2	
m5w2	0,1	23	23	16	5	30	*	3	4,5	
m6w2	0,1	23	23	16	10	30	*	3	4,5	
m7w2	0,1	23	23	16	20	30	*	3	4,5	
mw	0,1	23	23	16	5	*	----	2	----	
m1w	0,1	23	23	16	10	*	----	2	----	
m2w	0,1	23	23	16	20	*	----	2	----	
m8w	0,1	23	23	16	50	*	----	2	----	
m5w	0,1	23	23	16	5	*	----	3	----	
m6w	0,1	23	23	16	10	*	----	3	----	
m7w	0,1	23	23	16	20	*	----	3	----	
mw13	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	JS3=4
m1w13	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	
m2w13	0,1	23	23	16	20	*	-60	2	2	
m8w13	0,1	23	23	16	50	*	-60	2	2	
m5w13	0,1	23	23	16	5	*	-60	3	4,5	JS3=4
m6w13	0,1	23	23	16	10	*	-60	3	4,5	
m7w13	0,1	23	23	16	20	*	-60	3	4,5	
ms1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	2	
m1s1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	2	
m2s1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	2	

Anlage 1 Brechnete Fallgruppen

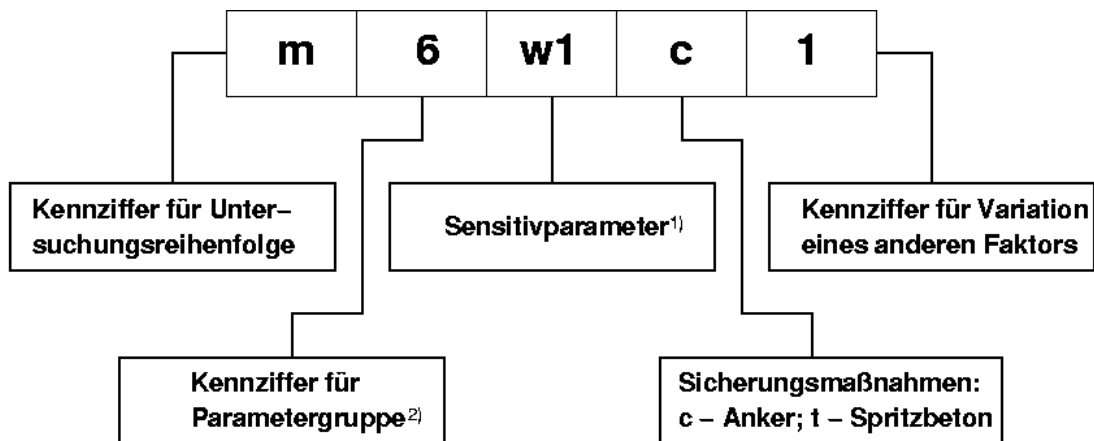
Fallgruppe	jcoh	jfri	jkn	jks	de	jw1	jw2	js1	js2	Bemerkungen
m8s1	0,1	23	23	16	50	30	-60	*	2	
m5s1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	4,5	
m6s1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	4,5	
m7s1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	
m7hs1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	KW +5
ms1t	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	2	SB0,6
m1s1t	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	2	
m2s1t	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	2	
m8s1t	0,1	23	23	16	50	30	-60	*	2	
m5s1t	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	4,5	
m6s1t	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	4,5	
m7s1t	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	
ms1t1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	2	SB0,25
m1s1t1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	2	
m2s1t1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	2	
m8s1t1	0,1	23	23	16	50	30	-60	*	2	
m5s1t1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	4,5	
m6s1t1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	4,5	
m7s1t1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	
ms1c	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	2	CB4
m1s1c	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	2	
m2s1c	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	2	
m8s1c	0,1	23	23	16	50	30	-60	*	2	
m5s1c	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	4,5	
m6s1c	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	4,5	
m7s1c	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	
ms1c1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	2	CB2,5
m1s1c1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	2	
m2s1c1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	2	
m8s1c1	0,1	23	23	16	50	30	-60	*	2	
m5s1c1	0,1	23	23	16	5	30	-60	*	4,5	
m6s1c1	0,1	23	23	16	10	30	-60	*	4,5	
m7s1c1	0,1	23	23	16	20	30	-60	*	4,5	
ms2	0,1	23	23	16	5	30	-60	2	*	
m1s2	0,1	23	23	16	10	30	-60	2	*	
m2s2	0,1	23	23	16	20	30	-60	2	*	
m8s2	0,1	23	23	16	50	30	-60	2	*	
m5s2	0,1	23	23	16	5	30	-60	3	*	
m6s2	0,1	23	23	16	10	30	-60	3	*	
m7s2	0,1	23	23	16	20	30	-60	3	*	
ms	0,1	23	23	16	5	30	----	*	----	
m1s	0,1	23	23	16	10	30	----	*	----	
m2s	0,1	23	23	16	20	30	----	*	----	

Anlage 1 Brechnete Fallgruppen

Fallgruppe	jcoh	jfri	jkn	jks	de	jw1	jw2	js1	js2	Bemerkungen
m8s	0,1	23	23	16	50	30	----	*	----	
mjc	*	23	23	16	10	30	-60	2	2	
m1jc	*	33	23	16	10	30	-60	2	2	
m2jc	*	23	23	16	10	30	-60	6	4	
m3jc	*	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	
m4jc	*	15	23	16	10	30	-60	3	4,5	
m8jc	*	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m3pjc	*	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	PL
m8pjc	*	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m3hjc	*	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	KW -5
m3h1jc	*	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	KW 0
mjf	0,36	*	23	16	10	30	-60	2	2	
m2jf	0,36	*	23	16	10	30	-60	6	4	
m3jf	0,1	*	23	16	10	30	-60	3	4,5	
m4jf	0,01	*	23	16	10	30	-60	3	4,5	
m8jf	0,1	*	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m4pjf	0,01	*	23	16	10	30	-60	3	4,5	PL
m8pjf	0,1	*	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m4hjf	0,01	*	23	16	10	30	-60	3	4,5	KW -5
m4h1jf	0,01	*	23	16	10	30	-60	3	4,5	KW 0
mjt	0,1	23	23	16	10	30	-60	2	2	JT=*
m1jtw1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	JT=0,05
m1jt0w1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	JT=0,005
m1jt2w1	0,1	23	23	16	10	*	-60	2	2	JT=0,002
m8jd	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	JD=* JZ4
m8jd0	0,01	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m8jd1	0,1	18	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m8jd2	0,1	15	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m8jd3	0,1	12	23	16	50	30	-60	3	4,5	
m8jd31	0,1	12	23	16	50	30	-60	3	4,5	JD=* JZ3
m8jd32	0,1	12	23	16	50	30	-60	3	4,5	JD=* JZ5
m8pf	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=2 $\sigma_l=0,5$ $\varphi=*$
m8pf1	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=1 $\sigma_l=0,5$ $\varphi=*$
m8pc	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=* $\sigma_l=0,5$ $\varphi=35^\circ$
m8pc1	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=* $\sigma_l=0,5$ $\varphi=40^\circ$
m8pt	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=2 $\sigma_l=*$ $\varphi=35^\circ$
m8pt1	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=1 $\sigma_l=*$ $\varphi=35^\circ$
m8pt2	0,1	23	23	16	50	30	-60	3	4,5	PL c=0,5 $\sigma_l=*$ $\varphi=35^\circ$
mjks	0,01	23	23	*	10	30	-60	3	4,5	
m8jks	0,1	23	23	*	50	30	-60	3	4,5	
mjkn	0,01	23	*	16	10	30	-60	3	4,5	
m8jkn	0,1	23	*	16	50	30	-60	3	4,5	
mjk	0,01	23	**	*	10	30	-60	3	4,5	

Fallgruppe	jcoh	jfri	jkn	jks	de	jw1	jw2	js1	js2	Bemerkungen
m8jk	0,1	23	**	*	50	30	-60	3	4,5	
m4vw1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	$K_h = 0,4$
m6vw1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	$K_h = 0,6$
mvw1	0,1	23	23	16	5	*	-60	2	2	$K_h = 1$
mvx	0,1	23	23	16	5	30	-60	2	2	in + solv + $K_h = *$
mvx1	0,1	23	23	16	5	30	-60	2	2	in + $K_h = *$
m8vx	0,1	23	23	16	50	30	-60	2	2	in + $K_h = *$
me	0,1	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	v = 0,21, E = *
mp	0,1	23	23	16	10	30	-60	3	4,5	v = *, E = 4500
l8w1	0,1	23	23	16	50	*	-60	1,5	1,5	UA
l8vw1	0,1	23	23	16	50	*	-60	1,5	1,5	VA
l8kw1	0,1	23	23	16	50	*	-60	1,5	1,5	KA

Erläuterungen



- 1) w1, w2 – entsprechen ja1 und ja2, Fallwinkel der ersten, zweiten Trennflächenschar,
s1, s2 - Abstände der ersten, zweiten Trennflächenschar,
jc, jf - Kohäsion, Reibungswinkel der Trennflächen,
pc, pf - Kohäsion, Reibungswinkel des elastoplastischen Gesteins, ...

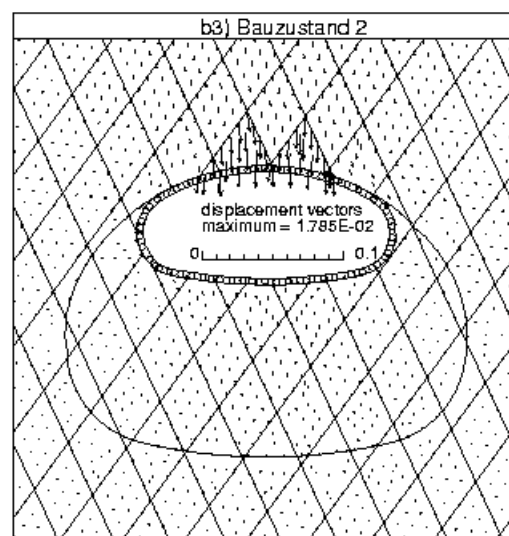
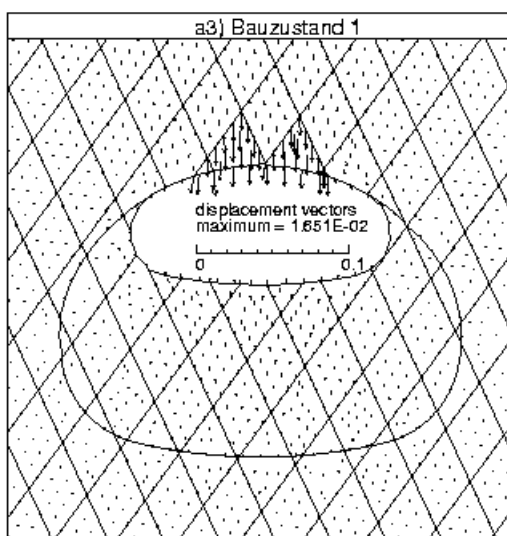
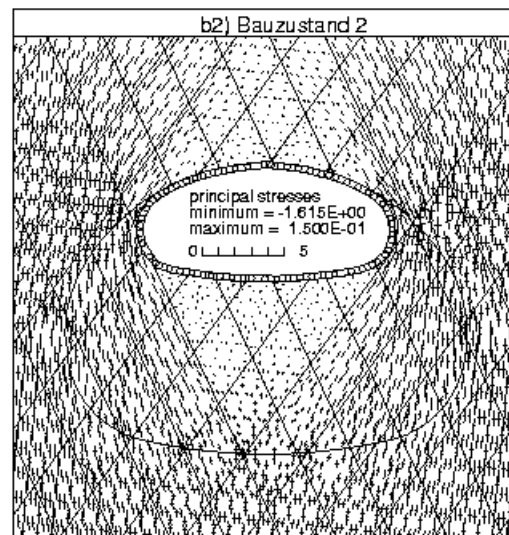
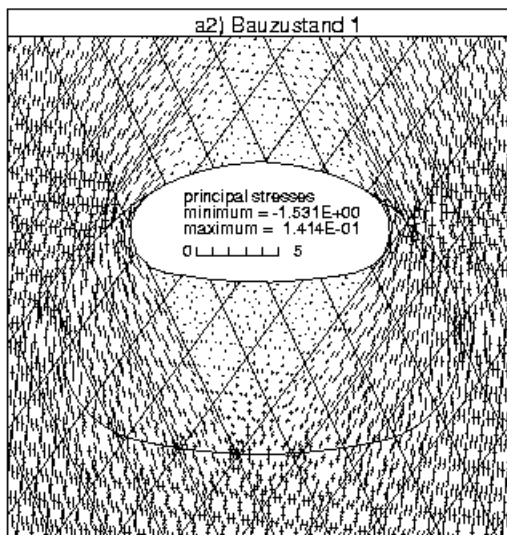
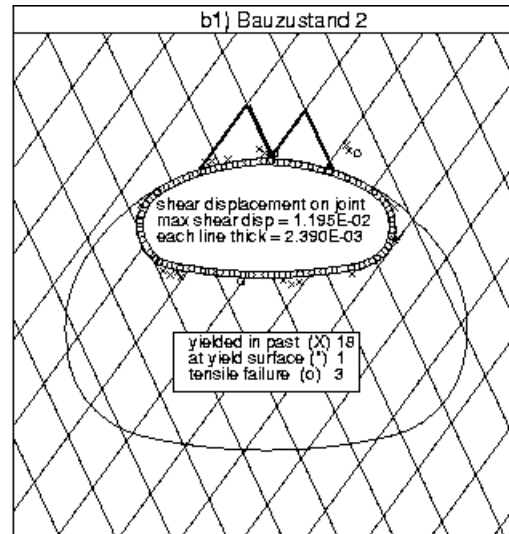
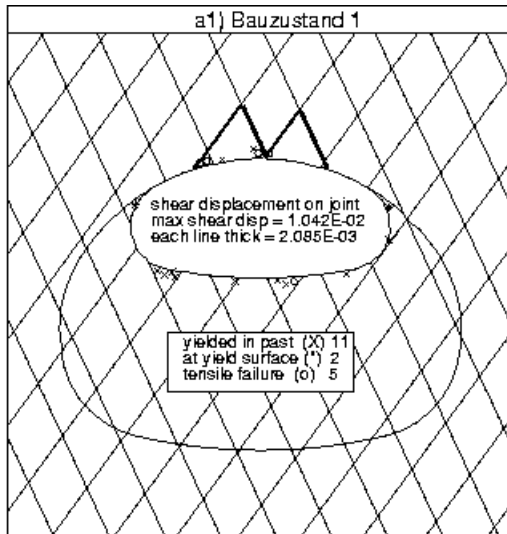
- 2) 1 - $d_e = 10$ m, js1, js2 = 2 m
2 - $d_e = 20$ m, js1, js2 = 2 m
3 - $d_e = 10$ m, js1 = 3 m, js2 = 4,5 m
4 - $d_e = 10$ m, js1 = 3 m, js2 = 4,5 m, niedrige Festigkeitsparameter
5 - $d_e = 5$ m, js1 = 3 m, js2 = 4,5 m
6 - $d_e = 10$ m, js1 = 3 m, js2 = 4,5 m
7 - $d_e = 20$ m, js1 = 3 m, js2 = 4,5 m
8 - $d_e = 50$ m, js1 = 2 m / 3 m, js2 = 2 m / 4,5 m
ohne - $d_e = 5$ m, js1 = 2 m, js2 = 2 m

