

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/
Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Tech-
nischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.

<http://www.ub.tuwien.ac.at>



The approved original version of this diploma or
master thesis is available at the main library of the
Vienna University of Technology.

<http://www.ub.tuwien.ac.at/eng>

MASTERARBEIT

Master Thesis

Untersuchungen der Standsicherheit von Tunneln in söhlig gelagertem Gebirge mittels UDEC und FLAC

Stability analysis of tunnels in horizontal layered rock using UDEC and FLAC

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Rainer Poisel

und

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

E203

Institut für Ingenieurgeologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Christina Bauernfeind

0725972

Sapphogasse 2/7
1100 Wien

Wien, am 14.Oktober 2013

Unterschrift

Vorwort

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, mich im Laufe meines Studiums unterstützt und gefördert haben und mir so die Erstellung dieser Diplomarbeit ermöglicht haben.

An erster Stelle möchte ich mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rainer Poisel und Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Alexander Preh bedanken. Ihre ausgezeichnete Betreuung und große Erfahrung, die Sie jederzeit bereitwillig einbrachten, erlaubten mir die gezielte Bearbeitung der Themenstellung. Ebenso bedanke ich mich bei Dipl.Ing. Kurt Mair am Tinkhof, der mir für die Erstellung der numerischen Modelle wertvolle Hinweise gab.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern, die mir eine einmalige Studienzeit ermöglicht haben. Ihre Unterstützung, unermüdliche Geduld und der stetige Glaube an mich haben mich immer motiviert und zu einem erfolgreichen Abschluss meines Studiums beigetragen.

Weiters möchte ich mich bei allen Mitgliedern des Institutes für Ingenieurgeologie für die freundliche Aufnahme während dieser Zeit bedanken. Die angenehme Atmosphäre ermöglichte mir ein konzentriertes und produktives Arbeiten am Institut.

Dank gilt auch meinen Geschwistern, Freunden und Studienkollegen für die gegenseitige Unterstützung und Motivation während der ganzen Jahre meines Studiums. Ihnen verdanke ich auch die schönen und abwechslungsreichen Stunden außerhalb der Vorlesungen und die Ablenkungen während des Schreibens an dieser Arbeit.

Nicht zuletzt geht ein besonderer Dank an meinen Partner für sein Verständnis und seine Geduld. Danke, dass du immer für mich da bist und mein Leben verschönerst.

Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit hat das Ziel, die Unterschiede zwischen dem zweidimensionalen, diskontinuumsmechanischen Rechenprogramm UDEC, dem kontinuumsmechanischen Rechenprogramm FLAC, sowie $FLAC^{3D}$, mit dem kontinuumsmechanische, dreidimensionale Berechnungen durchgeführt werden, aufzuzeigen. Dafür wird ein zweiseitiger Tunnel in einem horizontal geschichtetem Gebirge simuliert. Mittels Parameterstudien wird der Einfluss einzelner Kennwerte auf das Tunnelverhalten und die Standsicherheit untersucht.

Gemäß den zweidimensionalen Berechnungen mittels UDEC ist der Ausbruch für die Ausgangsparameter stabil. Auch bei Reduktion der Klüftsteifigkeiten kann kein Anstieg der Firstverschiebungen und damit kein Versagen beobachtet werden.

In FLAC sind die unter der Annahme der Ausgangsparameter erhaltenen Verschiebungen größer als die mittels UDEC berechneten, der Ausbruch ist aber ebenfalls stabil. Wird der Reibungswinkel der Klüfte oder des Gesteins herabgesetzt, kommt es zu einer kontinuierlichen Zunahme der Firstverschiebungen und der Hohlraum ist ohne ausreichende Sicherungsmaßnahmen nicht mehr standfest.

Aus den dreidimensionalen Berechnungen mit $FLAC^{3D}$ wird deutlich, dass die Standsicherheit ohne Ausbau von der Abschlagslänge abhängig ist. Für die Ausgangsparameter nehmen die Verschiebungen in der Firste ab einer Abschlagslänge von drei Metern kontinuierlich bis zum Versagen zu. Bei einem und zwei Metern kommt es nach einer geringen Verschiebung von einigen Millimetern zu einem Gleichgewichtszustand. Auch eine Verringerung der Reibungswinkel der Klüfte und des Gesteins führt für eine Abschlagslänge von einem Meter nicht zum Versagen. Bei einer Erhöhung des Klüftreibungswinkels ist auch bei einer Ausbruchlänge von fünf Metern der Ausbruch ohne weitere Sicherung stabil.

Um den Einfluss von eventuell vorhandenen Verformungen vor Einbringung eines Ausbaus zu berücksichtigen, wurde in einer weiteren Berechnung zuerst ein kurzer Tunnelabschnitt ausgebrochen, eine Verformung von fünf Zentimetern zugelassen und erst dann ein Ausbau eingebracht. Danach wurde weiter ausgebrochen und dieses ungestützt belassene Teilstück beobachtet. Hier können größere Spannungen und ein größerer Auflockerungsbereich in der Tunnelumgebung festgestellt werden, auf die Firstverformungen und die Standsicherheit des ungestützten Ausbruches hat dies allerdings nur unwesentliche Auswirkungen.

Abstract

The aim of this work is the stability analysis of a tunnel with the two-dimensional distinct element method for discontinuum modeling UDEC, the explicit finite difference program FLAC and the three-dimensional explicit finite-difference program FLAC^{3D}.

As a substantial example a shallow situated tunnel in horizontal layered rock is calculated and the results are analyzed. By variations of the material parameters such as young modulus, joint stiffness or friction angle of the joints and solid rock, the behavior of the rock is studied. During the calculation process displacements and the stress distribution at the crown and the side walls are recorded. The monitored displacements and stresses are being compared and followed by the attempt to clarify the advantages and disadvantages of UDEC and FLAC to give an idea which program defines the existent complexity more realistically.

In the calculations UDEC puts out displacements in the millimeter range and a stable cavity. Also for a reduction of the joint stiffness is no increase of the vertical displacements in the roof detectable.

The calculation in FLAC produces a stable cavity as well, but the displacements are higher than the ones in UDEC. When the friction angle of the joints or the solid rock is decreased, the tunnel fails because of the increasingly vertical displacement in the roof.

In the three dimensional calculations of FLAC^{3D} one can see the influence of the depth of advance. Up to two meters the cavity is stable, also for a reduction of the friction angle of the joints and solid rock. For a depth of advance of five meters an increase of the friction angle of the joints leads to a stable cavity without any other safety precautions.

To simulate predeformations before installing the support a short tunnel intercept is excavated and after a deformation of five centimeters fixed. Then the next few meters are excavated and the behavior of this unsupported region is recorded. In totally, this has no influence to the deformations and stresses.

Inhaltsverzeichnis

1	Entwicklung des Tunnelbaus	1
2	Theoretische Grundlagen im Tunnelbau	2
2.1	Verformungsverhalten des Gebirges	2
2.1.1	Einflussfaktoren	2
2.1.2	Schichtung	7
2.2	Gebirgsdruck	10
2.2.1	Entstehung des Gebirgsdruckes	10
2.2.2	Erscheinungsformen	11
2.2.3	Statische Berechnung	15
2.2.4	Gebirgskennlinie	18
2.3	Gebirgsdrucktheorien beim Tunnelbau	19
2.3.1	Lotrechte Belastung	19
2.3.1.1	Näherungsmethoden	20
2.3.1.2	Ältere Berechnungsmethoden	20
2.3.2	Waagrechte Belastung	22
2.3.3	Sohldruck	23
3	Berechnung eines Tunnels	24
3.1	Geometrische Eckdaten und geologische Verhältnisse	24
3.2	UDEC	25
3.2.1	Grundlagen	25
3.2.2	Berechnungsablauf	26
3.2.3	Simulation eines Tunnels	28
3.2.3.1	Modellbildung und Materialparameter	28
3.2.3.2	Berechnung	30
3.3	FLAC	35
3.3.1	Grundlagen	35

3.3.2	Berechnungsablauf	36
3.3.3	Simulation eines Tunnels	37
3.3.3.1	Modellbildung	37
3.3.3.2	Berechnung mit Mohr-Coulomb-Modell	37
3.3.3.3	Berechnung mit ubiquitous joint-Modell	41
3.4	FLAC ^{3D}	48
3.4.1	Grundlagen	48
3.4.2	Berechnungsablauf	48
3.4.3	Simulation eines Tunnels	48
3.4.3.1	Modellbildung und Materialparameter	48
3.4.3.2	Berechnung	50
4	Zusammenfassung der Ergebnisse	69
4.1	UDEC	69
4.2	FLAC	69
4.3	FLAC ^{3D}	70
5	Interpretation und Vergleich der drei Programme	72
6	Zusammenfassung	76
	Verwendete Symbole und Formelzeichen	78
	Abbildungsverzeichnis	80
	Tabellenverzeichnis	84
	Literaturverzeichnis	85

1 Entwicklung des Tunnelbaus

Tunnel und Hohlraumbauwerke haben ihren Ursprung bereits in der Antike. Diese ersten unterirdischen Bauwerke dienten meist zum Schutz vor Unwettern oder Angriffen durch Tiere und Menschen, sowie zu bergmännischen oder kriegerischen Zwecken, wie der Unterquerung von Befestigungsanlagen und dem Eindringen in eine Feste. Die unterirdischen Bauten der griechischen und römischen Geschichte sind vor allem für die Wasserversorgung bekannt. Die ersten für den Verkehr gedachten Tunnel realisierte man im 17. Jahrhundert. In der Binnenschiffahrt wurden sie notwendig, da hier die Kanälen die Überwindung nur sehr geringer Höhenunterschiede erlaubt haben, es aber erforderlich war, auch größere Geländeerhebungen zu überqueren. Zu dieser Zeit verwendete man erstmals auch Schießpulver statt der bis dahin üblichen Methode mit Meißel und Hammer für den Vortrieb. Durch diese wesentlich einfachere, schnellere und kostengünstigere Vortriebsart erlebte der Tunnelbau einen starken Aufschwung, noch zusätzlich durch das erhöhte Schiffsaufkommen für den Warentransport unterstützt. Zu Beginn des 19. Jahrhunderts wurden schließlich die ersten Eisenbahntunnel fertiggestellt, bei deren Errichtung neue Erfindungen, wie das Dynamit oder hydraulische und pneumatische Bohrmaschinen, eingesetzt wurden. 1822 erfand Brunel den Schildvortrieb, nachdem in London bei der Unterquerung der Themse immer wieder Wasser in den Tunnel eindrang und man nach einer Sicherung der Ortsbrust verlangte (Széchy, 1969).

Wie man aus diesem kurzen geschichtlichen Überblick erkennt, ist der Tunnelbau keine neue Errungenschaft, sondern kann auf eine lange Tradition und vielfältige Entwicklungsgeschichte zurückblicken. Daraus ergeben sich viele Erfahrungen, von denen man noch heute lernen kann. Die jüngsten Entwicklungen sind die Tunnelbohrmaschinen und eine neue Auffassung hinsichtlich der Tunnelstatik. Dank dieser „Revolutionen“ kann man heute nahezu in jedem beliebigen Gebirge ein Hohlraumbauwerk wirtschaftlich und in vergleichsweise kurzer Zeit errichten. In Österreich wurden diese neuesten Erkenntnisse mit der „Neuen österreichischen Tunnelbaumethode“ (NÖT) umgesetzt, bei der nicht nur der Tunnelausbau, sondern auch das Gebirge selbst zum Abtragen der gesamten einwirkenden Lasten herangezogen wird. Somit werden wesentlich größere Querschnitte und dünnere Auskleidungen und damit wirtschaftlichere Bauten ermöglicht.

2 Theoretische Grundlagen im Tunnelbau

2.1 Verformungsverhalten des Gebirges

Es gibt sehr viele, zum Teil nur schwer vorhersagbare und messbare Faktoren, die einen mehr oder minder großen Einfluss auf das Verformungsverhalten des Gebirges haben. Dadurch kann an jeder Stelle im Gebirge eine neue Situation entstehen, auf die sehr rasch reagiert werden muss. Meist sind die anzutreffenden Bedingungen im Vorfeld nur bedingt prognostizierbar, was eine gründliche Untergrunduntersuchung unentbehrlich macht und in den Vordergrund rückt.

Daher wird im Folgenden geklärt, welche Faktoren Einfluss auf das Verformungsverhalten eines Gebirges haben und wie sich diese minimieren lassen. In weiterer Folge ergeben sich aus der Größe und Richtung der Spannungen die Verformungen in einem Gebirge und rund um ein Hohlraumbauwerk unter Tage.

2.1.1 Einflussfaktoren

Zuerst sollen die wichtigsten Einflussfaktoren für die Verformung eines Gebirges aufgezeigt werden.

a) Gebirgsparameter

Die Gebirgsparameter haben einen bedeutenden Einfluss auf die Größe sowie die Verteilung der Spannungen innerhalb eines Gebirges (Stini, 1950). Außerdem sind die Ausbruchsform, die Ausbaugeschwindigkeit, die Verformungen und die Auflockerungen von ihnen abhängig (Müller-Salzburg, 1978).

- Festigkeit: Ein Gebirge ist standfest, solange der wirksame Bergdruck nicht die Gebirgsfestigkeit überschreitet. Wird die Bruchfestigkeit überschritten, kommt es zur Rissbildung. Zerlegtes Gebirge besitzt eine geringere Festigkeit als homogenes, es kann sich jedoch bei ausreichender Rauigkeit der Klüfte wieder verspannen. Je besser das Verhältnis zwischen Beanspruchung und Gebirgsfestigkeit ist, desto weniger Arbeit und Zeit sind für die Ausbaumaßnahmen aufzuwenden (Stini, 1950).
- Zähigkeit, Sprödigkeit: Zähes Gestein verformt sich zusammenhängend ohne Rissbildung in den Hohlraum hinein, sprödes Verhalten hingegen äußert sich durch Abplatzen von Gesteinsschalen an der Tunnelwandung.

- Querdehnungsziffer: Sie beschreibt das Verhältnis zwischen vertikalem und horizontalem Druck auf ein Gesteinsteilchen und gibt somit die Zusammendrückbarkeit eines Gebirges an. Sie liegt im Bereich zwischen $\mu = 0$ (einaxialer Spannungszustand) und $\mu = 1$ (hydrostatischer Spannungszustand) und ist abhängig von der Verformungslast und dem Wärmegrad des Gesteins (Stini, 1950).
- Klüftigkeit: Bei einer hohen Klüftigkeit lässt sich das Gebirge leichter zusammenpressen, was zu größeren Verformungen und dadurch zu größeren Druckbeanspruchungen führt. Bei einer Entspannung kommt es leichter zu Auflockerungen und dadurch zu einem Verlust der Festigkeit. Für die Gebirgsfestigkeit spielt bei zunehmendem Durchtrennungsgrad die Gesteinsfestigkeit eine immer geringere Rolle, so dass auch ein sehr festes Gestein bei hoher Zerklüftung eine geringe Standfestigkeit aufweist. Bei einer ohnehin schon geringen Gesteinsfestigkeit hat die Durchtrennung nur einen geringen Einfluss auf die Standsicherheit des Gebirges (Müller-Salzburg, 1978).
- Schwachstellen: Darunter versteht man Großklüfte, Verwerfungen oder Abscherungsbereiche. Sind diese Zonen trocken und rau, verspannen sie sich wieder und der Bergdruck kann abgeleitet werden. Ein Problem tritt bei wassergesättigten Zonen auf, da hier der Reibungswinkel nahezu Null ist und es zum Gleiten an der Störungszone kommt. Die einwirkenden Kräfte können nicht mehr aufgenommen werden (Stini, 1950). Durch Störungszone werden außerdem die Felsbewegungen gezielt in eine Richtung gelenkt, die Spannungen umgeleitet oder es kommt beim Anfahren zu sehr massiven Ausbrüchen (Müller-Salzburg, 1978).

b) Überlagerungshöhe und Tunnelposition

Der Druck auf die Tunnelwandung steigt mit zunehmender Überlagerung. Überschreiten die Tangentialspannungen die Festigkeiten des Gesteins, kommt es an den Ulmen zu Fließ- oder Brucherscheinungen. Diese zerstörten Bereiche können in weiterer Folge keine Belastungen mehr aufnehmen, weshalb sich die Spannungen immer weiter in das Gebirge hinein verlagern. Es bildet sich ein plastischer Bereich rund um das Hohlraumbauwerk aus (Széchy, 1969). Für die Berechnung dieser Zonen und des damit zusammenhängenden Spannungsverlaufs existieren unterschiedliche Theorien, wie zum Beispiel von Kastner oder Fenner. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch nicht weiter darauf eingegangen, sondern nur auf (Széchy, 1969) verwiesen, der diese ausführlich erläutert.

Ab einer bestimmten Tiefe kommt es zu keiner weiteren Zunahme der Spannungen, da ab dann der Überlagerungsdruck wegen der Schutzhüllenbildung konstant bleibt. Je nach Position des Tunnels wirkt der Überlagerungsdruck voll oder wird abgemindert (siehe Kapitel 2.2.1). Ebenso hängt die Art des einwirkenden Gebirgsdrucks (siehe Kapitel 2.2.2) von der Lage des Bauwerkes ab (Stini, 1950).

c) Spannungszustand

Für die statischen Berechnungen wird der Spannungszustand im unveränderten Gebirge benötigt, dieser ist jedoch in den meisten Fällen unbekannt und schwer bestimmbar. Auch die Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges ist von ihm abhängig. Wichtig sind dabei vor allem die Richtung der Spannungen und das Verhältnis der Hauptnormalspannungen

$n = \sigma_3 / \sigma_1$. Nach dem Ausbruch ändern sich diese Verhältnisse nicht nur entlang der Tunnelachse, sondern auch entlang des Tunnelumfangs (Müller-Salzburg, 1978).

d) Geometrische Form des Hohlraums

Zu den Einflussfaktoren auf den Gebirgsdruck gehört auch die Form des Hohlraumes. In runden Profilen gibt es keine Spannungsspitzen und somit eine gleichmäßigere Belastung des Ausbaues. Eine gewölbte Firste gibt dem Gebirge, ebenso wie kleinere Durchmesser, leichter die Möglichkeit ein Schutzgewölbe auszubilden (Stini, 1950).

Das stabilste Tunnelprofil ist ein elliptischer Querschnitt mit einem Verhältnis der Hauptachse zur Nebenachse von 0,6, das sogenannte „harmonic hole“. Der Bereich rund um den Ausbruch, in dem es durch eine Überbeanspruchung des Gebirges zu einer plastischen Verformung kommt, ist allerdings nicht konstant, sondern hat den in Abbildung 1 a) dargestellten Verlauf. Bei einer Rotation des Tunnelprofils um 90° wird dieser plastische Bereich geringer (Abbildung 1 b) (Fairhurst & Carranza-Torres, 2002).

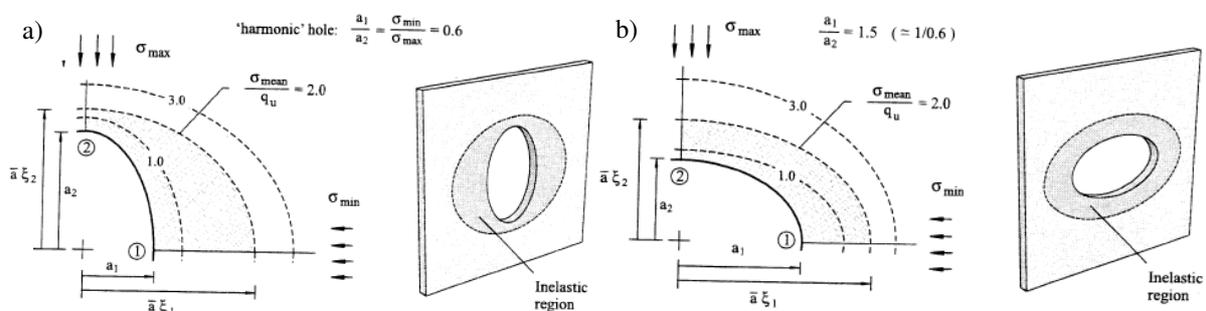


Abbildung 1: a) Grenze des plastischen Bereichs um ein "harmonic hole" b) Versagensmechanismus bei einer Drehung um 90°

Quelle: (Fairhurst & Carranza-Torres, 2002)

Auch das Gefüge des Gebirges hat einen Einfluss auf die Ausbruchsform. Aufgrund von Klufkörpern, die durch den Ausbruch keine Abstützung mehr erfahren und deshalb herausbrechen, entstehen Mehrausbrüche und gezackte Umrisslinien. Dies kann, je nach Abstand und Stellung der Klufflächen, sowohl förderlich als auch unerwünscht sein. In homogenen Gebirgen entstehen beispielsweise Spitzbögen, während in bankigen Aufbauten eckige Querschnitte von Vorteil sind (Müller-Salzburg, 1978).

e) Art des Tunnelausbaus

Der Einbau des Tunnelausbaus wirkt den Verformungen entgegen und erhöht durch die geringere Zersetzung des Gebirges dessen Festigkeit. Außerdem werden die radialen Spannungen erhöht und gleichzeitig die tangentialen vermindert, so dass keine Zugspannungen an Firste und Sohle mehr auftreten und insgesamt eine gleichmäßigere Spannungsverteilung rund um den Tunnelquerschnitt auftritt. Da bei einem plastischen Gebirgsverhalten mehr Kräfte vom Ausbau aufzunehmen sind, als bei sich selbst tragendem, elastischem Gebirge, sollte sich die gewählte Verbauart rasch an sich ändernde Gebirgsverhältnisse anpassen lassen (Széchy, 1969).

Auch die Herstellungsart des Hohlraumbauwerkes hat einen Einfluss auf die Druckbeanspruchung durch das Gebirge. Durch schonenden Abbau ist ein Auflockern des umgebenden Gebirges möglichst zu vermeiden, um den Druck nicht unnötig zu erhöhen. (Stini, 1950).

f) Wassergehalt

Bei Wasserzutritt kommt es zu einer Herabsetzung der inneren Reibung sowie der Kohäsion, besonders bei Gesteinen, die eine geringe Trockenfestigkeit (Tone, Mergel, Lehme) oder einen hohen Durchtrennungsgrad und mit Zwischenmitteln gefüllte Klüfte (Glimmerschiefer, Amphibolite) aufweisen. Dadurch wird die Festigkeit vermindert und die Verspannung der Gesteinskörner erschwert. Es wirken aufgrund einer geringeren Ausbildung der Schutzhülle größere Massen auf den Tunnel, was zu vermehrten Verformungen führt (Stini, 1950). Besondere Vorsicht ist bei den „blähenden Gebirgen“ (Tongestein, Anhydrit, Gips) geboten. Diese neigen bei Wasseraufnahme zu einer Volumenzunahme um bis zu 60 %, so dass der zusätzlich entstehende Druck mitunter wesentlich für die Bemessung sein kann (Müller-Salzburg, 1978).

g) Zeit

Die Zeit ist ein maßgebender Einflussfaktor im Tunnelbau. Das Zusammenspiel zwischen Gebirge, Ausbruch und anschließendem Einbau der Sicherung ändert sich mit der Zeit. Meist liegt aber nur eine statische Berechnung zugrunde, die den Zeitfaktor nur indirekt berücksichtigt. Die Simulation mittels numerischen Programmen schafft hier einen ersten Ansatz, um auch die zeitabhängigen Spannungsveränderungen mit einzurechnen.