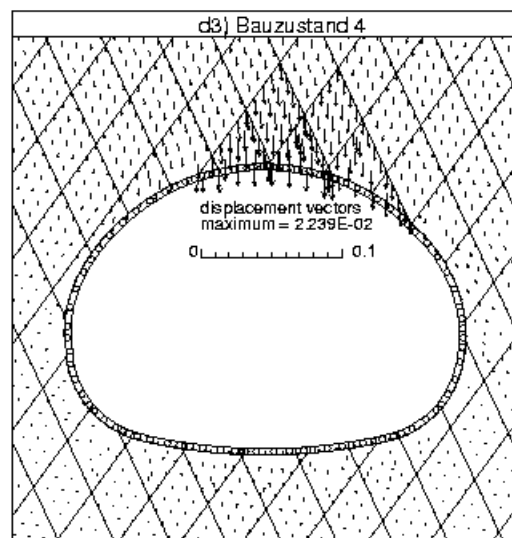
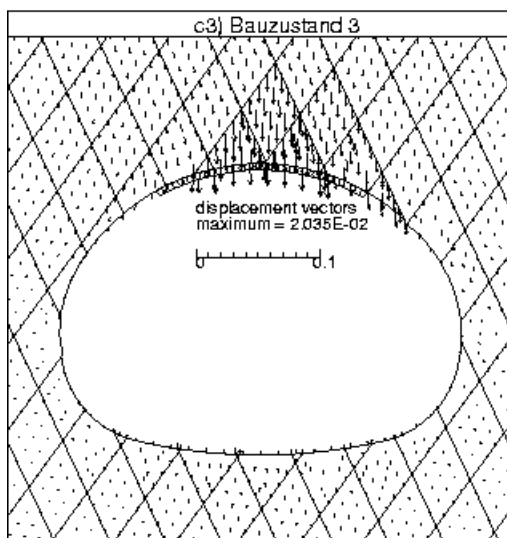
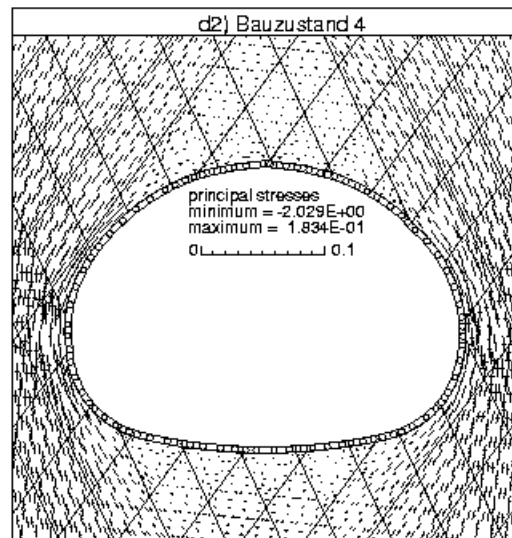
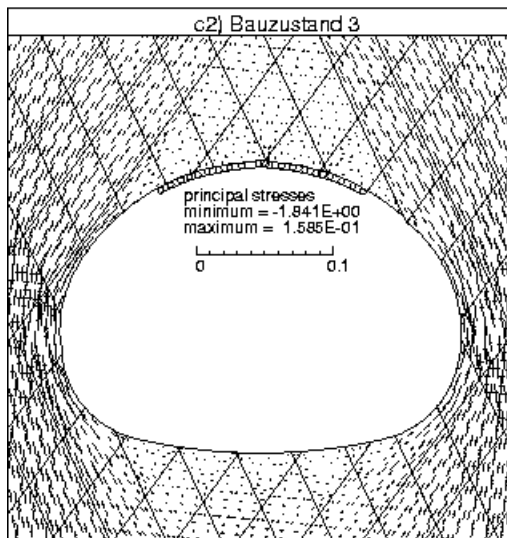
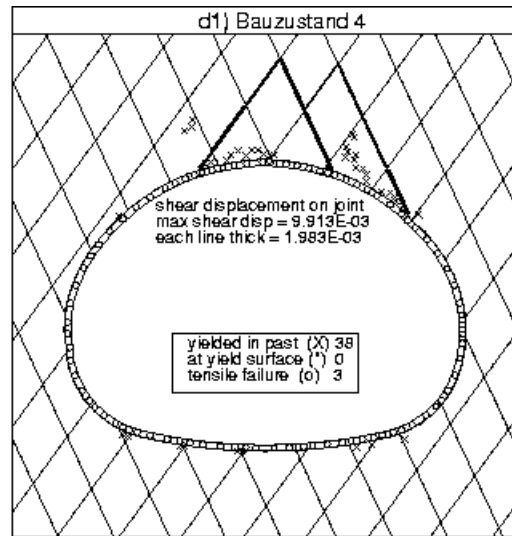
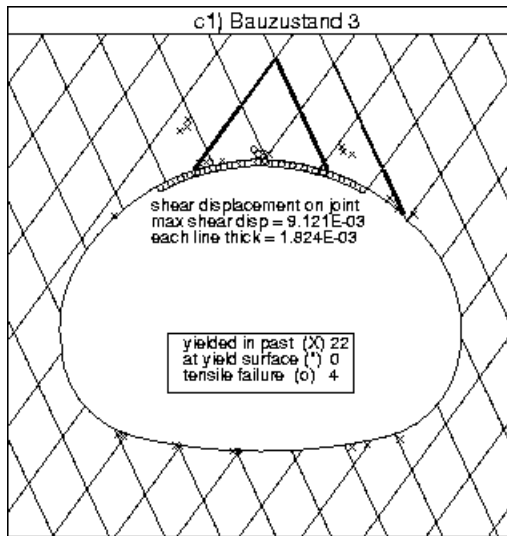
jcoh – Kohäsion der Trennflächen c_j (0,01 - 20 MPa)

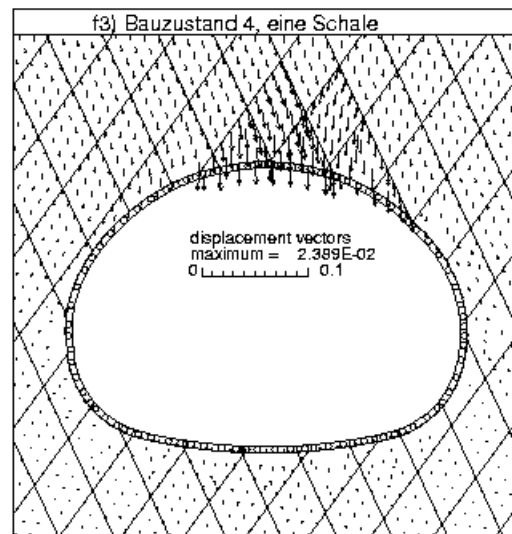
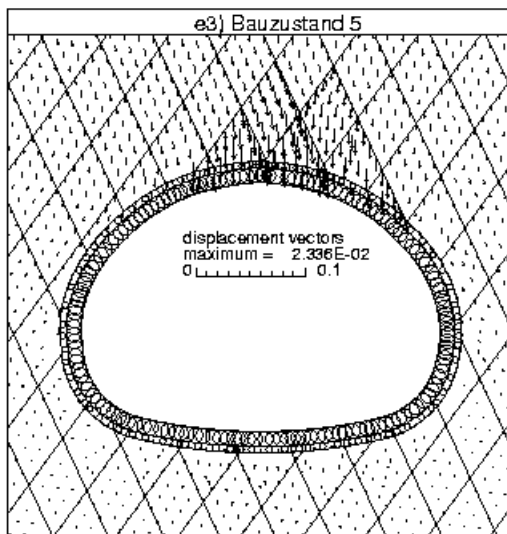
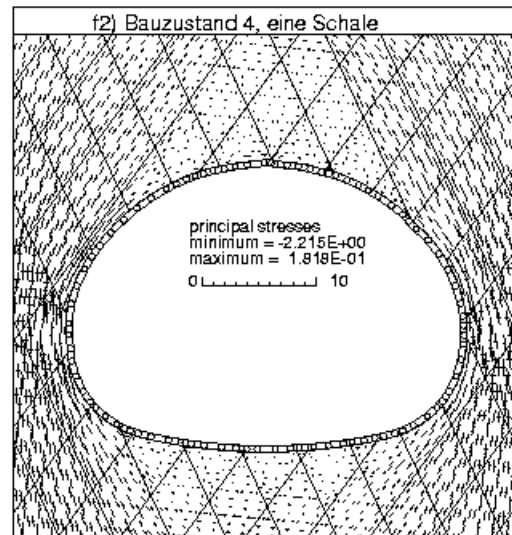
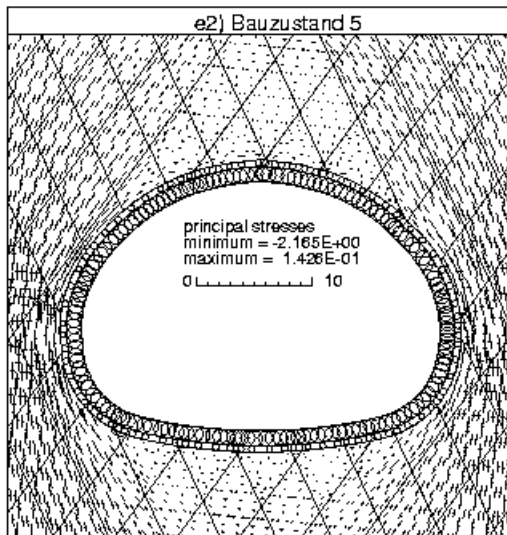
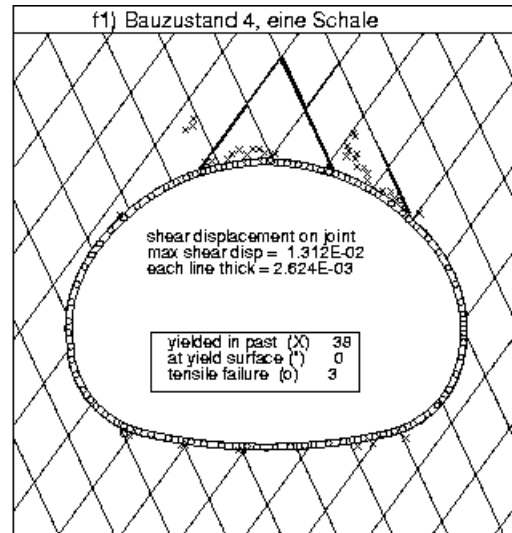
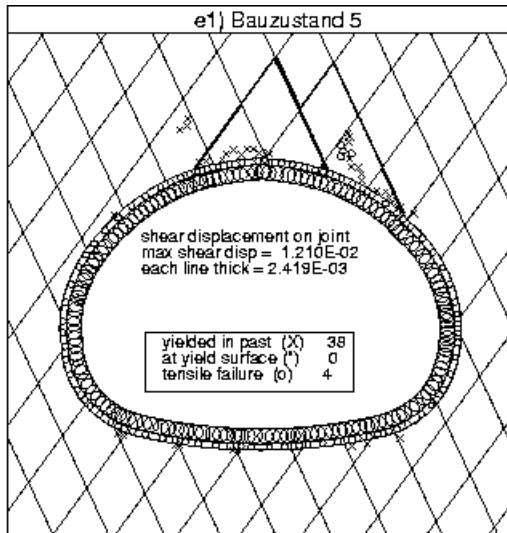
jfri – Winkel der inneren Reibung der Trennflächen φ_j (15° - 50°)

- jkn – Normalsteifigkeit der Trennflächen k_n (10^{-3} - 10 GPa/m)
- jks – Schersteifigkeit der Trennflächen k_s (10^{-3} - 10 GPa/m)
- de – Überdeckungsmächtigkeit (5 - 50 m)
- jw1 – entspricht ja1, Fallwinkel der 1. Trennflächenschar (0° - 90°)
- jw2 – entspricht ja2, Fallwinkel der 2. Trennflächenschar (-90° - 0°)
- js1 – Abstand der 1. Trennflächenschar (0,5 - 12 m)
- js2 – Abstand der 2. Trennflächenschar (0,5 - 12 m)
- js3 – Abstand der 2. Trennflächenschar (4 m)
- JT – Zugfestigkeit der Trennflächen (0 - 0,1 MPa)
- JD – Dilatanzwinkel der Trennflächen (0 - 15°)
- JZ – Null-Dilatanz-Grenze, $4 - 10^{-4}$, $3 - 10^{-3}$, $5 - 10^{-5}$, m
- K_h – Seitendruckbeiwert (0,1 - 2,0)
- v – Poissonzahl des Gesteins (0,14 - 0,48)
- E – E-Modul des Gesteins (0,5 - 10,5 GPa)
- * – Dieser Parameter variiert sich
- ** – $jks / jkn = 16 / 23$
- – Dieser Parameter existiert nicht im Modell
- SB – Mit Spritzbetonschale, gefolgt bei ihrer Dicke (m)
- CB – Mit Systemankern, gefolgt bei ihrer Länge (m)
- VS – Mit Vorspannen (Vorspannkraft 80 kN)
- PL – Gestein elastoplastisch
- KW – Mit Kluftwasser, gefolgt bei Wasserspiegelniveau von der Oberkante
des Modells
- in – Mit Insitu-Befehl beim Eintragen des Grundspannungszustandes
- solv – Mit Berechnungszyklen beim Eintragen des
Grundspannungszustandes
- UA – Ulmenstollenvortrieb
- VA – Vollaushub
- KA – Kalottenvortrieb

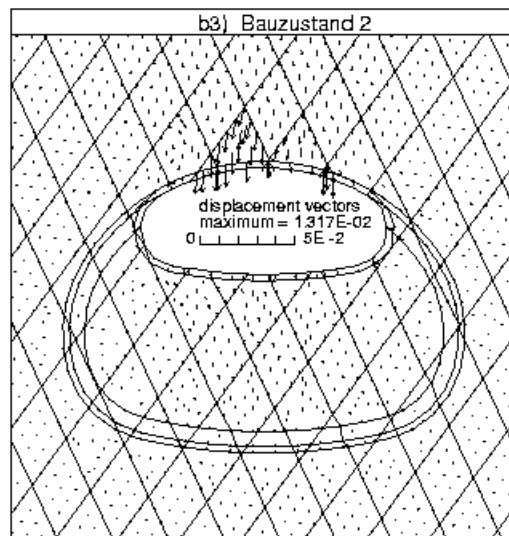
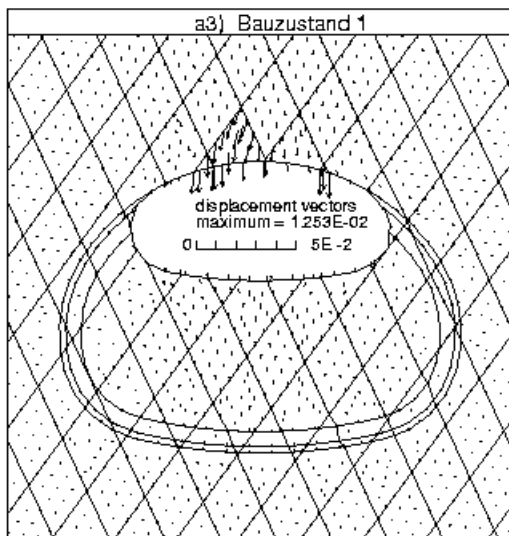
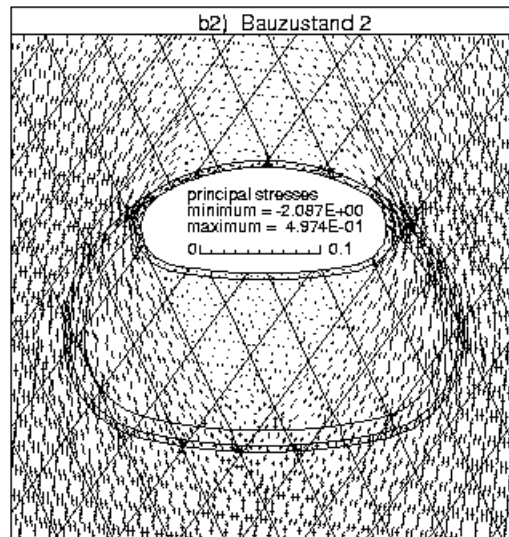
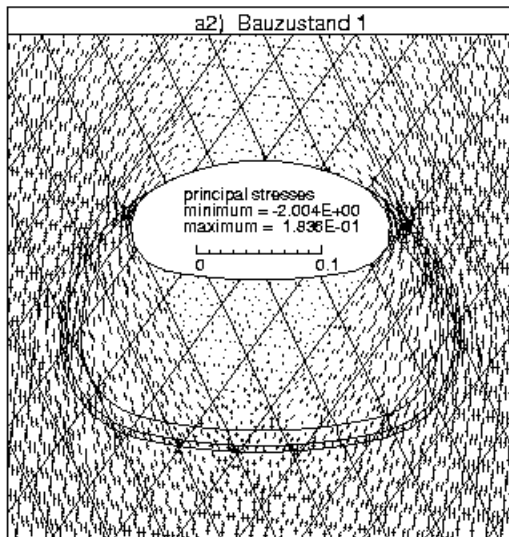
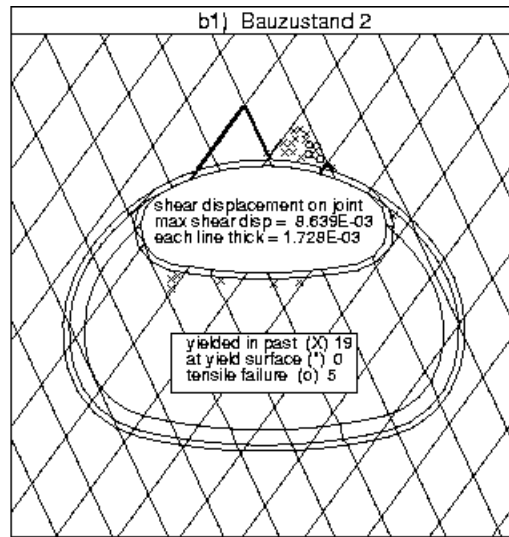
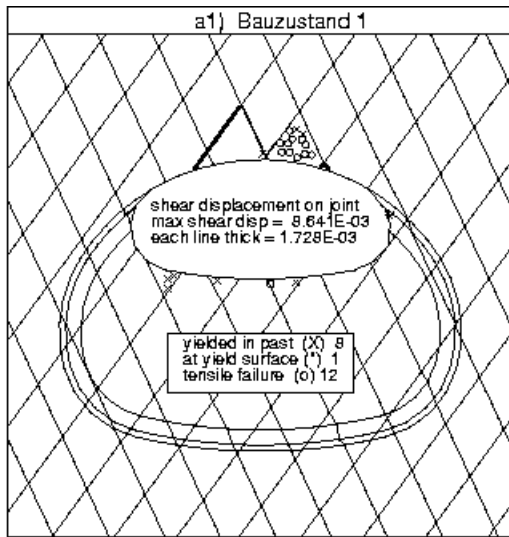
Anlage 2 Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell für Strukturelemente (Einheiten: Spannung in MPa, Verschiebung in m)

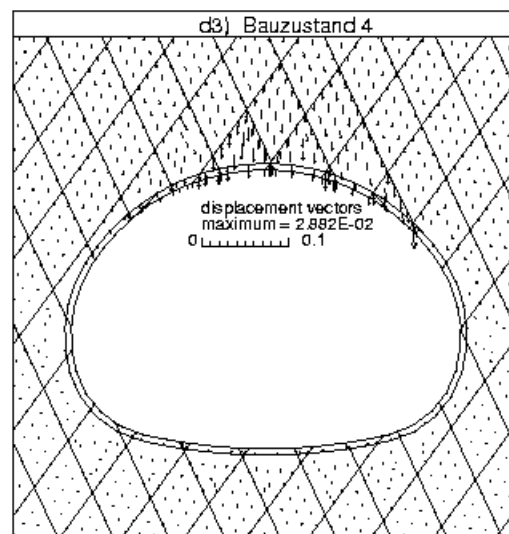
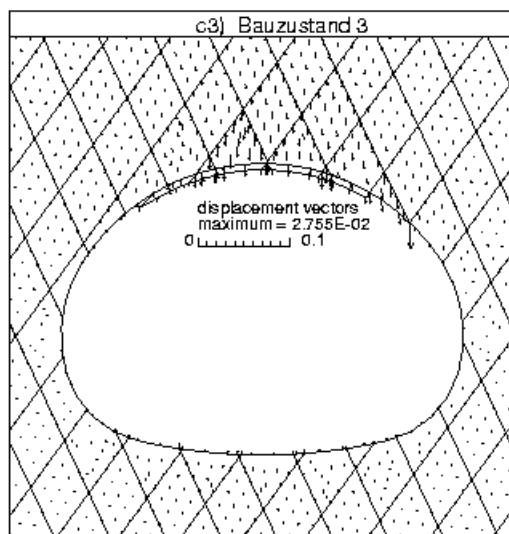
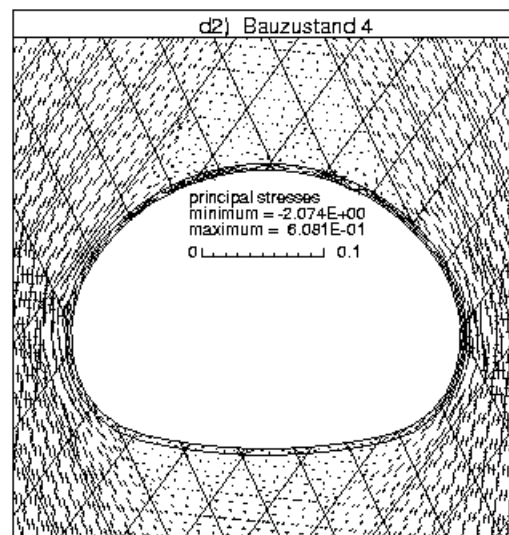
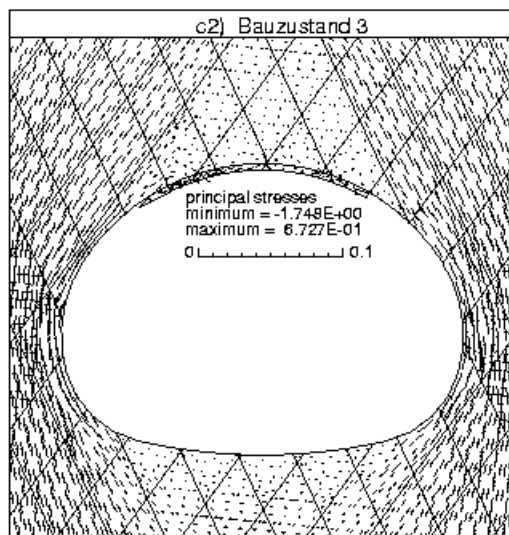
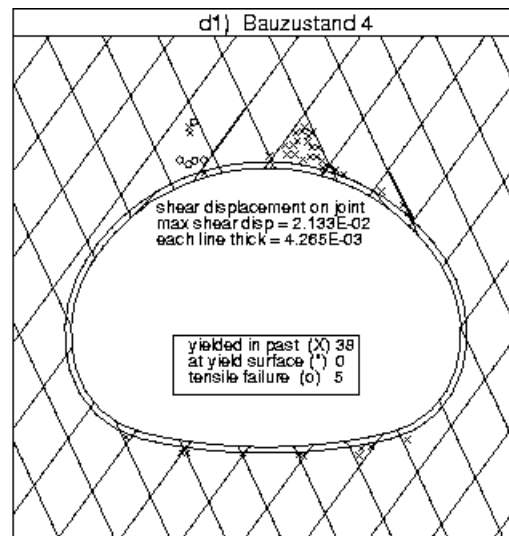
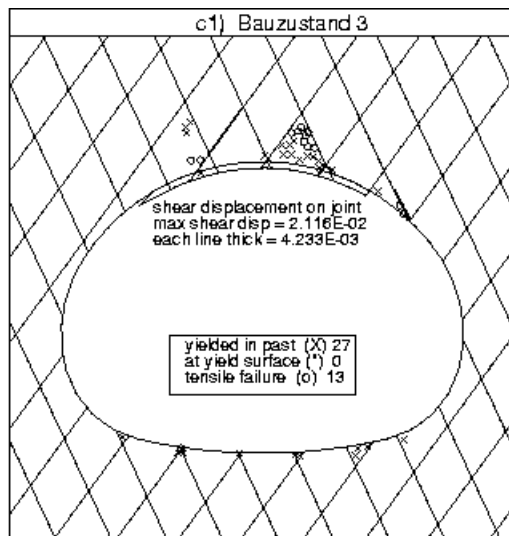


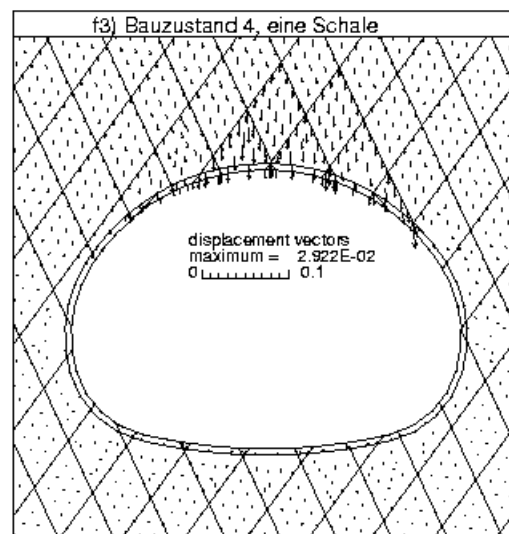
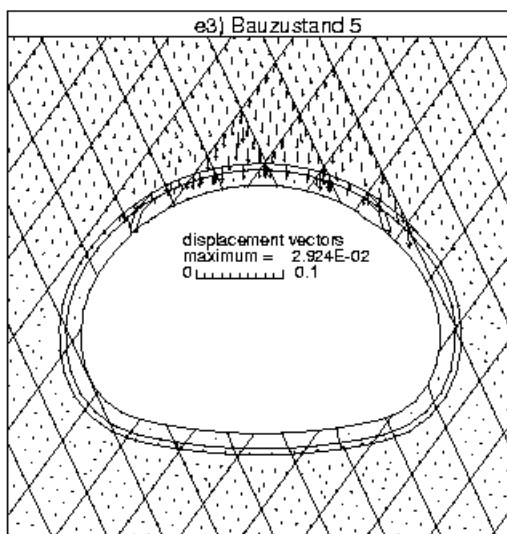
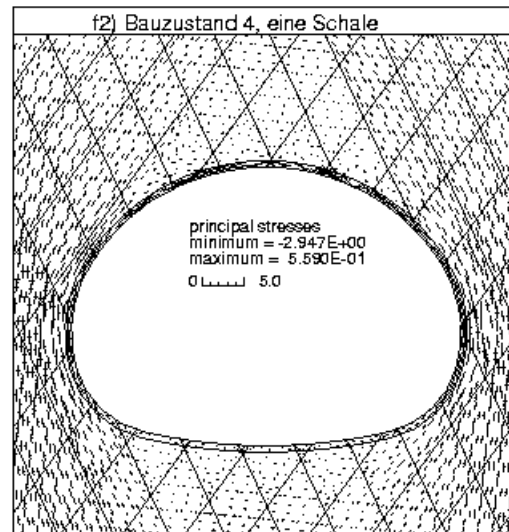
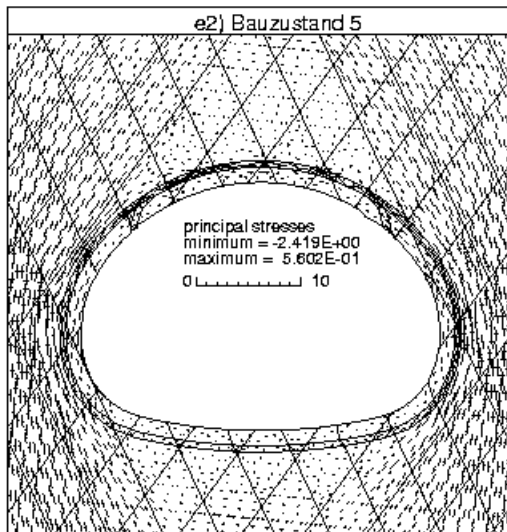
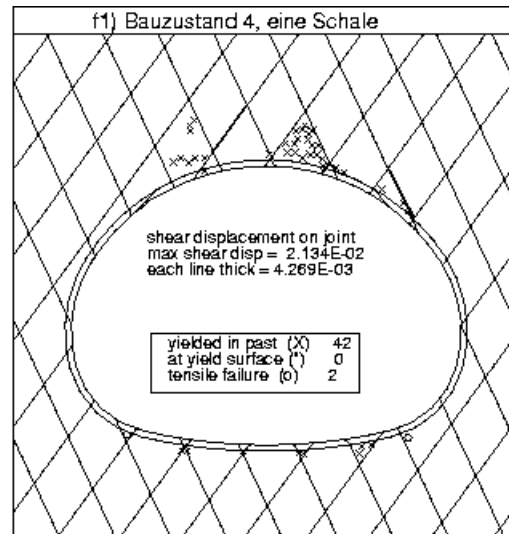
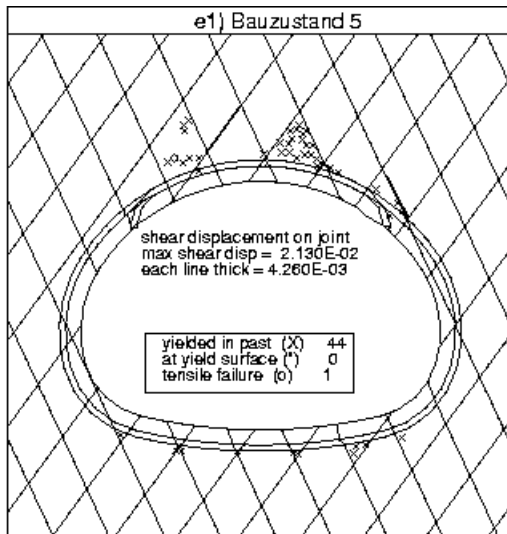




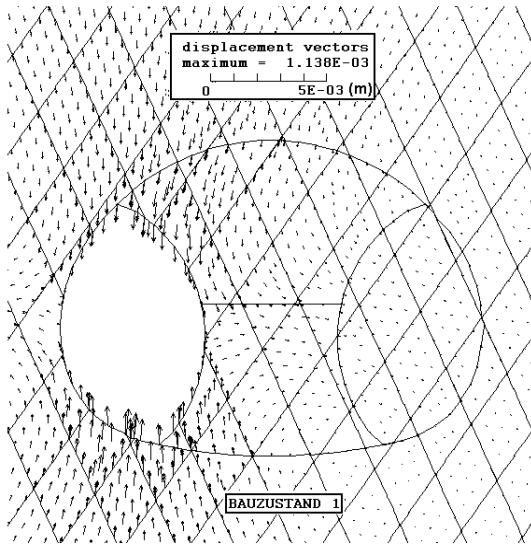
Anlage 3 Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Kalottenvortrieb, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren (Einheiten: Spannung in MPa, Verschiebung in m)