Vor allem in stark zerklüftetem und drückendem Gebirge können die Verformungen teils über Monate hinweg andauern. Dies zeigt sich durch ein Abblättern einzelner dünner Schichten oder in Form von Bergschlägen meist erst Wochen bis Monate nach dem Ausbruch (Müller-Salzburg, 1978).

Die Ausbildung des Auflockerungsbereichs hängt nicht nur von der Geometrie des Hohlrums und der Überlagerungshöhe ab, sondern auch wesentlich von der Ausbruchsart und freier Standzeit bis zum Tunnelausbau. An der Ortsbrust sind die Druckbedingungen besser und damit die Standzeit des ungesicherten Ausbruchs länger, da hier das umliegende Gebirge an drei Seiten abgestützt wird. Beim fertig aufgefahrenen Tunnel wird es nur noch an den beiden Seiten gestützt und es kommt zur Ausbildung eines immer höheren Nachbruchbereichs, der abhängig ist von der Beschaffenheit, Schichtung und Zerklüftung des Gebirges, sowie von der Abschlagslänge.

Lauffer hat ein Diagramm entwickelt, aus dem sich die maximalen Stehzeiten eines Gebirges ohne Ausbau, in Abhängigkeit der Spannweite des Tunnelausbruchs ablesen lassen (siehe Abbildung 2). Dabei bezeichnen die Buchstaben von A bis G die von ihm aufgestellten Gebirgsklassen von standfest (A) bis sehr druckhaft (G) (Széchy, 1969).

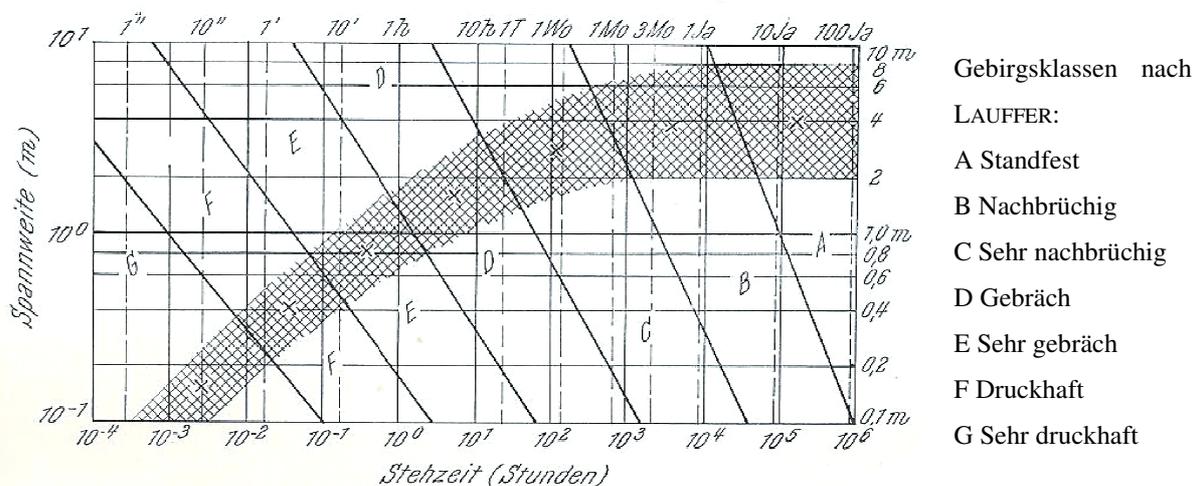


Abbildung 2: Gebirgsstandfestigkeit nach Lauffer

Quelle: (Lauffer, 1958)

Nicht nur die Auflockerung und die Standzeit sind von der Gebirgsfestigkeit abhängig, auch auf die Vortriebszeit hat sie einen Einfluss. So erlaubt ein homogenes, standfestes und leicht lösbares Gebirge einen raschen Vortrieb und geringen Mehrausbruch (Müller-Salzburg, 1978).

2.1.2 Schichtung

Der Aufbau eines Gebirges trägt wesentlich zu dessen Verformungsverhalten bei. Im Folgenden werden verschiedene Lagerungsbedingungen und die damit zusammenhängenden Spannungsverhältnisse genauer betrachtet.

a) Lagerung

Das Streichen und Fallen der Schichtung und der Schieferung ist ein sehr bedeutender Einflussfaktor auf das Verformungsverhalten des Gebirges. Man unterscheidet grundsätzlich die drei, in Abbildung 3 dargestellten, Lagerungssituationen.

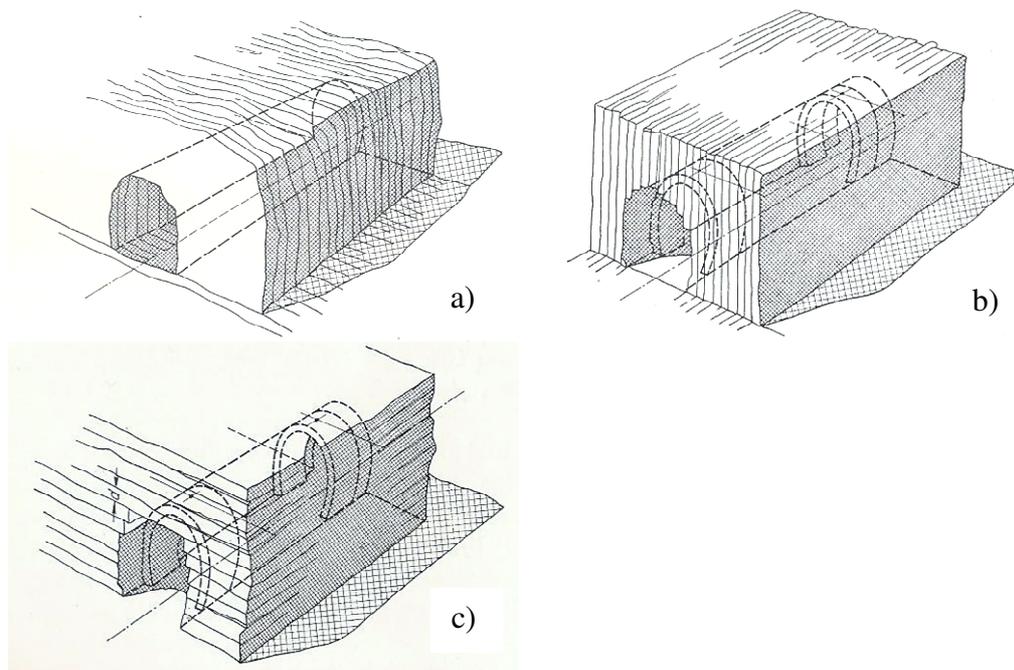


Abbildung 3: Lagerung der Schichten im Vergleich zur Tunnelachse:

- a) senkrecht zur Tunnelachse
- b) in Tunnelachse
- c) schiefe Lagerung

Quelle: (Széchy, 1969)

Die für den Tunnelbauer am einfachsten zu bewältigende Situation liegt vor, wenn die Schichten senkrecht zur Tunnelachse unter einem Winkel von 90° zur Horizontalen einfallen (Abbildung 3 a). Hier kann jede Schicht für sich ein standfestes Traggewölbe ausbilden. Je

nach Verbund zwischen den einzelnen Schichten entsteht zusätzlich noch ein Gewölbe in Tunnellängsrichtung (von Rabcewicz, 1944).

Die zweite Möglichkeit ist die Lagerung der Schichten in Tunnellängsrichtung mit einem Einfallen von 90° zur Horizontalen (Abbildung 3 b). Hier ist die Bildung eines Gewölbes quer zur Tunnelachse vom Verbund der einzelnen Schichten abhängig und meist nur in einem sehr geringen Ausmaß möglich. In Längsrichtung bildet sich ein leichtes Gewölbe mit Wiederlagern im noch nicht abgebauten Gebirge und dem Tunnelausbau aus. Beim Tunnelvortrieb muss sich dieses Gewölbe immer wieder neu bilden, was zu Gefügeflockerungen und damit zu erhöhten Firstdrücken führt (von Rabcewicz, 1944). Weiters begünstigen vor allem dünnplattige Schichten große Drücke und dadurch das Drücken und Hereinbrechen von Gesteinsmassen an der Ulme (Stini, 1950).

Der dritte mögliche Fall ist die söhlige Lagerung (Abbildung 3 c), die auch in den im zweiten Teil dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen untersucht wird (Kapitel 3). Hier legen sich die einzelnen Platten auf die Firste und leiten die Drücke weiter in die Ulmen. Rechnerisch kann dieser Zustand als Balken auf zwei Stützen modelliert werden, der auf Biegung beansprucht ist. An der Unterseite der Platte herrschen Zug- und an der Oberseite Druckbeanspruchungen. Bei den darüber liegenden Platten ergeben sich jeweils die gleichen Spannungsverhältnisse. Die gefährlichen Zugspannungen sind somit nicht mehr nur auf die Firste begrenzt, sondern breiten sich weiter in die Tunnelumgebung aus (Széchy, 1969).

Einen wichtigen Sonderfall stellt ein gering überlagerter Tunnel an einem Hang dar, bei dem die steil einfallende Schichtung parallel zur Tunnelachse verläuft, wie in Abbildung 4 dargestellt. Dabei wirkt auf den Tunnel nicht nur der vertikale geostatische Druck aus der Überlagerungshöhe h , sondern es ist die gesamte Schichthöhe H als Belastung anzusetzen (von Rabcewicz, 1944).

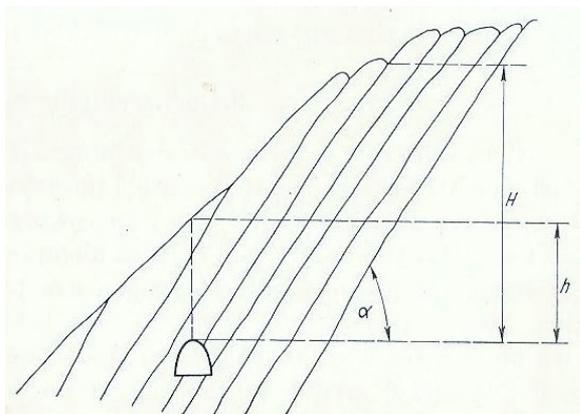


Abbildung 4: Gebirgsdruckerhöhende Wirkung steil einfallender Schichten

Quelle: (von Rabcewicz, 1944)

Bei einer in der Natur vorhandenen, allgemeinen Lagerung der Schichten werden sich die Auswirkungen dieser Sonderfälle überschneiden und je nach Einfallwinkel und Streichrichtung der Schichten die eine oder die andere Eigenschaft überwiegen und ausschlaggebend sein.

b) Zustand der Schichten

Die Beschreibung des Schichtzustandes ist insofern wichtig, da sich daraus die Festigkeitsparameter ableiten. Ein stark zerlegtes Gestein weist geringere Festigkeiten auf als ein intakter, kompetenter Fels. Die Ursachen der Veränderung liegen in chemischen und physikalischen Prozessen, denen das Gebirge ausgesetzt ist. Besonders wichtig ist hier die Beschaffenheit des Wassers. Dieses kann sowohl als Niederschlagswasser von oben eindringen und chemische Reaktionen hervorrufen, als auch als Thermalwasser von unten aufsteigen und hydrothermale Veränderungen bewirken. Dadurch werden wasserlösliche Minerale, wie Kalk, zersetzt, ausgelaugt und mit dem Wasser weggespült, so dass Klüfte und Hohlräume entstehen können. Andere Gesteine, wie Montmorillonit und Gips, neigen bei Wasserzutritt zum Quellen und können dadurch, analog der Vorgänge beim Frost, Sprengungen im umgebenden Gestein auslösen, was wiederum zu Rissen und Schwachstellen führt und Wasserzutritte erleichtert.

Mit fortschreitender Verwitterung wird das Gestein immer instabiler und seine Festigkeit und innere Reibung nimmt ab. Damit einher geht eine Erhöhung des Gebirgsdruckes (Széchy, 1969).

c) Spannungsverteilung

Für die Spannungsverteilung um einen Hohlraum in horizontal geschichtetem Gebirge haben die Schichtdicken, die Zwischenlagen und das Seitendruckverhältnis λ einen großen Einfluss. So steigen die Tangentialspannungen an den Ulmen, unabhängig von λ , von $2 \cdot p$ im homogenen isotropen Kontinuum auf $5 \cdot p$ im geschichteten Medium, während die Zugspannungen an der Firste bei weichen, dünnen Zwischenlagen bis auf $-4 \cdot p$ ansteigen können (p bezeichnet dabei den Überlagerungsdruck), (siehe auch Kapitel 2.2.3). Die Reichweite der Biegezugspannungen oberhalb der Tunnelfirste wird vom Verhältnis der Schichtdicke h zur Breite b des Tunnels bestimmt. Im isotropen Medium ($h = \infty$) reichen sie bis etwa $0,3 \cdot b$ hinauf, bei $h = b/6$ und $\lambda = 0$ bis zu $3 \cdot b$.

2.2 Gebirgsdruck

Gebirgsdruck ist die *"Summe aller Erscheinungen, die auf Hohlräume in Gebirgskörper einwirken und dabei ein Zusammenwachsen oder Zusammenbrechen des Hohlraumes oder einen Druck auf den Ausbau bewirken"*(Kirnbauer, 1950, S. 14).

Dieser Druck ist bei allen Bauvorhaben unter Tage in unterschiedlicher Höhe und Erscheinungsform vorhanden. Aufgrund der vielfältigen Entstehungsprozesse und Eigenschaften des Gebirges, der Lage und Herstellungsmethoden des Bauwerkes sowie dessen Geometrie, ergeben sich schwer voraussagbare, meist komplexe Drucksituationen. Diese machen den Tunnel- und Bergbau zu einem schwierigen und nur begrenzt vorhersagbaren Unterfangen.

Im Folgenden soll die Entstehung, die unterschiedlichen Erscheinungsformen, die Ableitung des Gebirgsdruckes und die statische Berechnung näher betrachtet werden.

2.2.1 Entstehung des Gebirgsdruckes

Da ein Gebirge durch Faltungen, Ablagerungen, Verschiebungsvorgänge und Erosion entstanden und immer wieder umgewandelt wurde, ist es nie homogen aufgebaut. Durch die Faltung der ursprünglich ebenen Gesteinsplatten können Gewölbe und Mulden entstehen. Dadurch ergeben sich Zonen mit höherem und Zonen mit niedrigerem Druck als der Überlagerungsdruck erwarten lassen würde. Verläuft ein Tunnelbauwerk unterhalb eines Gewölbes, in der Antiklinale (siehe Abbildung 5), und fallen Tunnel und Gewölbeachse zusammen, so werden die Spannungen hauptsächlich durch das Gebirge über die Gewölbewirkung abgetragen. Der Tunnel selbst wird nur durch einen geringen Restdruck belastet. Verläuft der Tunnel quer zur Gewölbeachse, werden die Spannungen an den beiden Portalen am größten sein (Abbildung 6 a). Liegt der Tunnel hingegen in einer Mulde, in der Synklinale (siehe Abbildung 5), und verläuft parallel zu ihr, sind die auf ihn wirkenden Drücke wesentlich höher als der reine Überlagerungsdruck. Die Mulde wirkt als Wiederlager für die meist anschließenden Gewölbe, so dass hier alle Kräfte konzentriert eingeleitet werden. Bei einem Verlauf quer zur Mulde nimmt der Druck von den Portalen zur Mitte hin zu (Abbildung 6 b) (von Willmann, 1911).

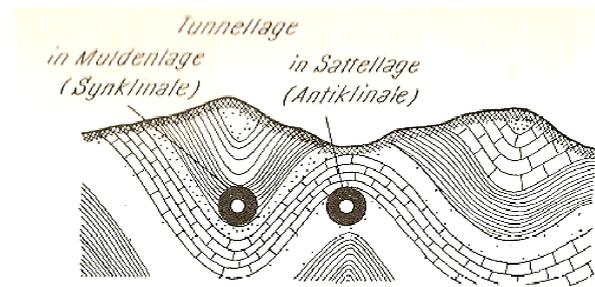


Abbildung 5: Tunnellage in Antiklinale und Synklinale

Quelle: (Széchy, 1969)

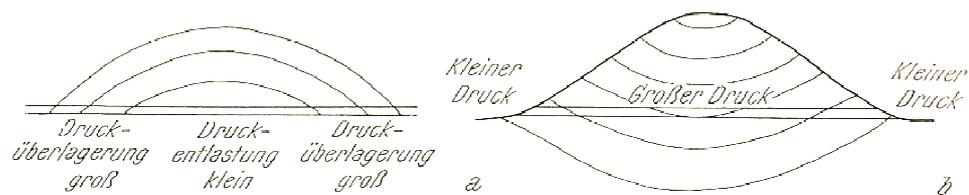


Abbildung 6: Druckverteilung bei längsgerichteten a) antiklinalen und b) synklinalen Formationen

Quelle: (Széchy, 1969)

Die Verformungen während des Ablagerungsprozesses bei durch Sedimentation entstandenen Gebirgen erfolgen nicht elastisch, sondern elastoplastisch. Daraus ergeben sich in horizontaler Richtung höhere Spannungen als es durch die Poisson-Zahl ν zu erwarten wäre. Dabei ist nur ein Teil der Spannungen reversibel. Der andere, irreversible Teil, baut sich auch bei einem Rückgang der Überlagerungshöhe nicht mehr ab. So können auch bei geringer Überlagerungshöhe große Vertikal- und Horizontalspannungen auftreten, weshalb besonders auf die Vorgeschichte des zu untersuchenden Gebietes zu achten ist, um Überraschungen zu vermeiden.

2.2.2 Erscheinungsformen

Den auf ein Tunnelbauwerk einwirkenden Druck unterscheidet man hinsichtlich seiner Hauptursache in folgende Druckarten:

a) Überlagerungsdruck

Unter dem Überlagerungsdruck, auch geostatischer Druck genannt, versteht man das Gewicht des über dem Hohlraum liegenden Gebirges. Bei Wasserzutritt wirken jedoch aufgrund der geringeren Reibung zwischen den Gesteinskörner und der damit verbundenen geringeren Gebirgsfestigkeit, größere Massen. Auch bei geneigten Schichten kann ein höherer Druck auf den Tunnel wirken, da an den Schichtgrenzen nur eine geringe Haftung vorliegt und so das gesamte Gewicht von der Tunnelauskleidung aufzunehmen ist. Bei tiefliegenden Tunneln kann der Überlagerungsdruck aufgrund der Gewölbewirkung abgemindert werden (Stini,

1950). Ist die Überlagerungshöhe $H \leq 2,5 \cdot b$ muss der volle geostatische Druck angesetzt werden (Széchy, 1969).

Kirnbauer (Kirnbauer, 1950) gliedert den Überlagerungsdruck in primären und sekundären Gebirgsdruck, jeweils weiter unterteilt in statischen und dynamischen Druck:

- Der primäre, statische Druck ist im ursprünglichen, unberührten Gebirge in jedem Punkt vorhanden und abhängig von der Tiefe. Wenn in einem Gebirge die Druckbeanspruchung geringer als die Festigkeiten des Gesteins ist, dann zeigen sich im Tunnel keine oder nur geringe äußerliche Beanspruchungen. Es kann jedoch eine elastische Entspannung in das Hohlraumbauwerk hinein auftreten, die zu einem Abblättern von Gesteinsschalen führt. Der primäre dynamische Druck zeigt sich bei den tektonischen Entstehungsprozessen oder den Eigenspannungen eines Gebirges. Bei den dabei auftretenden Verschiebungen und Verformungen bei einer Entlastung verhält sich das Gestein plastisch und es kann zu Gebirgsschlägen, sog. "*Spannungsschlägen*" (Kirnbauer, 1950) kommen. Die Richtung des Druckes kann nur über einige Richtwerte abgeschätzt werden. So wird der Spannungsverlauf von Hohlräumen umgelenkt, bei hangparallelen Trennflächen wird er diesen folgen oder sich bei Faltenwurf je nach Lage des Tunnels als Druck- oder Zugspannung äußern (Müller-Salzburg, 1978).
- Nach Auffahren eines Hohlraumes macht sich der sekundäre Druck bemerkbar und kann als Summe aller Spannungsumlagerungen gesehen werden. Er tritt als statischer Druck nur bei geringen Spannungen auf. Bedeutender ist hier der dynamische sekundäre Druck. Er wird ausgelöst, wenn die Gleichgewichtszustände durch Setzungen, Zerrungen und Pressungen beim Tunnelvortrieb gestört werden. Dieser ist im Allgemeinen inhomogen (Kirnbauer, 1950).
- Kommen bei der Spannungsumlagerung vom primären zum sekundären Zustand noch weitere Krafteinwirkungen, zum Beispiel aus einem Ausbau, stellt sich ein tertiärer Spannungszustand ein. Dieser führt den ungünstigen zweiachsigen Zustand am Ausbruchrand in einen günstigeren, dreiachsigen Spannungszustand über, indem er dem sich verformenden Gebirge einen gewissen Widerstand entgegenbringt (Müller-Salzburg, 1978).

b) Wanderdruck

Der Wanderdruck entsteht durch Hangbewegungen an rutschungsanfälligen Hängen und wird entweder durch die Schwerkraft oder durch Wasserzutritt ausgelöst. Anzutreffen ist er vor

allem in quer zum Hang aufgefahrenen, seichten Tunneln. Dabei erhöht sich der Druck in der zum Berginneren gerichteten Ulme. Gleichzeitig wirkt noch der Überlagerungsdruck, der in steilen und hohen Berglehnen vom Wanderdruck weit übertroffen werden kann (Stini, 1950).

c) Echter Gebirgsdruck

Unter dem echten Gebirgsdruck versteht man „*die Überlastung der Gebirgsdruckfestigkeit im Gebiet der Spannungsspitze in Tunnelnähe*“ (Széchy, 1969). Er äußert sich in Bruchverformungen, wie Gesteinsablösungen und Bergschlag, oder durch plastische Fließverformungen in den Hohlraum hinein. Diese Vorgänge dienen dem Gebirge als Entlastungsbewegungen zur Verteilung der Spannungsspitzen, um einen größeren Bereich zur Lastabtragung heranzuziehen. Anzutreffen ist dieser Druck hauptsächlich in bindigen Bodenarten und in pseudofesten Gesteinen. Der maximale Wert den der Gebirgsdruck annehmen kann, ist der volle geostatische Druck, der minimale Wert ist gleich Null und tritt in festem Gestein auf, das die Belastung ohne Verformungen und Ablöseerscheinungen selbstständig ableitet. Verhält sich das Gebirge hingegen nicht plastisch, kommt es zu einer Zerrüttungszone um den Hohlraum und damit zu einem Auflockerungsdruck (siehe unter Punkt e) (Széchy, 1969).

d) Blähdruck

Beim Blähdruck unterscheidet man den physikalischen Vorgang Quellen (Volumenzunahme durch Wasseraufnahme) und das chemische Schwellen (Volumenzunahme durch Umwandlungsvorgänge). Er wird vor allem in Tonen, tonhaltigen Bergarten, sowie Kalk- und Tonmergel hervorgerufen (von Rabcewicz, 1944). Insbesondere an der Sohle und einer ungesicherten Ortsburst bildet sich der Blähdruck nach dem Ausbruch rasch aus, während sein Abklingen bis zu mehreren Wochen dauern kann. Durch den hohen Druck aus der Überlagerung ist in den Ulmen nicht mit Quell- und Schwelldruck zu rechnen, da das Wasser ausgepresst wird und sich das Gestein nicht ungehindert entspannen kann. Die größte Volumenzunahme und damit die größten Schwelldrücke (bis zu 10-mal größer als bei Ton oder Mergel) weist Anhydrit auf. Einflussfaktoren auf die Größe und die zeitliche Entwicklung des Blähdrucks sind der Primärspannungszustand, aufgebrachtter Gegendruck und die Verfügbarkeit von Wasser. Um die Schäden und Risse durch Hebungsvorgänge gering zu halten, sollte man den Blähdruck erst abklingen lassen, bevor man die Sohle eines Tunnels betoniert (Müller-Salzburg, 1978).