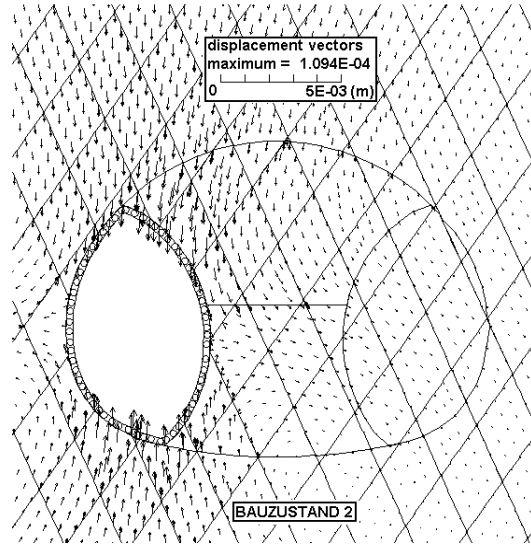




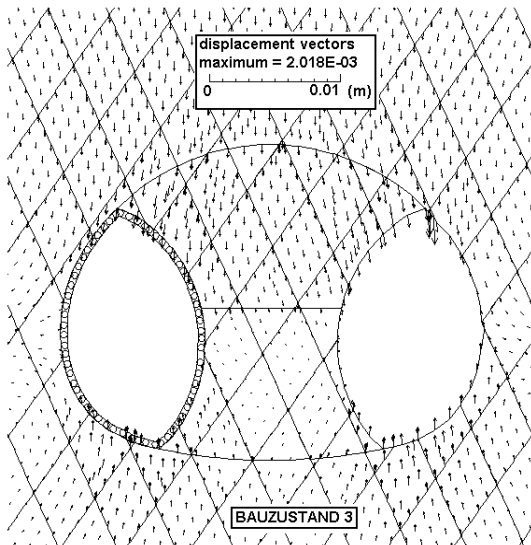
Anlage 4 Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Ulmenstollenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell (Einheiten: Spannung in MPa, Verschiebung in m)



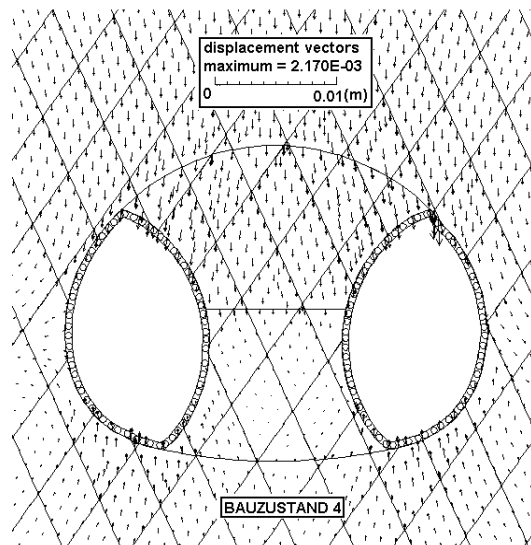
v1)



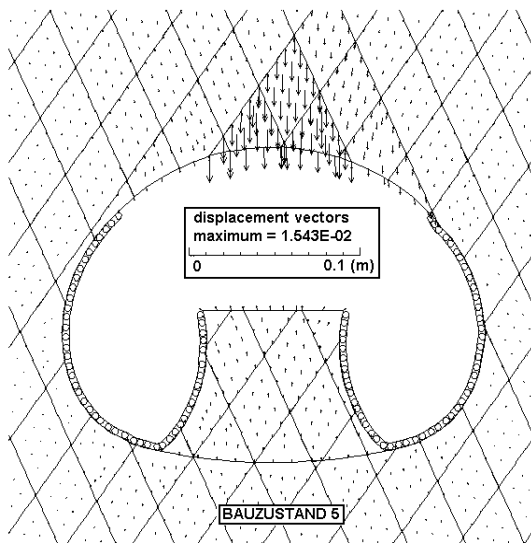
v2)



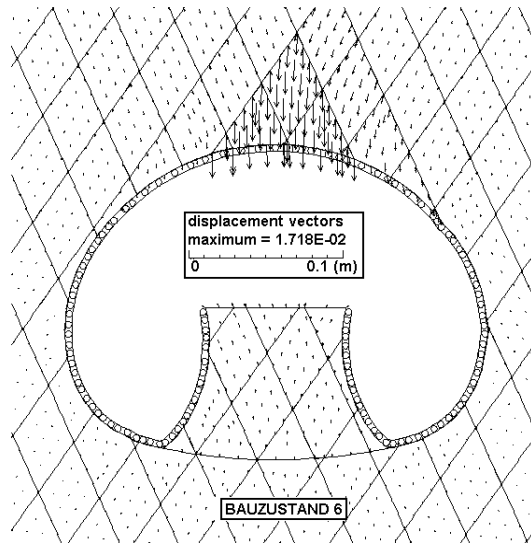
v3)



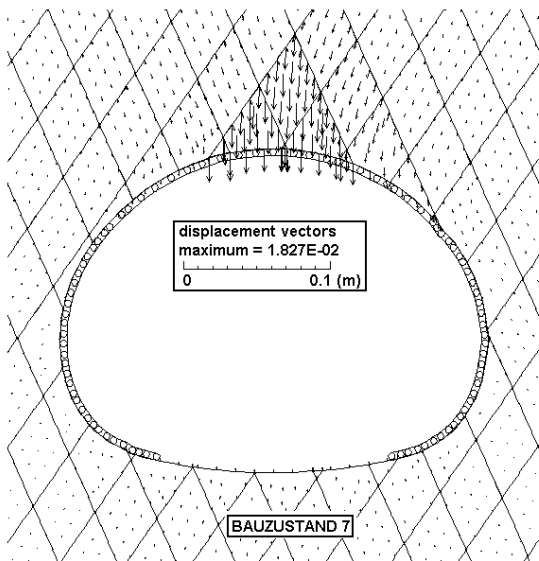
v4)



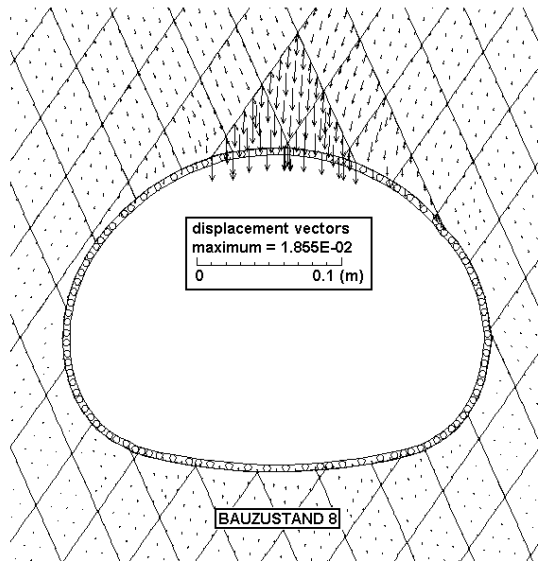
v5)



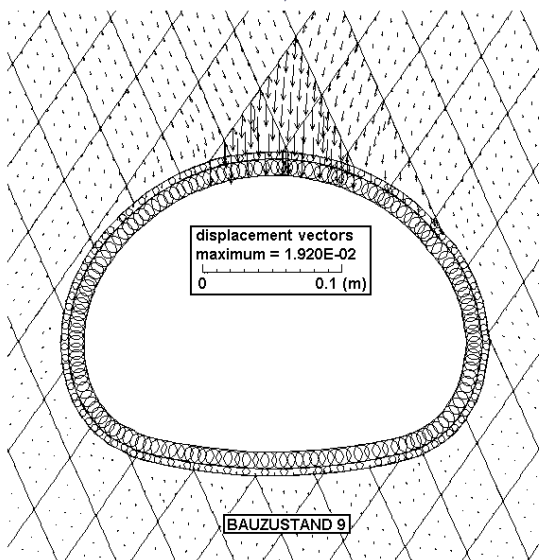
v6)



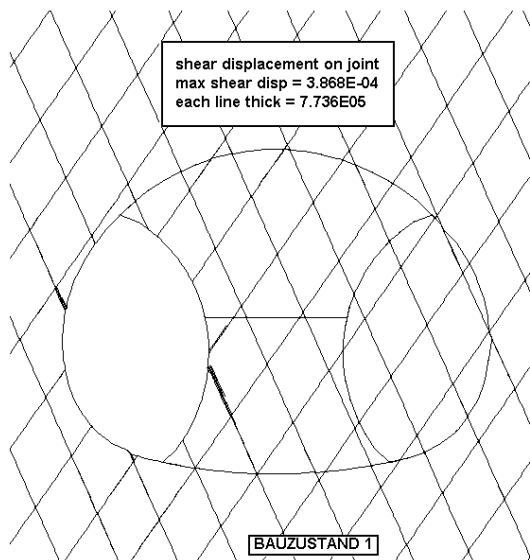
v7)



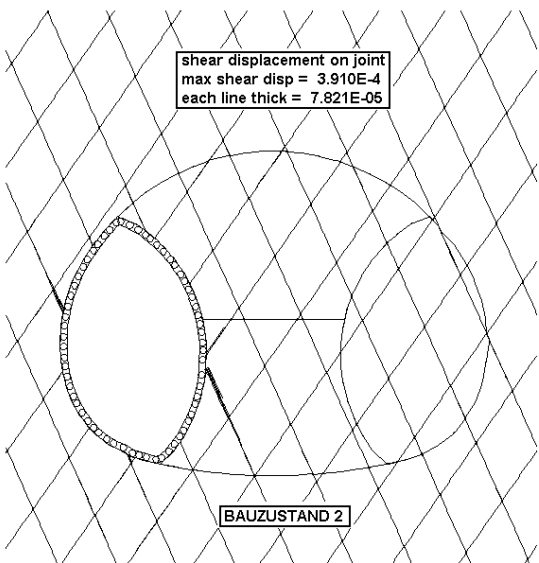
v8)



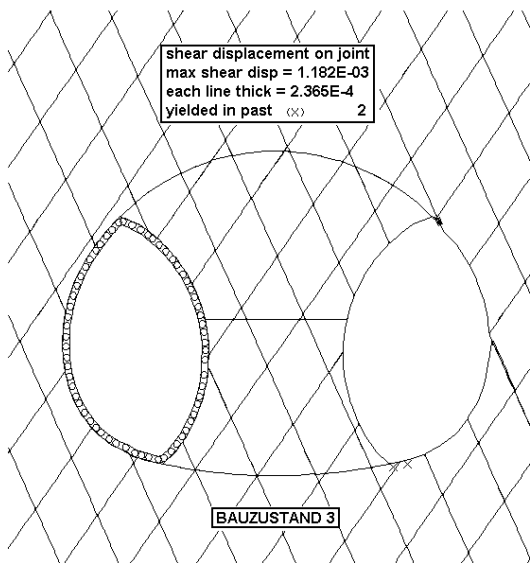
v9)



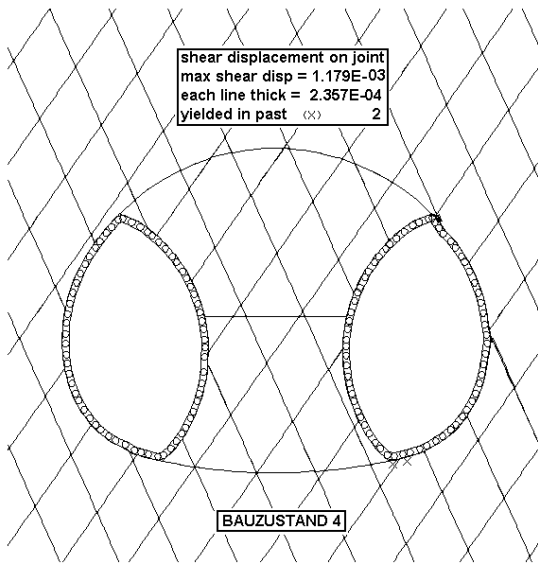
p1)



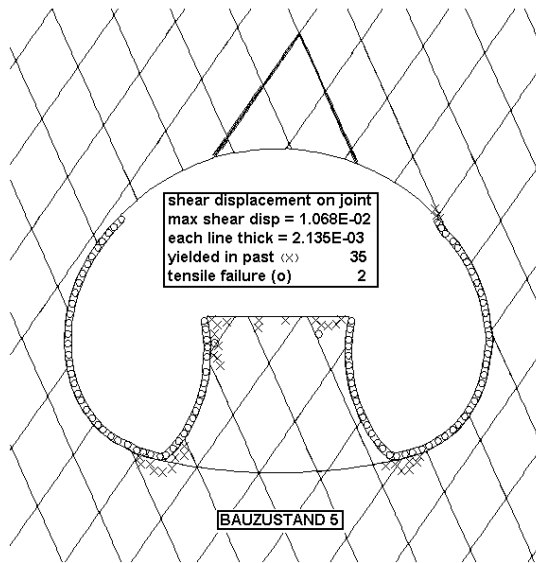
p2)



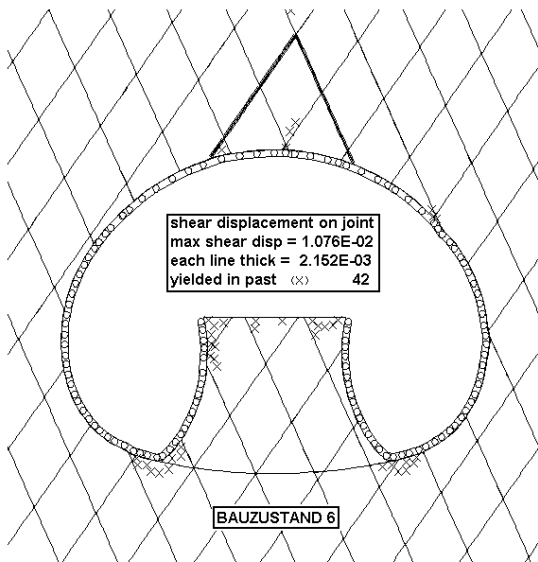
p3)



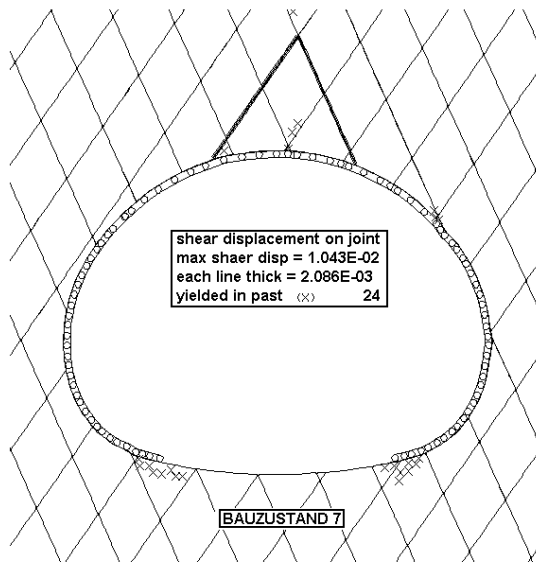
p4)



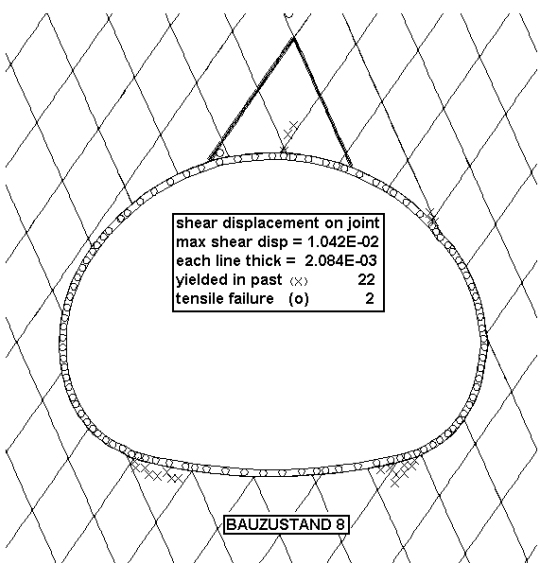
p5)



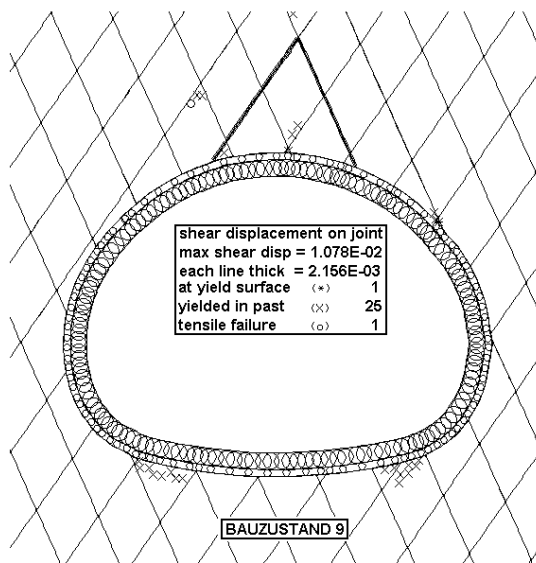
p6)



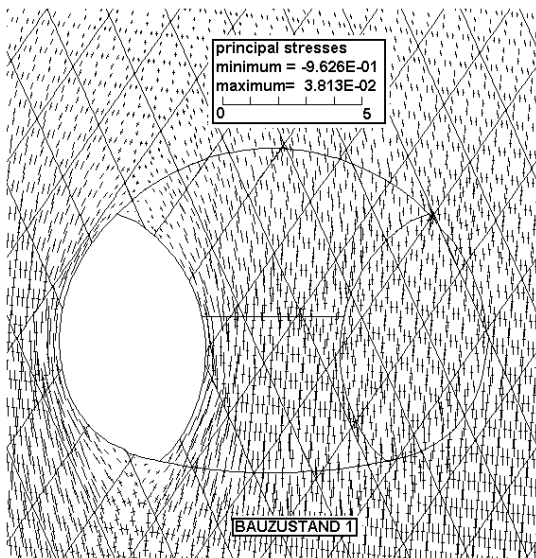
p7)



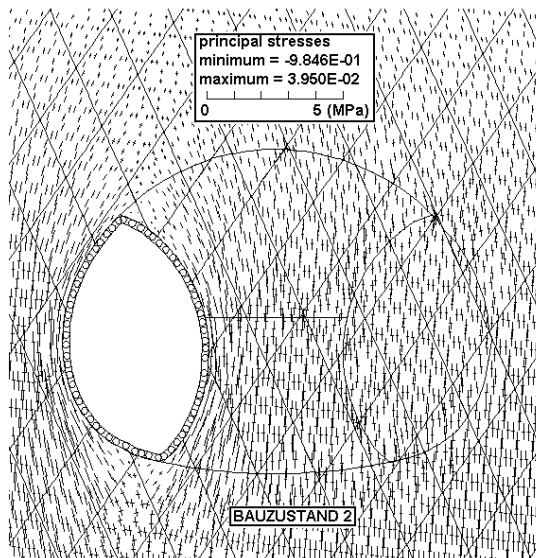
p8)



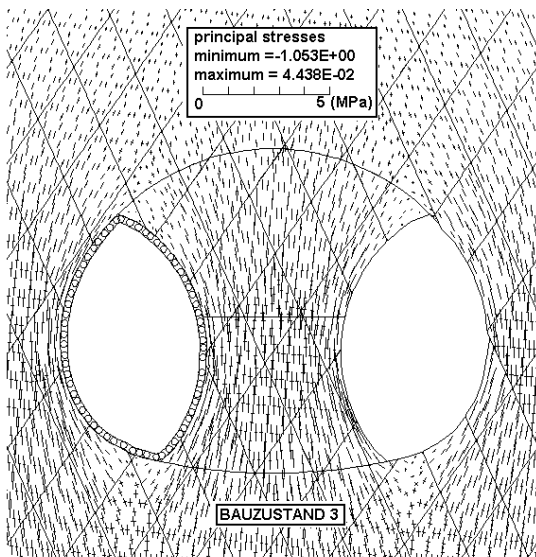
p9)



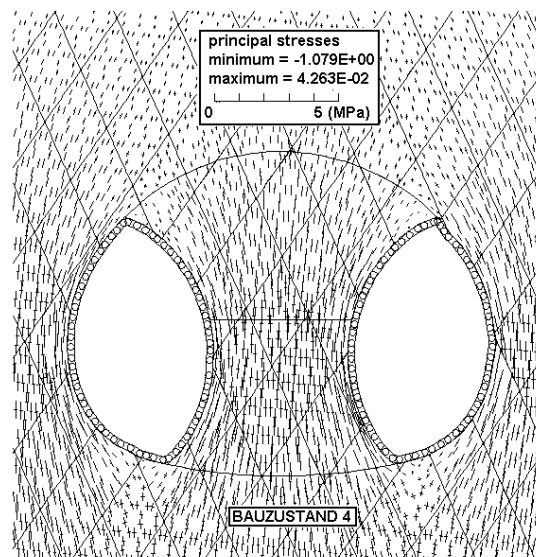
s1)



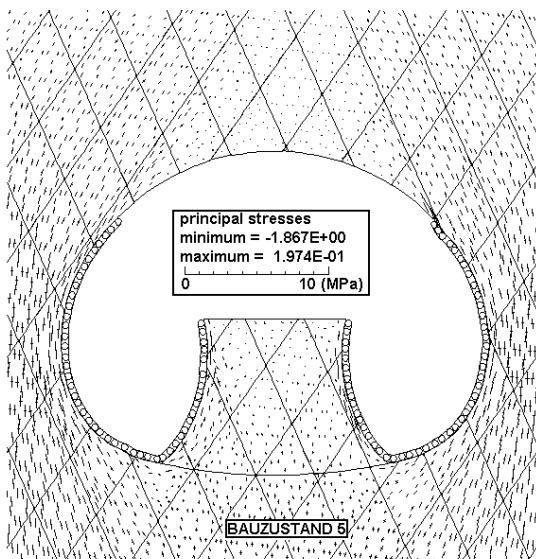
s2)



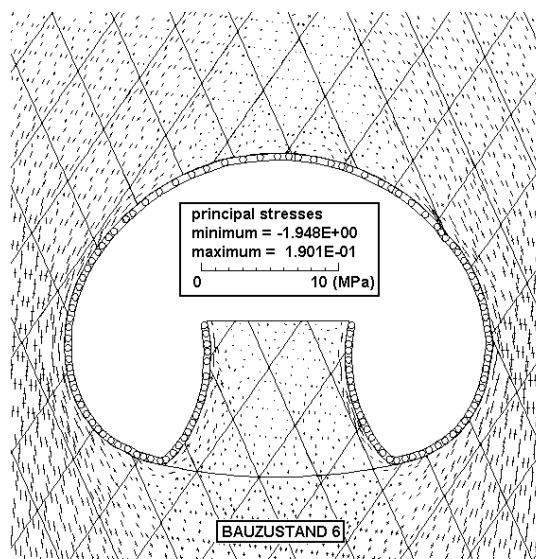
s3)



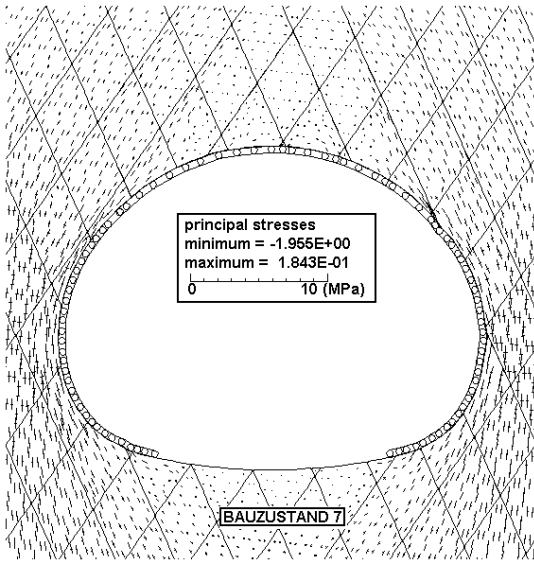
s4)



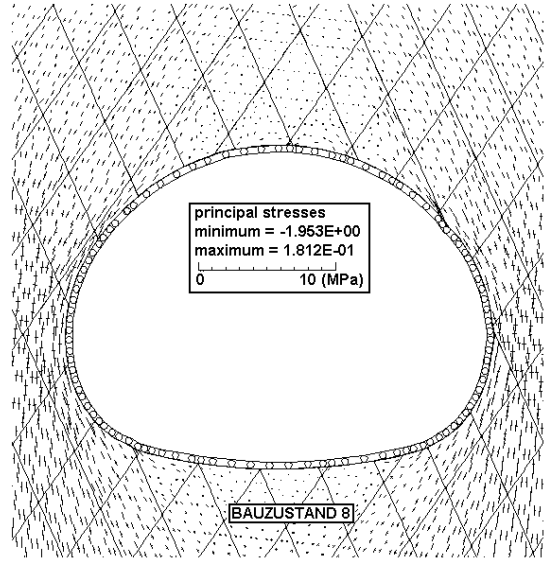
s5)



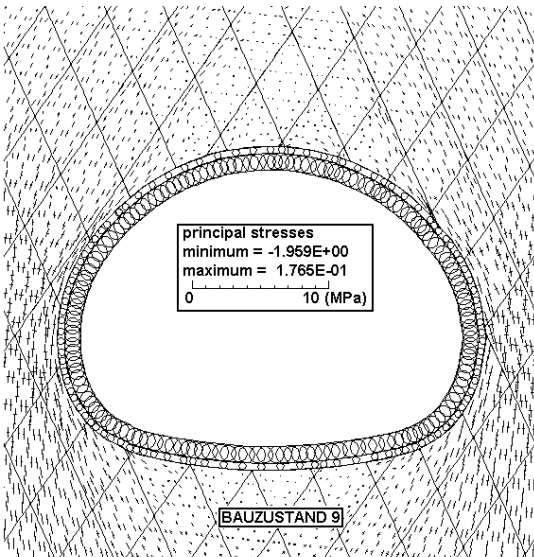
s6)



s7)

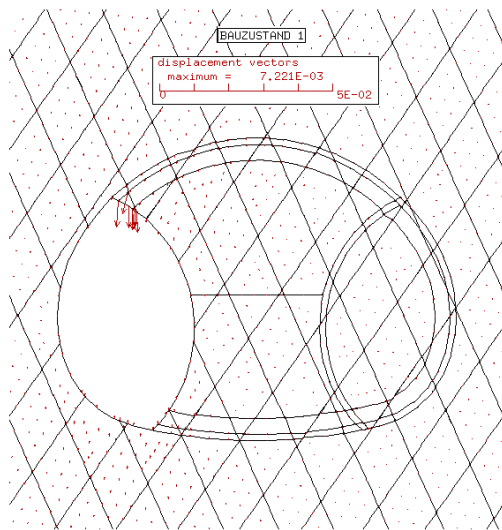


s8)

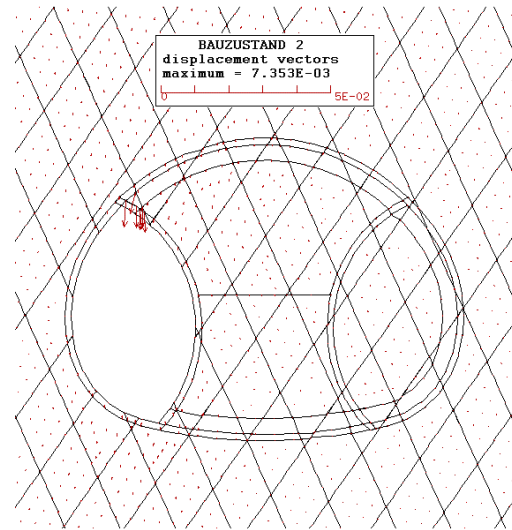


s9)

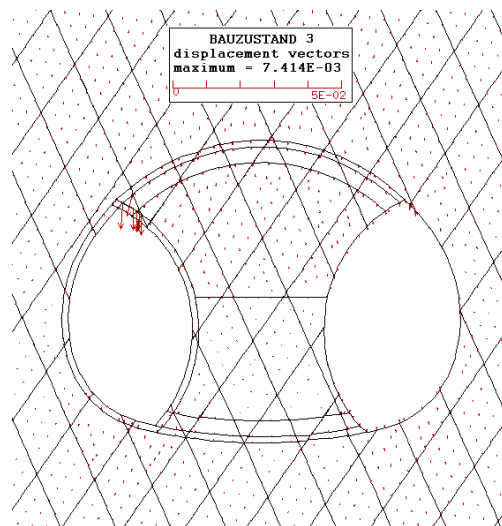
Anlage 5 Bauzustände mit Spritzbetonschalen beim Ulmenstollenvortrieb, berechnet mit dem De- und Reaktivierungsverfahren (Einheiten: Spannung in MPa, Verschiebung in m)



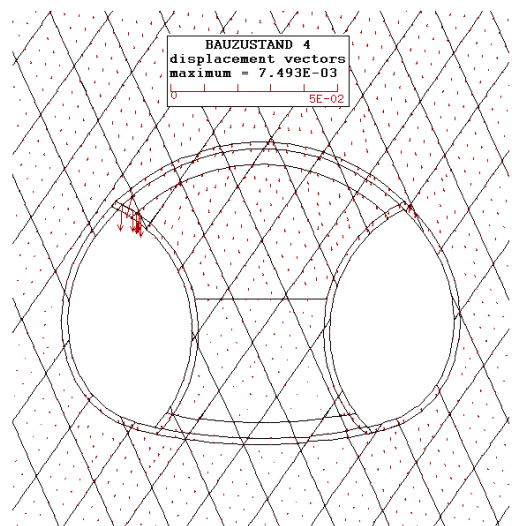
v1)



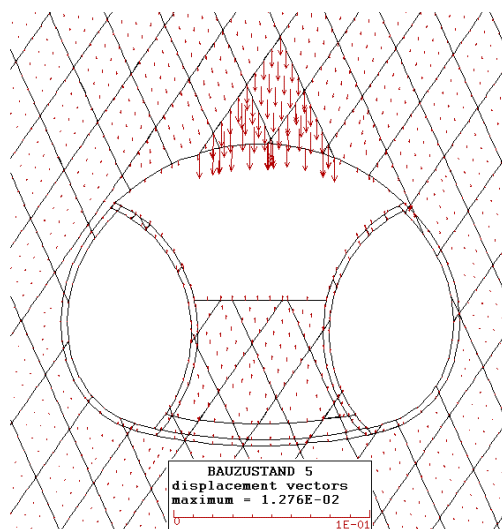
v2)



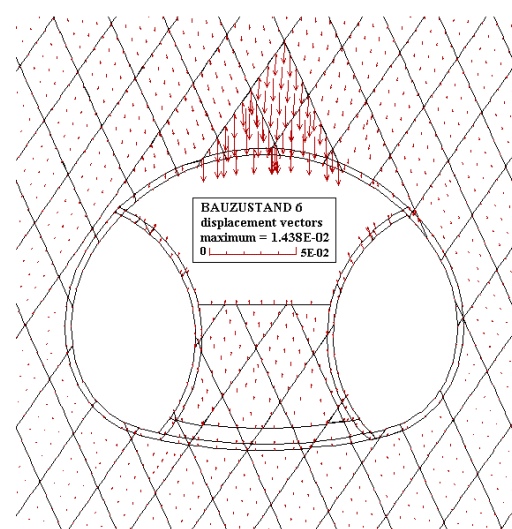
v3)