Bei geringen Überlagerungshöhen kann der Blähdruck wesentlich größer als der bloße Überlagerungsdruck werden. Die Anzeichen auf ein Auftreten dieses Druckes unterscheiden

sich nur sehr wenig von denen bei echtem Gebirgsdruck (siehe Punkt c), da zum Quellen und Schwellen neigende Gesteine auch einen niedrigen Elastizitätsmodul haben und dadurch bereits bei geringen Überlagerungshöhen echten Gebirgsdruck entwickeln. Treten bereits in den gering überlagerten Portalen bei relativ standfesten Gebirgen große First- und Sohldrücke auf, kann man Blähdruk erwarten, wobei genauere Aussagen erst nach umfangreichen Untersuchungen getroffen werden können (Széchy, 1969).

e) Auflockerungsdruck

Unter dem Auflockerungsdruck versteht man „den Schwereindruck jener Massen [...], welche im rolligen, gebrächen oder bedingt nachbrüchig werdenden Gebirge dem geschaffenen Hohlraum [...] unmittelbar zudrängen“ (Stini, 1950) und auf einen allfällig vorhandenen Ausbau drücken. Er entsteht durch Entspannungsvorgänge, Spannungsumlagerungen oder Sprengarbeiten und ist nahezu unabhängig vom primären Spannungszustand. Örtlich ist die Auflockerung in der häufig durch Zugspannungen beanspruchte Firse zu finden. Die Zugrisse setzen sich in das Gebirge hinein fort und lösen das Gestein keilförmig aus der Firse. Dieser Vorgang dauert so lange an, bis sich die beiden Seitenflächen gegeneinander abstützen können und ein neuer Gleichgewichtszustand entstanden ist. Dieser ist abhängig von der vorhandenen Kohäsion und der Spannweite des Tunnels (Széchy, 1969). Weiter wird die Auflockerung umso intensiver sein, je spröder das Gestein, geringer die Festigkeit, höher der Durchtrennungsgrad und geringer der Kluftabstand ist. Auch in kompakten Gestein kann es bei Überbeanspruchung zur Bildung von Rissen und damit Gefügauflockerungen und Entfestigung kommen (Müller-Salzburg, 1978).

Die Abtragung des Auflockerungsdrucks erfolgt beim Festgestein über die unversehrten Ulmen wie bei einem Balken auf zwei Stützen. Bei einer horizontalen Lagerung der Schichten können diese solange abbrechen, bis die Spannweite zu gering ist, um die Biegezugfestigkeit des Gesteins zu überschreiten. So bildet sich über der Firse ein Spitzgewölbe aus, das nach Terzaghi eine maximale Höhe von einer halben Tunnelbreite besitzt (Széchy, 1969). Wird die Auflockerung nicht ausreichend verhindert oder unterschätzt, sind Mehrausbrüche, Tagbrüche, Nachinjizierungen zur Verkittung und Mehrkosten mögliche Folgen daraus (Müller-Salzburg, 1978). Bei lotrechter Schichtung ist der Nachbruch über der Firse sehr gering, da die einzelnen Schichtplatten nicht auf Biegung beansprucht und über Reibung von den benachbarten Schichten festgehalten werden (Széchy, 1969).

Im rolligen und zum Fließen neigenden Gebirge äußert sich der Auflockerungsdruck durch Fließvorgänge, die mit Hilfe der Silotheorie nach Terzaghi bodenmechanisch beschrieben

werden. Um den Druck auf einen Hohlraum zu ermitteln, betrachtet er den Bereich von der Tunnelfirste bis zur Oberfläche mit der Breite des Tunneldurchmessers. Nach dem Tunnelausbruch wird dieser Bereich komplett aufgelockert und senkt sich in den Hohlraum hinein. Dadurch werden Reibungskräfte an den Gleitflächen aktiviert, die bei ausreichender Gesteinsfestigkeit eine Stabilisierung bewirken. Werden diese allerdings überschritten, kommt es zu einem Versagen des Hohlraumes (Vorlesungsskriptum "Fels- und Tunnelbau"; TU Wien). Diese Erscheinung tritt vor allem dort auf, wo die Reibung zwischen den Körnern sehr gering ist oder bei rundkörnigen, locker gelagerten Grobböden (Müller-Salzburg, 1978).

Dieser hier in der Theorie beschriebene Auflockerungsdruck ist auch in den nachfolgenden Berechnungen im zweiten Teil dieser Arbeit ersichtlich.

2.2.3 Statische Berechnung

Im unveränderten, ruhenden Gebirge herrscht in jedem Punkt ein quasistationärer Gleichgewichtszustand, da die einwirkenden Spannungen und die Widerstände des Gesteins im Gleichgewicht stehen. Etwaige Druckdifferenzen werden mit zunehmender Tiefe durch plastische Verformungen abgebaut, so dass ein hydrostatischer Druck herrscht (Fiedler, 1950). In vollständig elastischem, isotropem Material verlaufen die Druckkraftlinien vertikal und parallel. Für eine erste Abschätzung der Größe des Drucks, sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung, kann der reine Überlagerungsdruck bei horizontaler Geländeoberfläche mit

$$p = \gamma * h = \rho * g * h \quad (1)$$

angesetzt werden (von Willmann, 1911).

Im Allgemeinen sind die horizontalen und die vertikalen Spannungen unterschiedlich groß, es besteht der Zusammenhang

$$p_h = K_0 * p_v \quad (2)$$

mit $0 \leq K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \leq 1$ (Széchy, 1969).

Durch den Ausbruch eines Hohlraumes werden Umlagerungsvorgänge in Form von Massen- und Spannungsumlagerungen sowie Gefügeänderungen ausgelöst. Der im ursprünglichen Gebirge vorliegende, räumliche, primäre Spannungszustand geht am Ausbruchsrund in einen zweiachsialen, sekundären Zustand über (Müller-Salzburg, 1978). Durch das fehlende Material des Ausbruches herrschen an der Tunnelwand keine Radialspannungen und durch

die Spannungsumlagerungen steigen die Tangentialspannungen an. Durch die so zunehmenden Spannungen nähert sich das Material seiner Fließgrenze.

Wird diese nicht überschritten, bleibt es bei elastischem Verhalten. Für einen hydrostatischen Spannungszustand ($K_0 = 1$) lassen sich die in Abbildung 7 dargestellten Spannungsverläufe um den Hohlraum beobachten. Dabei liegt der Grenzwert der einaxialen Druckfestigkeit bei $\sigma_t = 2 * p_v$. Bei einer rein vertikalen Belastung ($p_h = 0$) steigen die Tangentialspannungen in der Ulme bis auf einen Wert von $3 * p_v$ und in der Firste herrschen Zugspannungen von $\sigma_t = -p_v$.

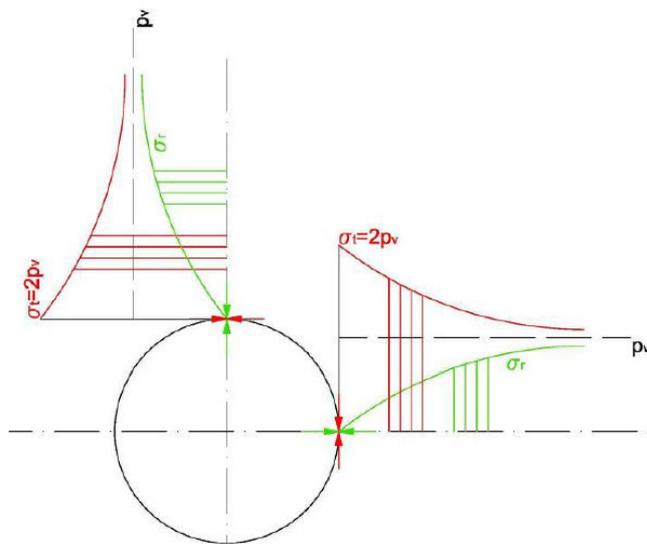


Abbildung 7: Radial- und Tangentialspannungen für hydrostatischen Spannungszustand

Quelle: (Vorlesungsskriptum "Fels- und Tunnelbau"; TU Wien, 2011, 4. Auflage)

Wird allerdings die Fließgrenze des Materials überschritten, verhält es sich plastisch. Die Grenze dieses plastischen Bereiches um den Hohlraum stellt für einen hydrostatischen Spannungszustand einen konzentrischen Kreis um den Tunnelausbruch dar (vgl. Abbildung 8 a). Bei einer überwiegend lotrechten Belastung kommt es zu unter etwa 45° geneigten, kreuzförmigen plastischen Zonen, die in Abbildung 8 b) dargestellt sind (Vorlesungsskriptum "Fels- und Tunnelbau"; TU Wien, 2011, 4. Auflage).

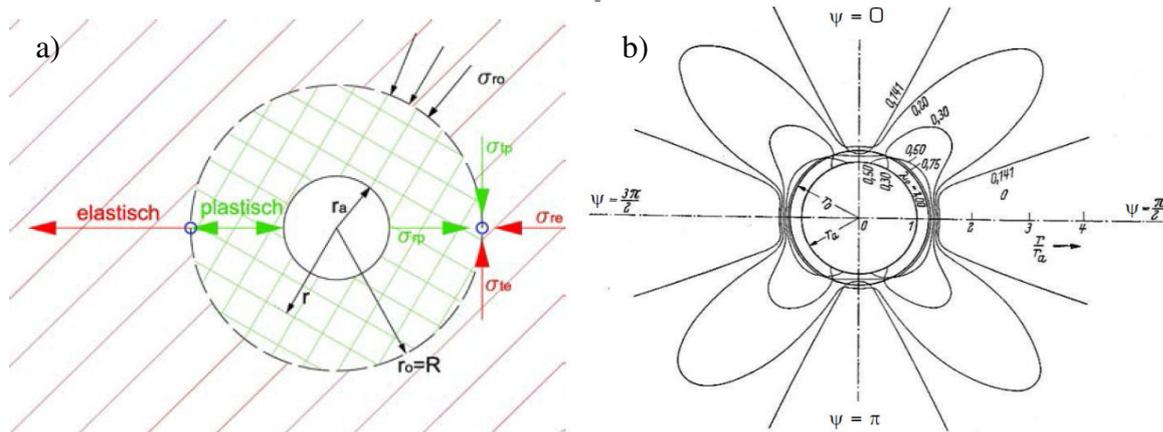


Abbildung 8: Grenze zwischen elastischer und plastischer Zone a) bei hydrostatischem Spannungszustand und b) bei überwiegend lotrechter Beanspruchung

Quelle: (Vorlesungsskriptum "Fels- und Tunnelbau"; TU Wien, 2011, 4. Auflage)

Zur Beschreibung des Gebirgsverhaltens nach der Überschreitung seiner Festigkeit hat Egger einen Entfestigungs- (= Restfestigkeit/Bruchfestigkeit) und einen Auflockerungsbeiwert (= plastische Querdehnungen/Längsstauchungen) definiert. Beim Normalfall einer allmählichen Entfestigung und dadurch bedingten fortschreitenden Verformung in den Hohlraum hinein, nehmen die aufnehmbaren Druckspannungen ab. Handelt es sich um eine langsame Entfestigung, kann sich im Gebirge selbst wieder ein Gleichgewichtszustand einstellen, der allerdings labil ist und bereits bei kleinen Störungen erneut Spannungsumlagerungen stattfinden, weshalb ein Ausbau nötig ist.