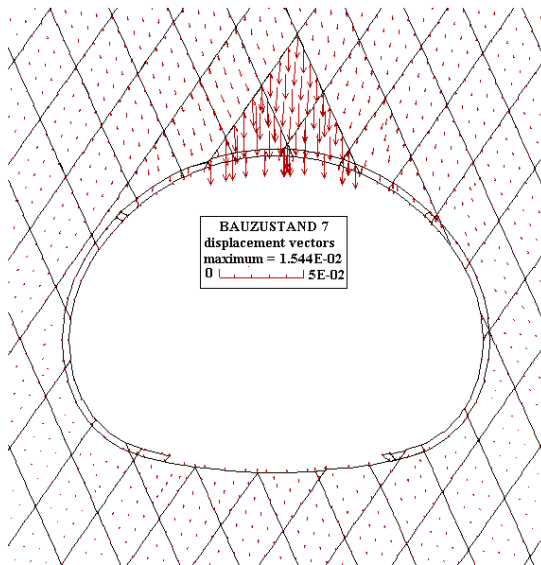
v4)



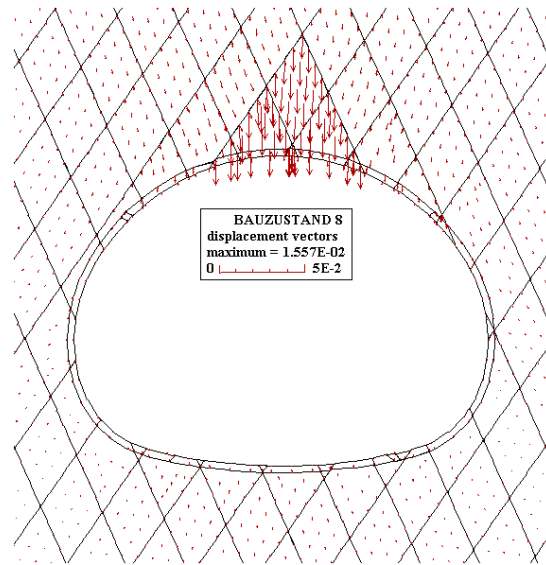
v5)



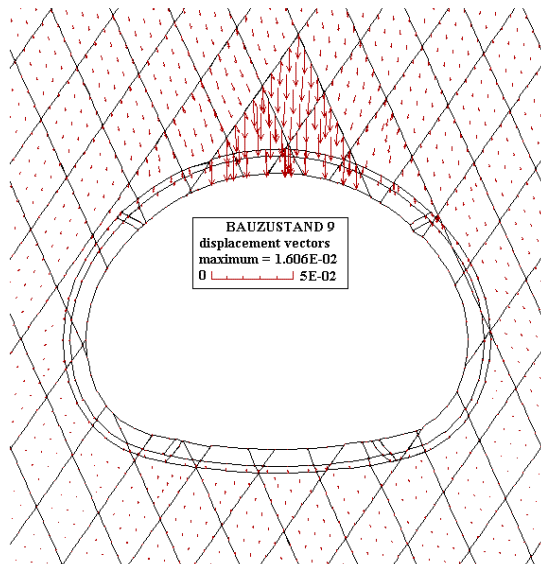
v6)



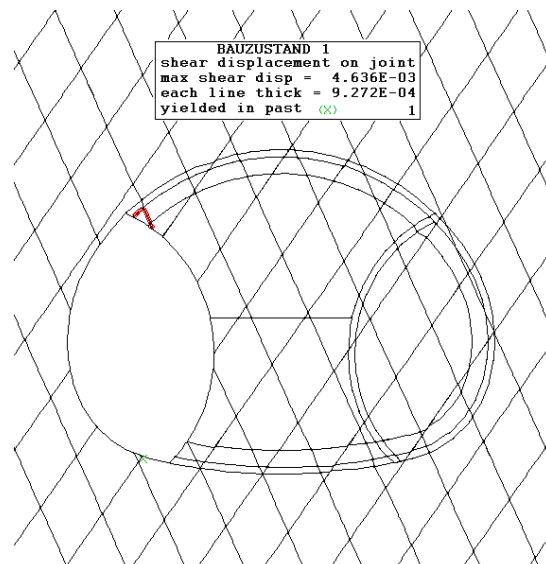
v7)



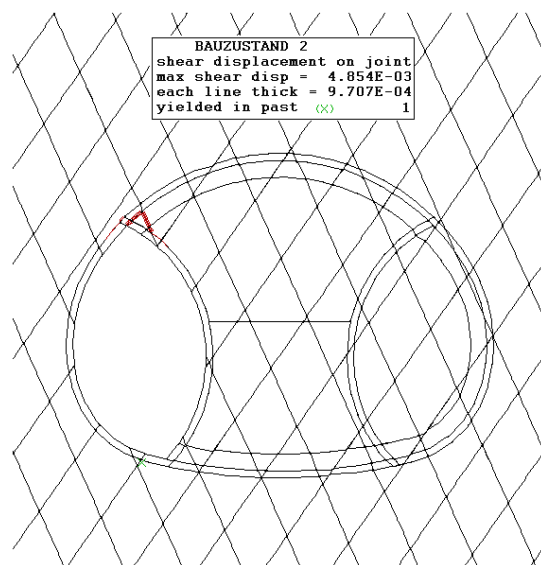
v8)



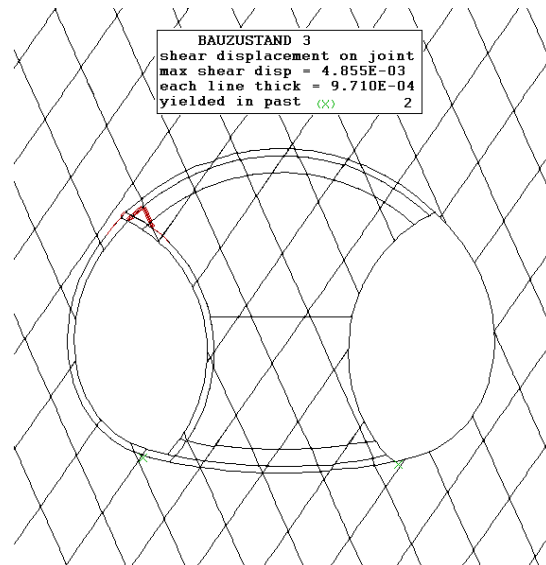
v9)



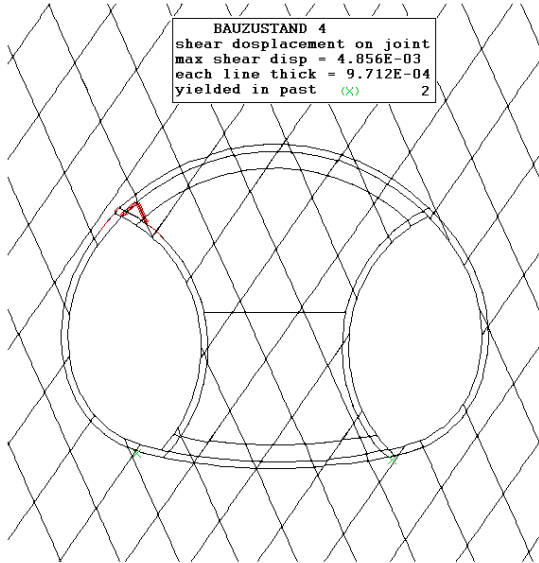
p1)



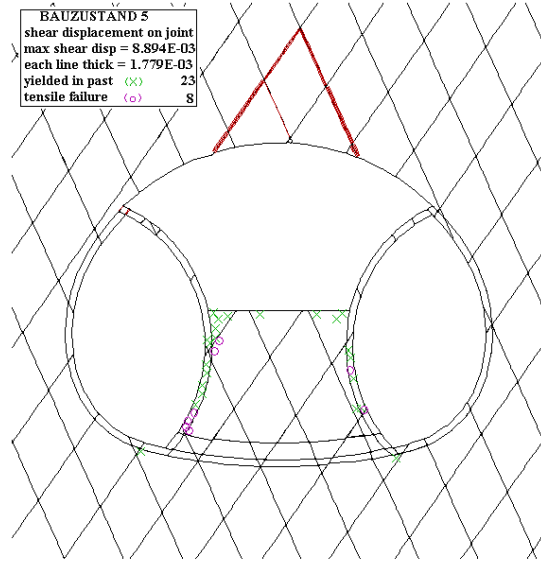
p2)



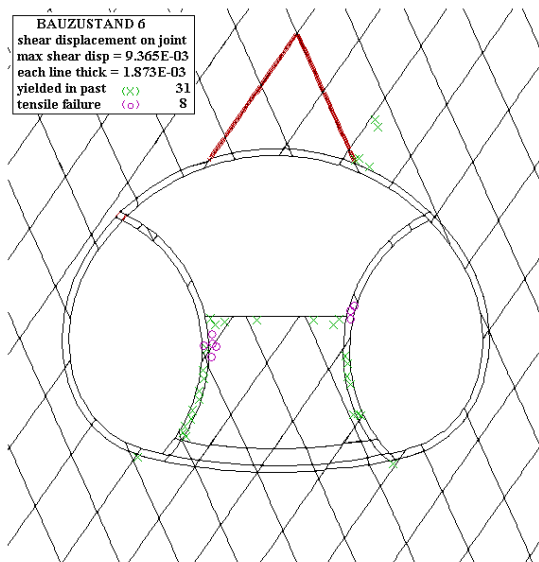
p3)



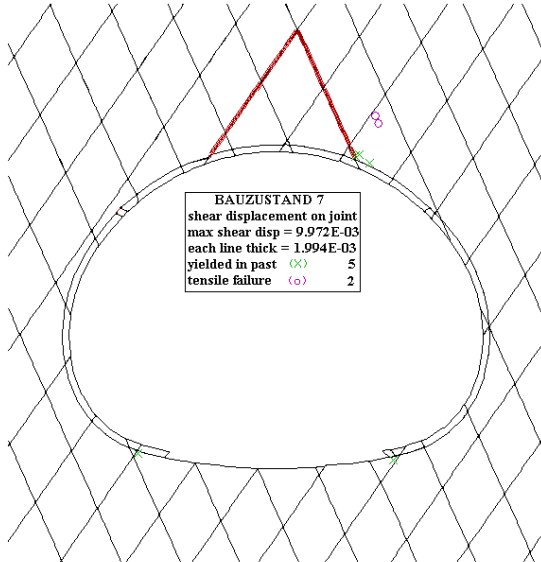
p4)



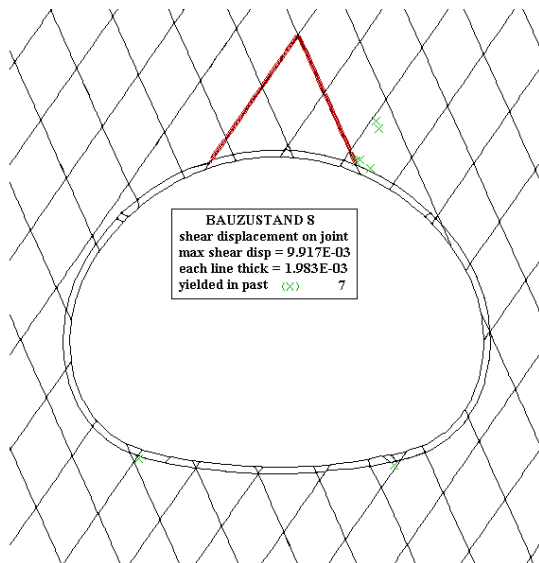
p5)



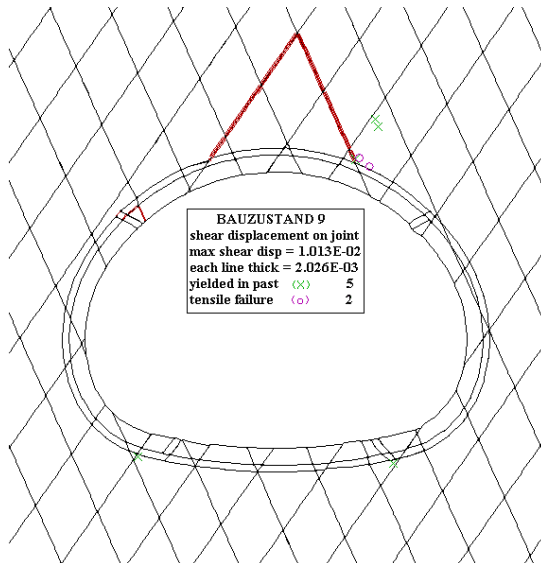
p6)



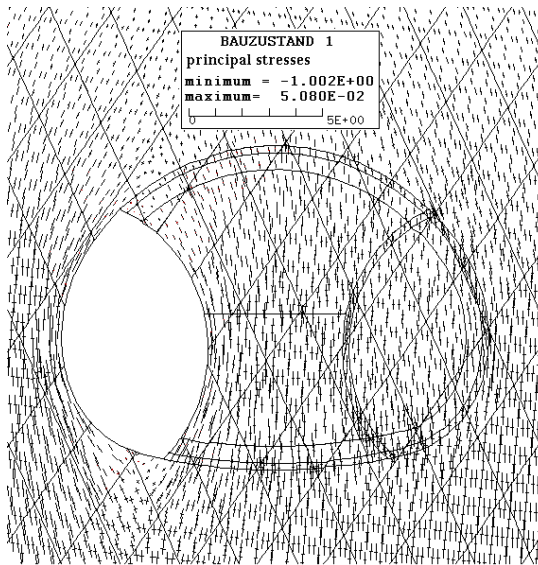
p7)



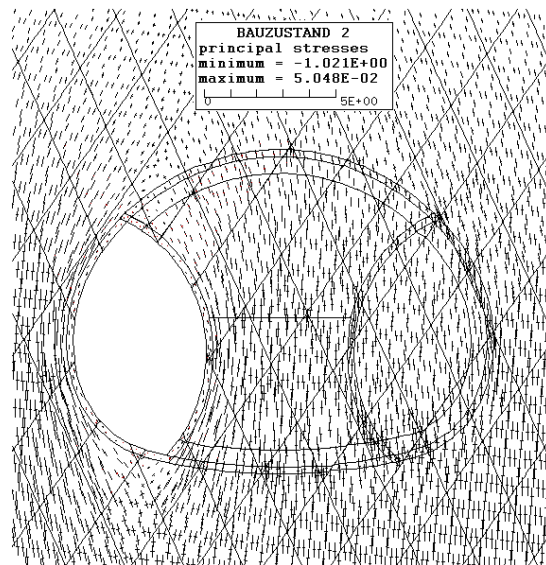
p8)



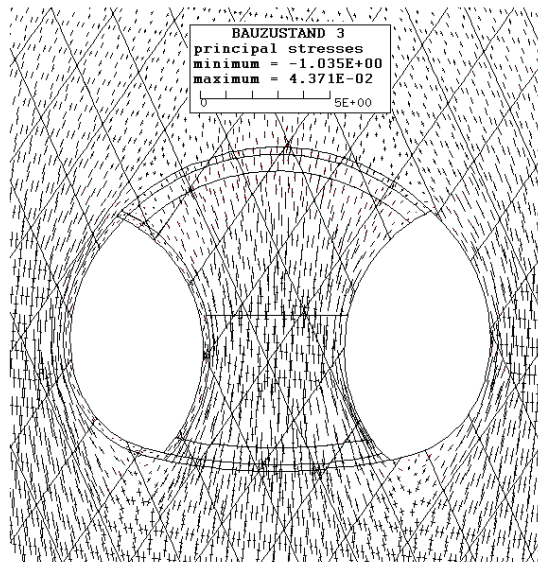
p9)



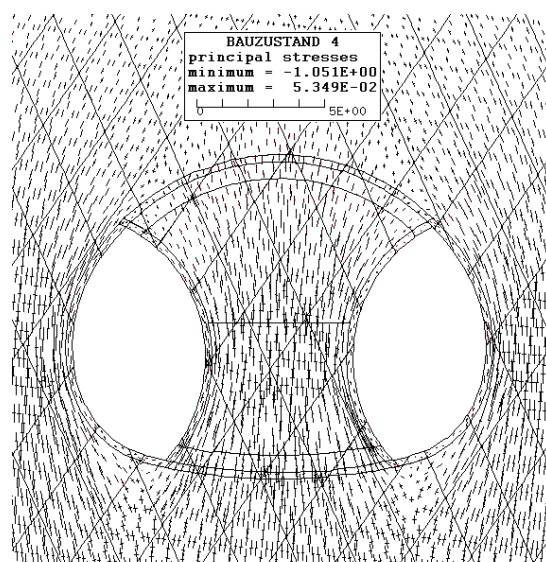
s1)



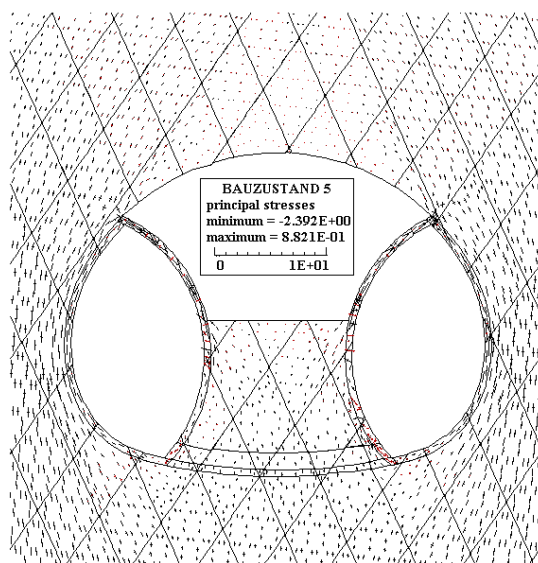
s2)



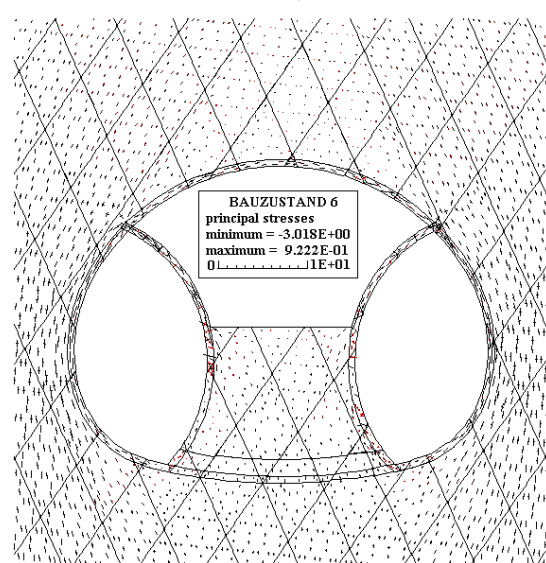
s3)



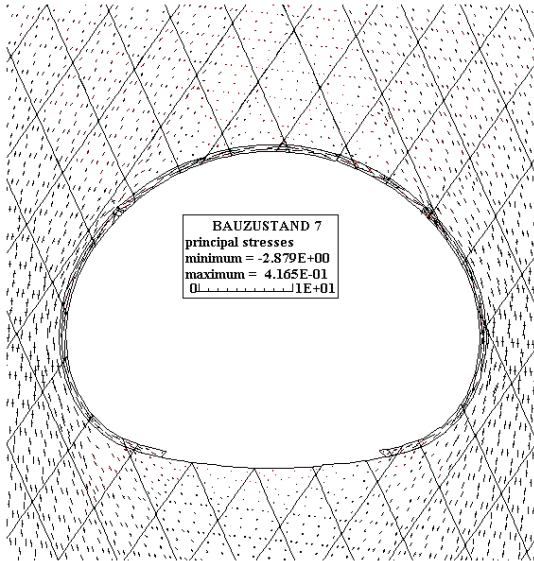
s4)



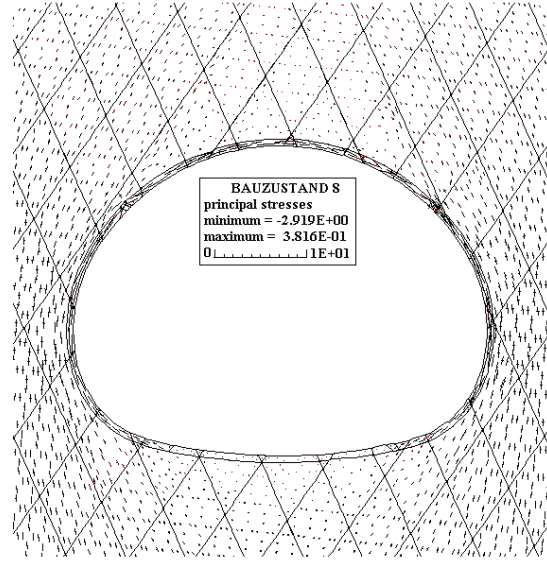
s5)



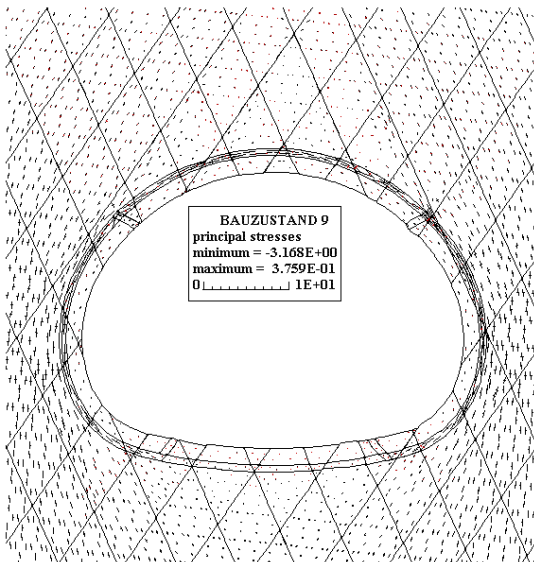
s6)



s7)



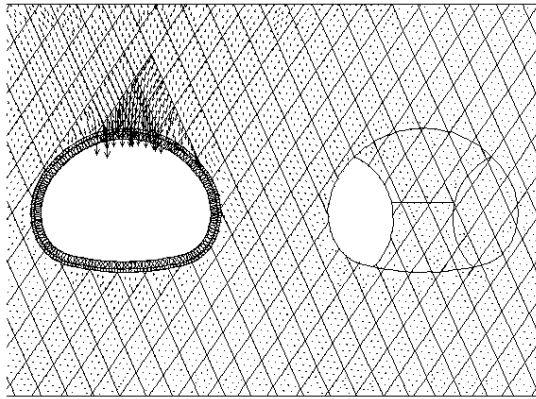
s8)



s9)

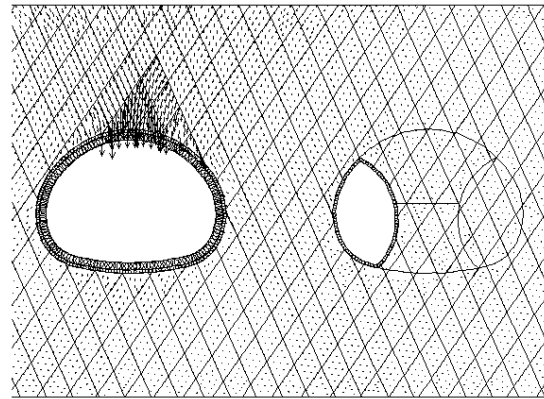
Anlage 6 Bauzustände beim Auffahren der zweiten Tunnelröhre einer Autobahn-Tunnelanlage mit Spritzbetonschalen im Ulmenstollenvortrieb, berechnet mit dem in UDEC eingebauten Modell (Einheiten: Spannung in MPa, Verschiebung in m)

v10) BAUZUSTAND 10
Verschiebungsvektoren



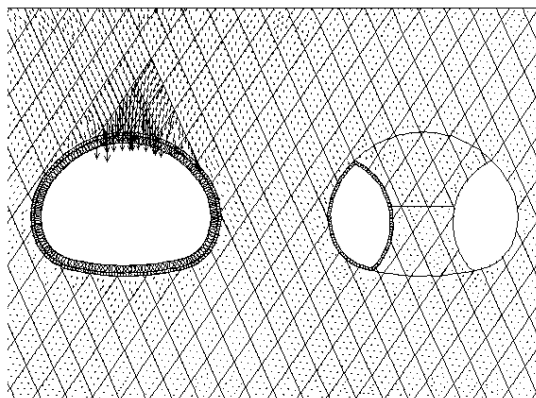
displacement vectors
maximum = 2.398E-02
0 0.2 (m)

v11) BAUZUSTAND 11
Verschiebungsvektoren



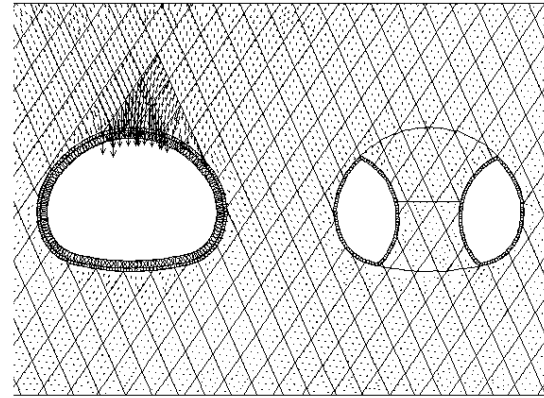
displacement vectors
maximum = 2.402E-02
0 0.2 (m)

v12) BAUZUSTAND 12
Verschiebungsvektoren



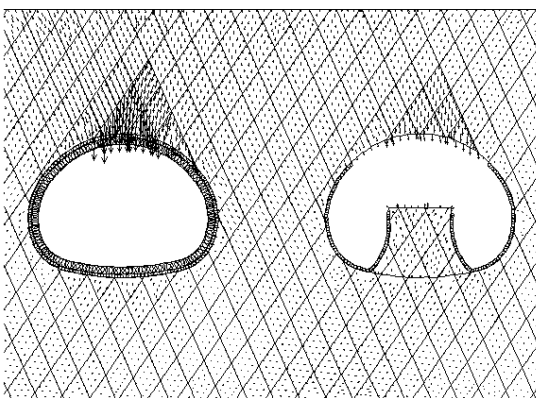
displacement vectors
maximum = 2.405E-02
0 0.2 (m)

v13) BAUZUSTAND 13
Verschiebungsvektoren



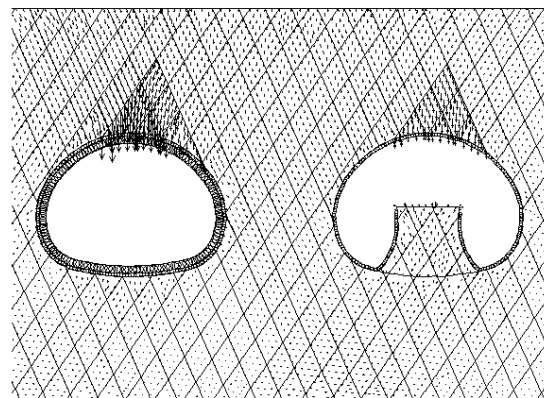
displacement vectors
maximum = 2.412E-02
0 0.2 (m)

v14) BAUZUSTAND 14
Verschiebungsvektoren



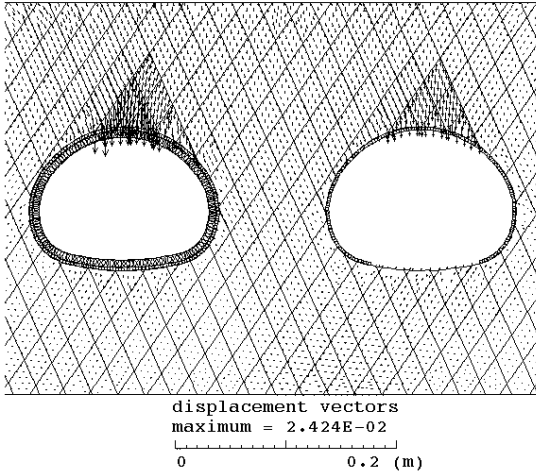
displacement vectors
maximum = 2.416E-02
0 0.2 (m)

v15) BAUZUSTAND 15
Verschiebungsvektoren

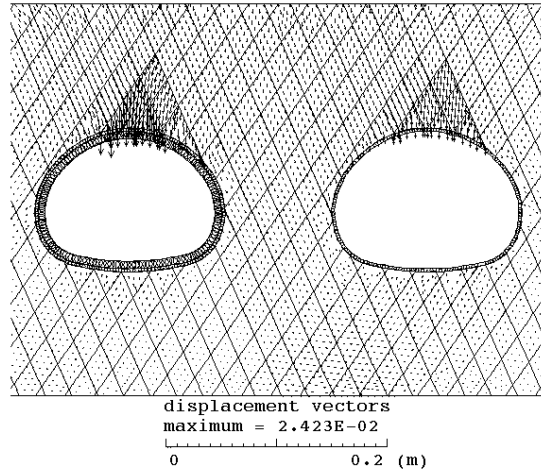


displacement vectors
maximum = 2.419E-02
0 0.2 (m)

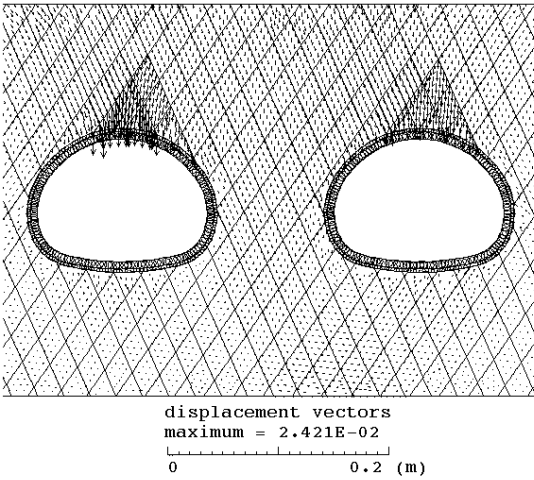
v16) BAUZUSTAND 16
verschiebungsvektoren



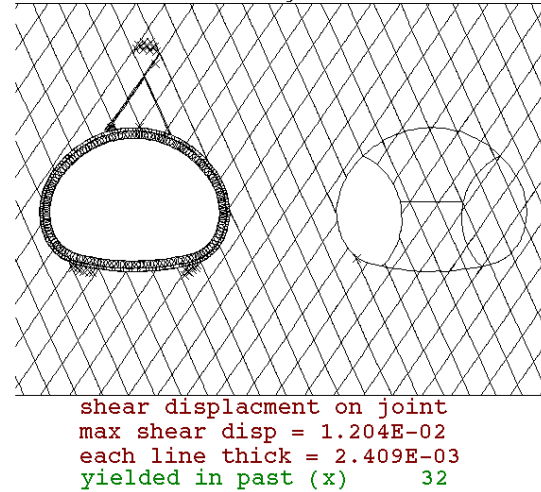
v17) BAUZUSTAND 17
verschiebungsvektoren