Eine statische Berechnung eines Tunnels ist mit vielen Unsicherheiten belegt. Die Zeitabhängigkeit, die Ausbaumweise und die Herstellungsart können nur schwer mittels Gleichungen erfasst werden. Auch die Eingangswerte bergen gewisse Ungenauigkeiten, da mittels Labor- oder Feldversuchen nie die exakten Randbedingungen, wie Primärspannungszustand, Gebirgsdruckbelastung, Festigkeiten, Klüftigkeit, Verwitterung oder Schichtung, erfasst werden können. Auch die wirklichkeitsnahe Simulation des geplanten Tunnels mit Hilfe von leistungsfähigen numerischen Computerprogrammen lässt eine Voraussage über das Verhalten des Bauwerkes nur bedingt zu und es bleibt zu berücksichtigen, dass hier die Eingangswerte des umgebenden Gebirges einen Ungenauigkeitsfaktor darstellen. Nach der Fertigstellung eines Untertagebauwerkes werden aus den dann bekannten Parametern Rückrechnungen angestellt und diese Ergebnisse auf zukünftige Projekte übertragen (Müller-Salzburg, 1978). Eine Entwicklung im Tunnelbau zur Verminderung dieser Ungenauigkeiten wird bei der Neuen Österreichischen Tunnelbaumethode angewendet. Hier werden die Verschiebungen und der Druck regelmäßig während des Vortriebes und Ausbaus gemessen, um bei einer Abweichung von den

Vorhersagen schnell mit einer Anpassung der Ausbruchs- und Einbaumethode reagieren zu können.

2.2.4 Gebirgskennlinie

Zur Berechnung des Ausbauwiderstandes, der nötig ist, um die Auflockerung eines Gebirges zu verhindern, hat Fenner Gebirgskennlinien berechnet. Dafür betrachtete er die Auswirkungen eines gleichverteilten Innendrucks auf die Spannungumlagerungen und ermittelte, welchen Innendruck p_i man aufbringen muss, um nur bestimmte Verschiebungen ΔR zuzulassen. Zum genaueren Verständnis des Zusammenspiels von Ausbau und Gebirge hat Pacher ein Kennliniendiagramm (Abbildung 9) entwickelt.

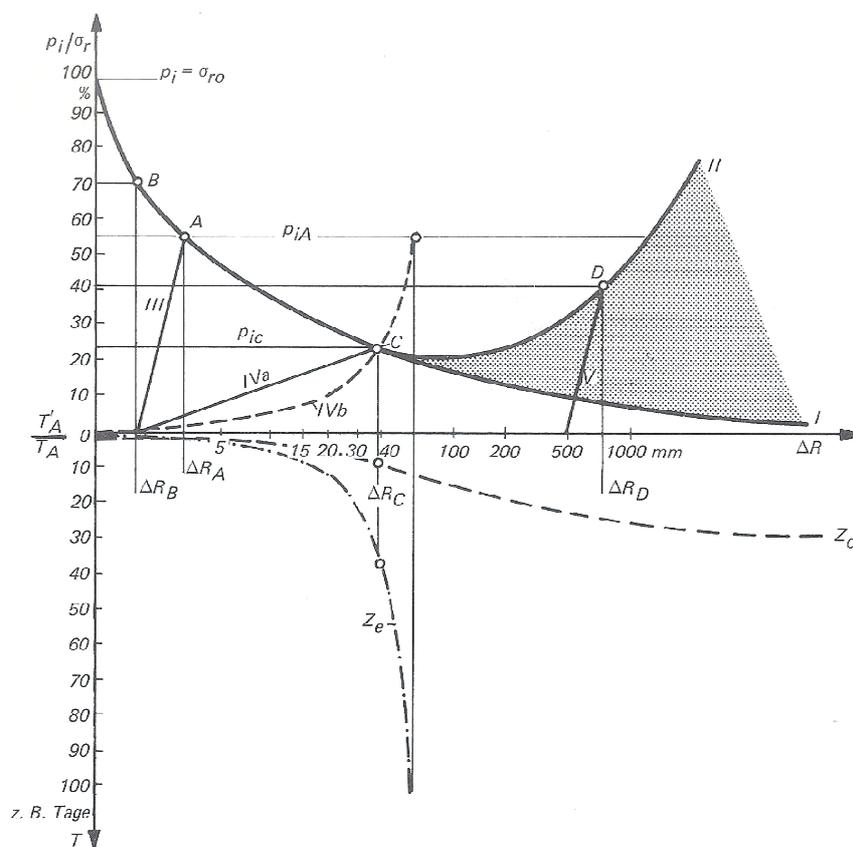


Abbildung 9: Ausbaukennlinie nach FENNER/PACHER

Quelle: (Müller-Salzburg, 1978)

Die Kurve I stellt dabei eine Kennlinie nach Fenner für ein bestimmtes Gebirge dar. Ab einer bestimmten Verformung kommt es zu einer Auflockerung und Entfestigung des Gebirges weshalb ein erhöhter Widerstand nötig ist, um das Gebirge zu stützen (Kurve II). Würde man sofort nach Ausbruch einen komplett starren Ausbau einbringen, müsste dieser den vollen Primärdruck $p_i = \sigma_{r0}$ aufnehmen, würde man ihn zum Zeitpunkt T_A nach einer Verschiebung ΔR einbringen, müsste er nur noch den Druck $p_{iA} < \sigma_{i0}$ aufnehmen. Ist der Ausbau nicht

mehr vollständig starr, soll aber bei den gleichen Verschiebungen ΔR_A die gleichen Spannungen p_{iA} aufnehmen, muss man ihn bereits zu einem früheren Zeitpunkt T_A' einbauen (Kennlinie III). Je flacher die Ausbaukenlinie ist, desto nachgiebiger ist der Ausbau und desto größer werden die auftretenden Verformungen, allerdings kann dabei der Ausbauwiderstand geringer gehalten werden (p_{iC} bei Kennlinie IVa). Wird ein Ausbau allerdings zu spät eingebaut, verliert das Gebirge durch Auflockerungen seine Tragfähigkeit und ein Gleichgewicht kann nur nach erheblichen Verformungen und unter großem Kraftaufwand erreicht werden (Linie V).

Aus diesen Ausführungen ist ersichtlich, dass man dem Gebirge Zeit für Verformungen geben muss, bevor man den Ausbau einbringt. So kann sich nach dem Hohlraumausbruch wieder ein Gleichgewicht durch Spannungsumlagerungen einstellen und das Gebirge trägt sich selbst. Allerdings muss darauf geachtet werden, dass keine so großen Auflockerungen und Entfestigungen auftreten, die die Schutzhüllenbildung unmöglich machen (Müller-Salzburg, 1978).

2.3 Gebirgsdrucktheorien beim Tunnelbau

Nach der obigen Beschreibung der verschiedenen Druckarten, wird nun erläutert, welcher Druck in welchen Gebirge auftritt und welcher bei dem vorliegenden Bauvorhaben maßgebend ist. Für die Größe des Drucks ist auch das Verhalten des Ausbaus wichtig. Dieser kann sich, wie bereits erwähnt, unnachgiebig oder nachgiebig verhalten und sollte einer Auflockerung des Gebirges entgegenwirken.

Unabhängig davon, welche der folgenden Theorien angewendet wird, ist es unmöglich, alle einwirkenden Faktoren zu berücksichtigen. So vernachlässigen sie alle die Vortriebsart, den Ausbauzeitpunkt, die Starrheit des Einbaus sowie die Inhomogenität des Gebirges (Széchy, 1969).

2.3.1 Lotrechte Belastung

Nachfolgend werden einige Theorien vorgestellt, um die Größe der einwirkenden, lotrechten Beanspruchung auf das Hohlraumbauwerk zu ermitteln. Diese Theorien sind alle, soweit nicht anders angegeben, aus (Széchy, 1969) entnommen, dort finden sich auch die genauen Herleitungen der Formeln und weitere Anmerkungen zu ihrer Anwendung.

2.3.1.1 Näherungsmethoden

Terzaghi schätzt die größte einwirkende Belastung über den maximal möglichen Nachbruch bei unterschiedlich festen Gebirgen ab. Seine Abschätzungen gelten für Überlagerungshöhen bis zu $H = 1,5 \cdot (h+b)$, danach bleibt die Auflockerungszone konstant mit einer Höhe von $H = 1,15 \cdot (h+b)$ (Tsesarsky, 2005).

Für ein festes, horizontal geschichtetes Gebirge gibt er die Höhe des Auflockerungsbereichs H über der Firste mit

$$H = 0,5 \cdot b \quad (3)$$

an, wobei b die Tunnelbreite bezeichnet.

Bei senkrechter und schräg einfallender Schichtung in festem Gebirge ist ein geringerer Nachbruch zu erwarten, weshalb hier die Höhe mit

$$H = 0,25 \cdot b \quad (4)$$

angegeben wird. Bei schräger Schichtung kommt noch zusätzlich ein Seitendruck an den Ulmen hinzu, so dass diese auch auf Biegung beansprucht werden. Dies gilt auch für mäßig zerklüftetes, nicht geschichtetes, massiges Gebirge.

In Lockermassen kommt es aufgrund der inneren Reibung bereits bei geringen Verschiebungen zu einer Gewölbewirkung, die bis zu einer Höhe von $H = 1,5 \cdot (b+h)$ über der Firste reicht. Dadurch sinkt der einwirkende Druck unter den Wert des tatsächlich auf der Firste lastenden Gebirgskeils. Auch der Grad der Zerrüttung und der Wasserzutritt haben einen Einfluss auf die Auflockerungszone, die dadurch vom bereits oben erwähnten Wert von $0,25 \cdot b$ auf ein Mehrfaches davon ansteigen kann.

2.3.1.2 Ältere Berechnungsmethoden

a) Theorie nach Terzaghi

Bei der Herleitung seiner Gebirgsdrucktheorie ging Terzaghi ursprünglich von kohäsionslosen, trockenen und körnigen Böden aus, sie lässt sich aber auch auf bindige Böden erweitern. Den Wassergehalt setzt er gerade so groß, dass kleinere Stollen in sandigem Boden gerade noch ohne Ausbau stehen. Dabei bilden sich Bruchflächen von der Sohle unter einem Winkel von $45^\circ + \varphi/2$ nach oben hin aus (siehe Abbildung 10). Damit lässt sich die Breite B_1 der nachgebenden Gesteinsmasse in Höhe der Firste zu

$$B_1 = 2 \cdot \left[\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (5)$$

abschätzen. Aufgrund der Reibung an den lotrechten Gleitflächen der Gesteinsmasse bildet sich ein Gewölbe aus, welches dem Abgleiten der Massen entgegenwirkt und so den Druck auf die Firste vermindert. Wird die Überlagerungshöhe größer, reicht die Gewölbebildung nicht mehr bis zur Geländeoberfläche, sondern nur noch bis zur Höhe D . Die darüber liegende Gesteinsmasse der Höhe H_2 trägt mit ihrem Eigengewicht zur Belastung der Firste bei. Den Gebirgsdruck auf die Tunnelfirste berechnet er zu

$$p_{max} = \frac{\gamma * B_1}{2 * K * \tan\varphi} (1 - e^{-K * \tan\varphi * D / B_1}) \quad (6)$$

K ist dabei ein empirisch ermittelter Koeffizient und kann gleich 1 gesetzt werden (Fairhurst & Carranza-Torres, 2002).

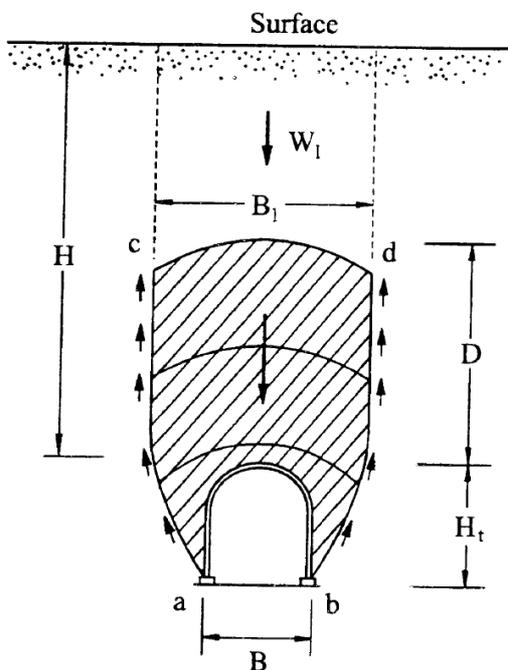


Abbildung 10: Skizze zur Gebirgsdrucktheorie nach Terzaghi

Quelle: (Fairhurst & Carranza-Torres, 2002)

b) Weitere Theorien

Esztó nimmt an, dass bei einem Tunnelausbruch gekrümmte Bruchflächen entstehen, die bis an die Oberfläche reichen. Zur Charakterisierung der Eigenschaften des Gebirges verwendet er nicht die sonst üblichen Festigkeitsparameter σ_d , c und φ , sondern den Bruchwinkel ϑ , der sich zwischen der Waagrechten und der Verbindungslinie vom Beginn bis zum Ende der Bruchkurve ausbildet, da die Festigkeitskennwerte nur schwer zu bestimmen sind und stark schwanken. Bei unbekanntem Bruchwinkel kann dieser mit $\vartheta = 45^\circ + \varphi/2$ oder dem im Tunnelbau üblichen Wert von $63,5^\circ$ angenommen werden. Weiter nimmt Esztó an, dass nicht das gesamte Gesteinsprisma oberhalb des Tunnels diesen belastet, sondern aufgrund der

Reibung und Kohäsion einen Teil seines Gewichts gleichmäßig in das ungestörte Nachbargestein ableitet.

Kommerell betrachtet die Durchbiegung des Tunnelverbaus und berechnet daraus die benötigte Höhe der Auflockerungszone, um den durch die Absenkung entstandenen Hohlraum mit der in Bewegung geratenen Felsmasse aufzufüllen. Für den Auflockerungsfaktor δ gibt er für verschiedene Bodenarten aus Versuchen und Beobachtungen ermittelte Werte an, die zwischen 1 % für lockere, körnige Böden und 15 % für kompakten Fels schwanken (Széchy, 1969). Einer der Nachteile dieser Theorie ist die Annahme einer bleibenden Auflockerung, die aber in festem Fels so nie auftritt. Ein weiterer liegt darin, dass weder die Hohlraumbreite noch die Eigenschaften und die Abmessungen des Auflockerungsbereiches berücksichtigt werden.

Die Theorie nach Protodjakonow geht von körnigem Material aus und setzt die Bildung eines Gewölbes oberhalb des Tunnels in Form einer Parabel ohne Biegespannungen voraus. Das Gewicht außerhalb des parabelförmigen Bereiches belastet den Hohlraum nicht mehr. Die Festigkeit des Entlastungsgewölbes ergibt sich aus dem Gleichgewicht zwischen den einwirkenden Normal- und Vertikalkräften und der entgegenwirkenden Schubspannung sowie der inneren Reibung des Bodens.

Zur Gebirgsdruckbestimmung in kohäsionslosen Gesteinen betrachtet Engesser mehrere aufeinanderliegende Traggewölbe, die er als Dreigelenkbogen modelliert. Den Tangentenwinkel am Auflagerpunkt des Gewölbes setzt er gleich dem Reibungswinkel φ . Anwendbar ist die Theorie nach Engesser für Überlagerungshöhen, die größer als die eineinhalbfache Tunnelbreite sind, da sonst die Voraussetzungen für die Herleitung der Formeln nicht mehr gegeben sind.

Nach Széchy bildet sich in einer Höhe h über dem Hohlraum ein Gelenk, in dem sich die beiden Begrenzungslinien des Auflockerungsbereiches aufeinander abstützen. Daraus ergibt sich ein Dreigelenkbogen, der die maximale Auflockerungszone begrenzt, mit dessen Masse der maximale Druck auf die Firse berechnet wird.

2.3.2 Waagrechte Belastung

Der Seitendruck auf die Ulmen ist insofern wichtig, da hier die schlechtesten Festigkeitswerte herrschen und diese zuerst versagen. Die Spannungen an den Ulmen sind abhängig vom Gebirgszustand, den Hohlraumabmessungen, der Festigkeit der seitlichen Abstützung und die

gespeicherte Energie zufolge geologischer Bewegungen, und sind nur schwer vorherzusagen und zu berechnen.

Eine Möglichkeit ist die Abschätzung über die lotrechte Firstbelastung und die Erddruckziffer bzw. Querdehnzahl. Laut Erfahrungswerten von Stini beträgt der Seitendruck etwa 1/4 bis 1/3 des Firstdruckes. Terzaghi gibt bei einer vollständig verhinderten Seitendehnung die Formel

$$p_h = \frac{\nu}{1 - \nu} * p_v = \lambda * p_v \quad (7)$$

an. Der Faktor λ ist aber aus Erfahrung nicht nur von der Seitendruckziffer, sondern auch von der Tiefenlage und den geomorphologischen Verhältnissen der Tunnelumgebung abhängig. Daher sollte nicht nur ein fester Wert angegeben, sondern stets eine mögliche Bandbreite, in der λ liegen kann, betrachtet werden (Széchy, 1969).

Eine indirekte Möglichkeit zur Prognose besteht in der Messung und Rückrechnung der Drücke an bereits fertigen Tunnel- und Hohlrumbauwerken oder durch Auswertung von Modellversuchen, wobei die Ergebnisse wieder nur begrenzt auf das vorhandene Projekt übertragbar sind.

2.3.3 Sohldruck

Sohldrücke treten hauptsächlich in Lockergesteinen und plastischem oder durchnässtem Ton auf und nehmen mit der Zunahme der Seitendrucke zu. Bei quellfähigem Gebirge unter der Sohle kommt es bei Wasserzutritt zu chemischen Umwandlungen und damit verbundener Volumenzunahme oder zu einer Herabsetzung der Festigkeit des Gesteins, so dass das Gestein schon bei geringerer Belastung in den Hohlraum drängen kann (Széchy, 1969). Terzaghi und Zimbarjewitsch leiteten Formeln zur mathematischen Bestimmung der Größe des Sohldruckes her. Diese sind unter anderem in (Széchy, 1969) genauer angeführt.

3 Berechnung eines Tunnels

3.1 Geometrische Eckdaten und geologische Verhältnisse

Im Folgenden wird ein seicht liegender Tunnel mit etwa 20 m Überdeckung untersucht. Die Berechnungen werden mittels der numerischen Berechnungsprogramme UDEC, FLAC und FLAC^{3D} durchgeführt und anschließend verglichen und interpretiert. Das zu durchörternde Gestein besteht aus Ablagerungen von Feinsand, Schluff und Ton, das durch Eigengewicht und Auflast verdichtet wurde. Dadurch entstanden unregelmäßig mächtige, horizontal gelagerte Schichtungen mit stark unterschiedlicher Zusammensetzung der Materialien, sowie variierenden Kennwerten. Diese Schichtung wird in den Modellen der drei Programme mittels horizontalen Lagen von festem Gestein simuliert, das durch Klüfte getrennt ist. Als Randbedingung wird eine Fixierung des unteren Modellrandes in x- und y-Richtung und der beiden Seitenränder jeweils nur in x-Richtung festgelegt. In der nachfolgende Abbildung 11 sind die geometrischen Eckdaten des zu untersuchenden Tunnels dargestellt.

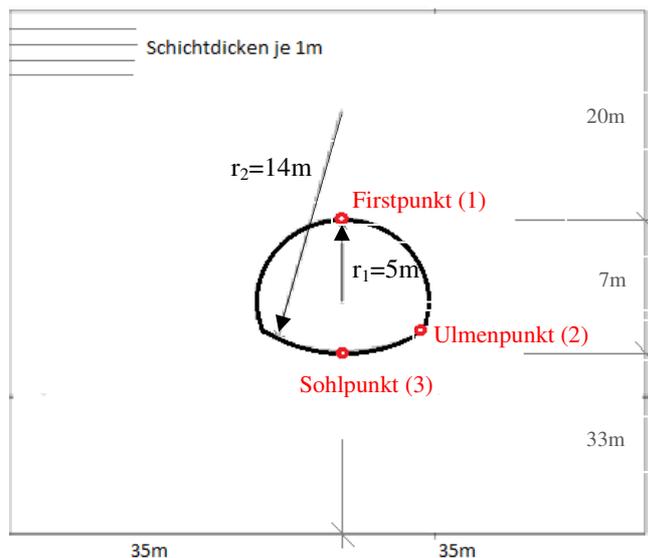


Abbildung 11: geometrische Abmessungen des gewählten Modells, angedeutetem Schichtungsverlauf und Spannungsverteilung; nicht maßstabsgetreu

Basierend auf Literaturangaben von Prinz (1997) und Bach (2008), wurde ein Gebirge mit folgenden Parametern (Tabelle 1) angenommen:

Tabelle 1: Ausgangswerte der Gesteins- und Klüftparameter

Festgestein		Klüfte	
Dichte	$\rho = 2300,00 \text{ kg/m}^3$		
E-Modul	$E = 350,00 \text{ MPa}$		
Querdehnzahl	$\nu = 0,25$		
Kohäsion	$c = 4,00 \text{ MPa}$	Kohäsion	$c_k = 0,00 \text{ MPa}$
Reibungswinkel	$\varphi = 50,00^\circ$	Reibungswinkel	$\varphi_k = 30,00^\circ$
Zugfestigkeit	$t = 1,00 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit	$t_k = 0,00 \text{ MPa}$
Dilatationswinkel	$\psi = 0,00^\circ$	Dilatationswinkel	$\psi_k = 0,00^\circ$
Druckfestigkeit	$\sigma = 21,98 \text{ MPa}$		

Pro Berechnung variieren jeweils einzelne Parameter, um eine Aussage über deren Einfluss auf das Verhalten des Hohlraumes treffen zu können. Da sich die benötigten Parameter für jedes Programm ändern, wird bei jedem noch einmal gesondert auf die Materialparameter sowie die Modellbildung eingegangen.