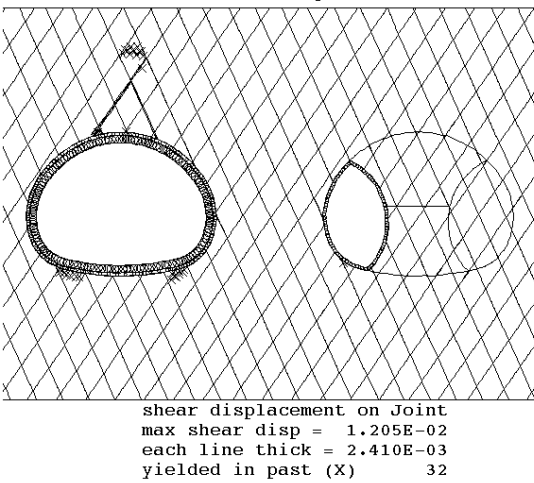
v18) BAUZUSTAND 18
verschiebungsvektoren



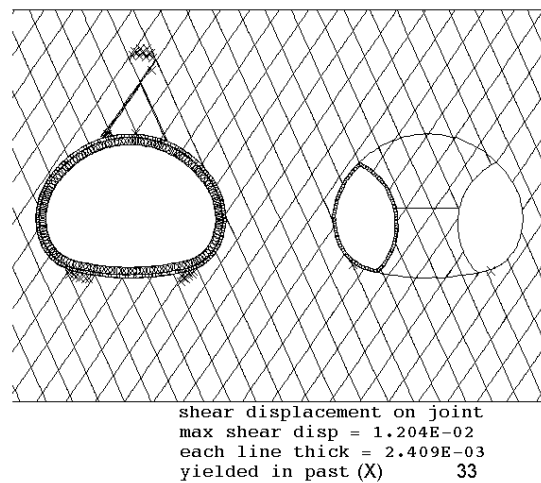
p10) BAUZUSTAND 10
Schubverschiebungen
Plastizierung



p11) BAUZUSTAND 11
Schubverschiebungen
Plastizierung

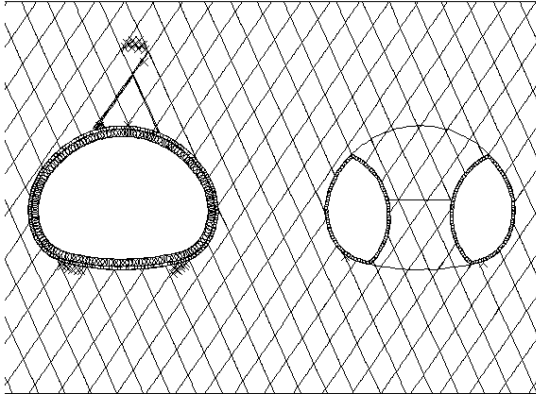


p12) BAUZUSTAND 12
Schubverschiebungen
Plastizierung



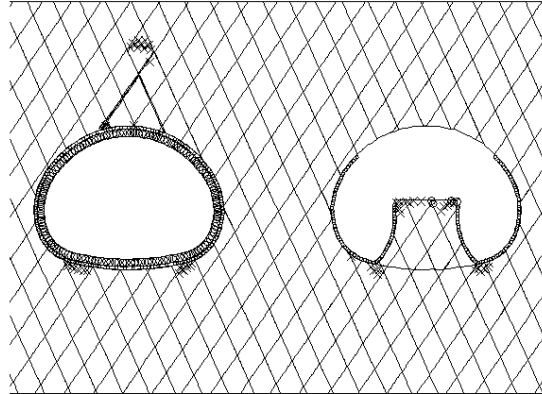
Anlage 6 Bauzustände der zweiten Tunnelröhre

p13) BAUZUSTAND 13
Schubverschiebungen
Plastizierung



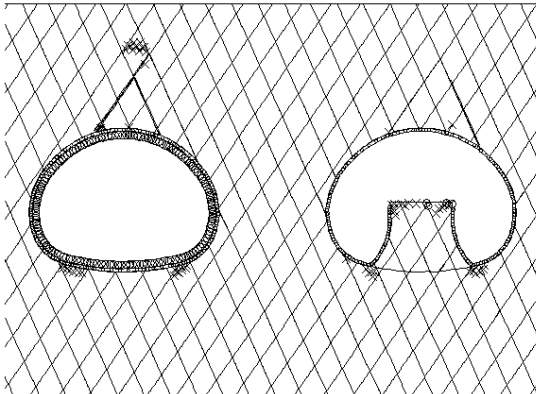
shear displacement on joint
max shear disp = 1.205E-02
each line thick = 2.410E-03
yielded in past (x) 33

p14) BAUZUSTAND 14
Schubverschiebungen
Plastizierung



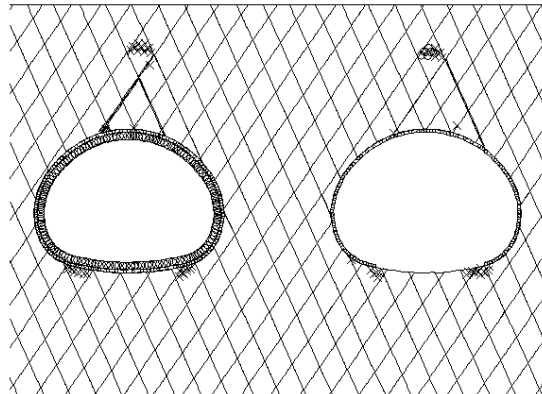
shear displacement on joint
max shear disp = 1.205E-02
each line thick = 2.410E-03
yielded in past (x) 60
tensile failure (o) 4

p15) BAUZUSTAND 15
Schubverschiebungen
Plastizierung



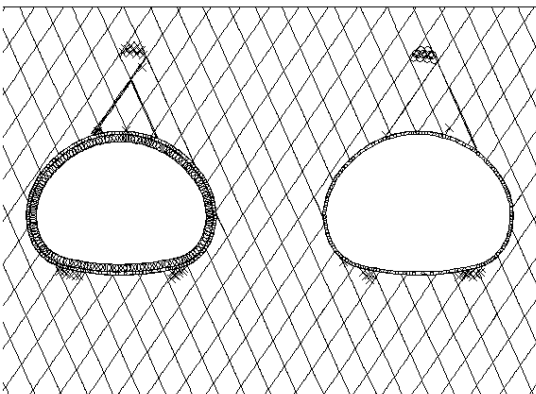
shear displacement on joint
max shear disp = 1.205E-02
each line thick = 2.410E-03
yielded in past (x) 62
tensile failure (o) 4

p16) BAUZUSTAND 16
Schubverschiebungen
Plastizierung



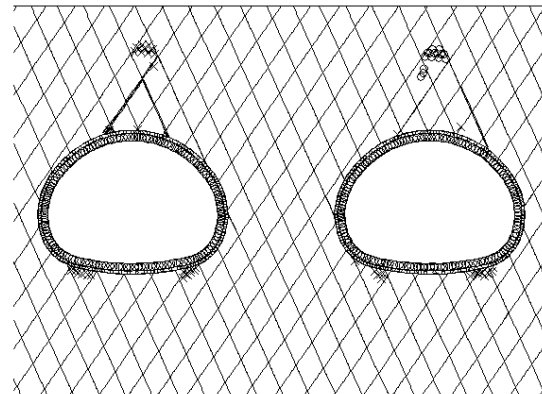
shear displacement on joint
max shear disp = 1.205E-02
each line thick = 2.409E-03
yielded in past (x) 55
tensile failure (o) 7

p17) BAUZUSTAND 17
Schubverschiebungen
Plastizierung



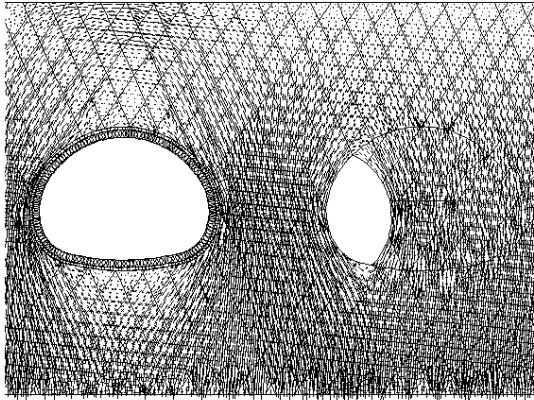
shear displacement on joint
max shear disp = 1.205E-02
each line thick = 2.409E-03
yielded in past (x) 50
tensile failure (o) 12


p18) BAUZUSTAND 18
Schubverschiebungen
Plastizierung



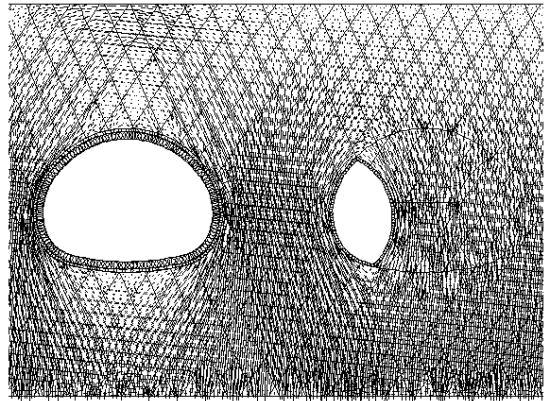
shear displacement on joint
max shear disp = 1.204E-02
each line thick = 2.408E-03
yielded in past (x) 50
tensile failure (o) 15

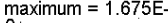
s10) BAUZUSTAND 10
Hauptspannungen



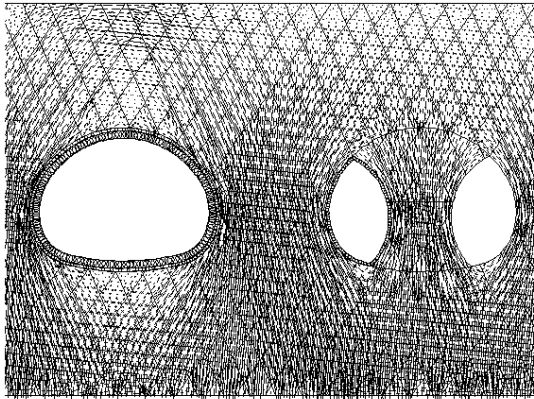
principal stresses
 minimum = -1.724E+00
 maximum = 1.686E-01
 0  10 (MPa)

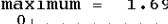
s11) BAUZUSTAND 11
Hauptspannungen



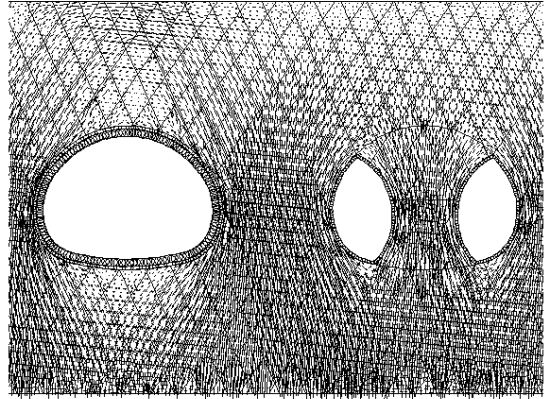
principal stresses
 minimum = -1.721E+00
 maximum = 1.675E-01
 0  10 (MPa)

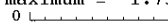
s12) BAUZUSTAND 12
Hauptspannungen



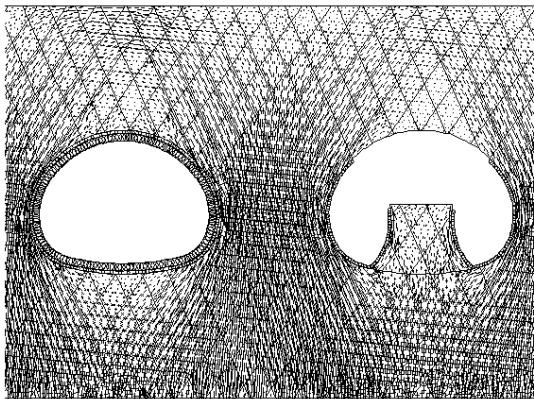
principal stresses
 minimum = -1.721E+00
 maximum = 1.698E-01
 0  10 (MPa)

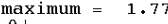
s13) BAUZUSTAND 13
Hauptspannungen



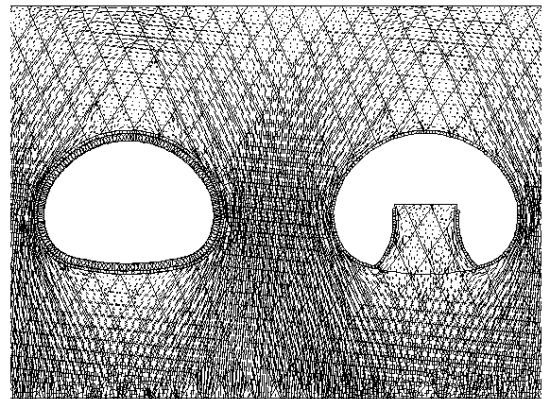
principal stresses
 minimum = -1.722E+00
 maximum = 1.736E-01
 0  10 (MPa)

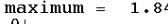
s14) BAUZUSTAND 14
Hauptspannungen



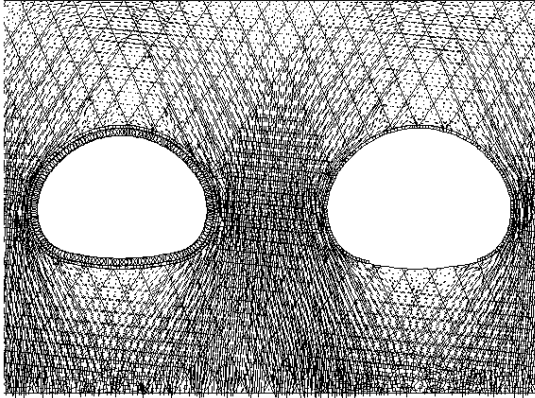
principal stresses
 minimum = -1.720E+00
 maximum = 1.770E-01
 0  10 (MPa)

s15) BAUZUSTAND 15
Hauptspannungen



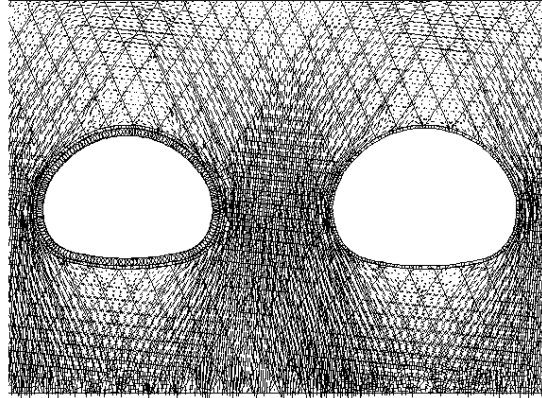
principal stresses
 minimum = -1.721E+00
 maximum = 1.847E-01
 0  10 (MPa)

s16) BAUZUSTAND 16
Hauptspannungen



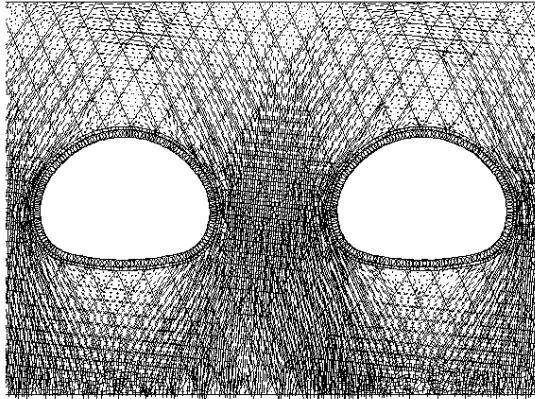
principal stresses
minimum = -1.724E+00
maximum = 1.764E-01
0 10 (MPa)

s17) BAUZUSTAND 17
Hauptspannungen



principal stresses
minimum = -1.728E+00
maximum = 1.766E-01
0 10 (MPa)

s18) BAUZUSTAND 18
Hauptspannungen



principal stresses
minimum = -1.736E+00
maximum = 1.784E-01
0 10 (MPa)