Die in Abbildung 11 definierten Punkte 1 (Firstpunkt), 2 (Ulmenpunkt) und 3 (Sohlpunkt), haben in allen Modellen dieselben x- und z-Koordinaten. Bei FLAC^{3D} liegen sie in y-Achsenrichtung jeweils in der Mitte der Abschlagslänge. Für diese relevanten Punkte werden die Verschiebungen über die Zeit aufgezeichnet, um Informationen über das Verhalten des Hohlraumes und der Standsicherheit zu erhalten. Dabei werden für die beiden zweidimensionalen Programme FLAC und UDEC Verschiebungen von etwa fünf Zentimetern angestrebt, um eine bessere Sichtbarkeit und Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Vor dem Tunnelausbruch werden die Verschiebungen und Geschwindigkeiten aus der Berechnung des Insitu-Zustandes gleich Null gesetzt, um nur die Verformungen aufgrund des Ausbruches zu erhalten.

3.2 UDEC

3.2.1 Grundlagen

Das zweidimensionale numerische Programm „Universal Distinct Element Code“ (UDEC) löst diskontinuumsmechanische Problemstellungen für einen ebenen Spannungszustand. Das mechanische Verhalten des diskontinuierlichen Mediums wird dafür durch diskrete Blöcke und ihre Kontakt- und Grenzflächen dargestellt. Je nach natürlichem Verhalten des zu

simulierenden Untergrundes können die Blöcke sowohl fest als auch verformbar angesetzt werden. Mit festen Blöcken wird gerechnet, wenn davon auszugehen ist, dass die Verformungen vor allem durch Verschiebungen und Verdrehungen entlang der Kontaktflächen erfolgen und die elastischen Formänderungen der starren Körper vernachlässigbar sind. Als Beispiel kann gut geklüfteter Fels mit geringem Spannungsniveau oder hohen Materialsteifigkeiten angeführt werden. Im Regelfall sind die Blockverformungen allerdings nicht vernachlässigbar und es müssen verformbare Elemente angesetzt werden. Dies geschieht durch eine interne Aufteilung des Blockes in kleinere Zonen, die gegeneinander verschieblich sind (siehe Abbildung 12).

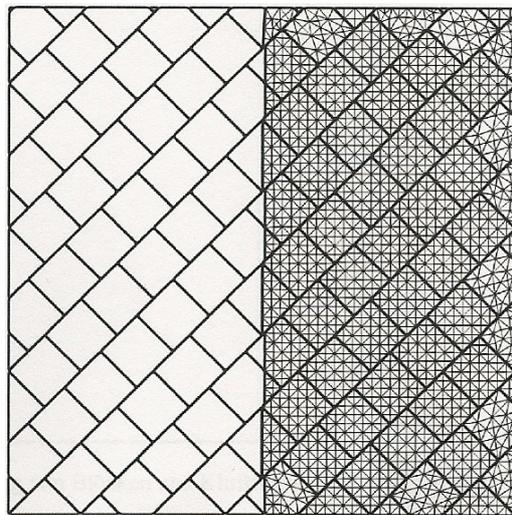


Abbildung 12: Unterteilung des Modells mit kontinuierlichem und diskontinuierlichem Kluftsystem

linke Seite: diskrete Elemente
rechte Seite: Interne Unterteilung der festen Blöcke
Quelle: (ITASCA, 2011)

3.2.2 Berechnungsablauf

Die dynamische Berechnung der Kontaktkräfte zwischen den diskreten Blöcken und deren Verschiebungen erfolgt über die Bewegungen, die durch Änderungen der Belastung und der Massenkkräfte hervorgerufen werden. Dabei wird der Prozess in einzelne Zeitschritte unterteilt, in denen jeweils die Geschwindigkeit und Beschleunigung als konstant betrachtet werden. Somit kommt es während eines Zeitschrittes zu keiner Störung zwischen einem diskreten Element und seinen unmittelbaren Nachbarn. Für starre Blöcke ist die Blockmasse und die Steifigkeit an den Grenzen für die Größe eines Zeitschrittes verantwortlich, während er bei verformbaren Blöcken von der Steifigkeit und den Abmessungen des gesamten Systems, Block plus Kontaktflächen, abhängt.

In Abbildung 13 ist der gesamte Berechnungsablauf überblicksartig dargestellt.

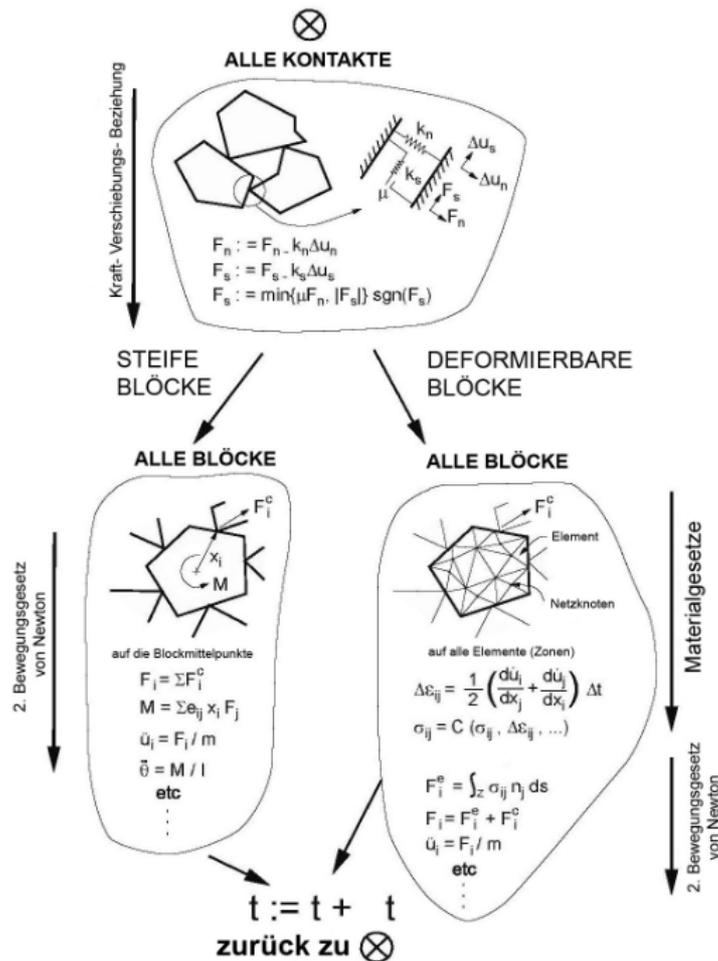


Abbildung 13: Berechnungsschritte der Distinkte Elemente Methode (DEM)

Quelle: frei übersetzt nach (ITASCA, 2011)

Die Bewegungsgleichung in einem infinitesimalen Zeitschritt Δt ergibt sich aus dem zweiten Newtonschen Gesetz zu

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \left(\frac{\sum F_i^{(t)}}{m} + g_i \right) \Delta t \quad (8)$$

Nach jedem Zeitschritt erhält man so eine neue Blockposition, bis sich schließlich ein Gleichgewichtszustand einstellt oder kontinuierlich fortschreitendes Versagen auftritt. Neben der Bewegungsgleichung beachtet UDEC auch den Impuls- und Energieerhaltungssatz sowie eine mechanische Dämpfung der Bewegungsgleichung. Durch diese wird schnell ein Kraftgleichgewichtszustand unter den aufgetragenen Randbedingungen erreicht.

Das Verhalten der Klüfte wird auf die Berechnung eines 'Ecke-Ecke-Kontakts' beziehungsweise eines 'Ecke-Kante-Kontakts' reduziert. In UDEC stehen dafür verschiedene Materialmodelle zur Verfügung. Das einfachste ist das Mohr-Coulombsche Modell, das die folgende lineare Beziehung zwischen den Spannungen und den Verschiebungen verwendet:

$$\Delta\sigma_n = -k_n\Delta u_n \quad (9)$$

Ein weiteres Modell ist jenes der kontinuierlich nachgebenden Klüfte. Damit können die inneren Mechanismen bei einem fortschreitenden Versagen der Klüfte unter Scherspannungen beschrieben werden. Ein Vorteil dieser Betrachtung liegt in der Berücksichtigung von nichtlinearem Verhalten, zum Beispiel beim Scherversagen, der Abhängigkeit der Steifigkeit von den Normalspannungen oder plastischem Scherversagen.

Um schließlich die Berechnung durchführen zu können, sind die Randbedingungen des Modells festzulegen. In UDEC müssen sowohl die Spannungs- als auch die Verschiebungsbedingungen an den Modellrändern definiert werden (ITASCA, 2011).

3.2.3 Simulation eines Tunnels

3.2.3.1 Modellbildung und Materialparameter

Als Ausgangspunkt wurde ein 70 m x 60 m großes Modell erstellt (Abbildung 11). Dieses besteht aus einzelnen, deformierbaren Blöcken mit einer Größe von 50 cm x 50 cm, die wiederum von UDEC automatisch in Dreieckszonen unterteilt werden. Für die Modellränder wurden folgende Randbedingungen definiert: die Basis wird sowohl in horizontaler, als auch vertikaler Richtung fixiert, während die Seitenränder nur an ihrer horizontalen Bewegung gehindert werden. Um die Schichtung des Gebirges zu simulieren, wurden im Meterabstand horizontale Trennflächen angeordnet und zwar genau so, dass der höchste Punkt der Firste (\equiv Firstpunkt aus Abbildung 11) genau in der Mitte einer Schicht zu liegen kommt, so dass diese oberhalb des Tunnels eine minimale Dicke von 50 cm aufweist.

Für das Gestein wird das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium und für die Klüfte das Mohr-Coulomb'sche Modell für das Gleiten von Fläche auf Fläche verwendet. Für eine erste Berechnung werden die Materialparameter aus nachfolgender Tabelle 2 verwendet. Im Vergleich zu den angenommenen Werten aus Tabelle 1 muss der E-Modul der Materie erhöht werden, da dieser nur für das Festgestein ermittelt wird und die Klüfte separat über ihre Steifigkeiten berücksichtigt werden.

Tabelle 2: Materialparameter für UDEC-Modell

Festgestein		Klüfte	
Dichte	$\rho = 2300,00 \text{ kg/m}^3$		
E-Modul	$E = 600,00 \text{ MPa}$		
Querdehnzahl	$\nu = 0,20$		
Schubmodul	$G = 250,00 \text{ MPa}$	Normalsteifigkeit	$jk_n = 10416,67 \text{ MPa}$
Kompressionsmodul	$K = 333,33 \text{ MPa}$	Schersteifigkeit	$jk_s = 10416,67 \text{ MPa}$
Kohäsion	$c = 4,00 \text{ MPa}$	Kohäsion	$c_k = 0,00 \text{ MPa}$
Reibungswinkel	$\varphi = 50,00^\circ$	Reibungswinkel	$\varphi_k = 30,00^\circ$
Zugfestigkeit	$t = 1,00 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit	$t_k = 0,00 \text{ MPa}$
Dilatationswinkel	$\psi = 0,00^\circ$	Dilatationswinkel	$\psi_k = 0,00^\circ$
Druckfestigkeit	$\sigma = 21,98 \text{ MPa}$		

Der Kompressionsmodul K und der Schubmodul G werden mit Hilfe der nachstehenden, allgemein gültigen Formeln berechnet:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (10)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (11)$$

Die Normalsteifigkeit jk_n und die Schersteifigkeit jk_s der Klüfte werden mittels folgender Formel abgeschätzt:

$$jk_n = jk_s = 10 * \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{min}} \quad (12)$$

Dabei ist Δz_{min} die minimale Breite der an die betrachtete Kluft anschließenden Zone, normal auf die Kluft gemessen.

Zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit betrachtet man das Mohr-Coulombsche Bruchkriterium (Abbildung 14). Dieses besagt, dass ein Bruch des Festkörpers dann eintritt, wenn die Scherspannungen zufolge der äußeren Belastungen größer werden, als der innere Scherwiderstand.

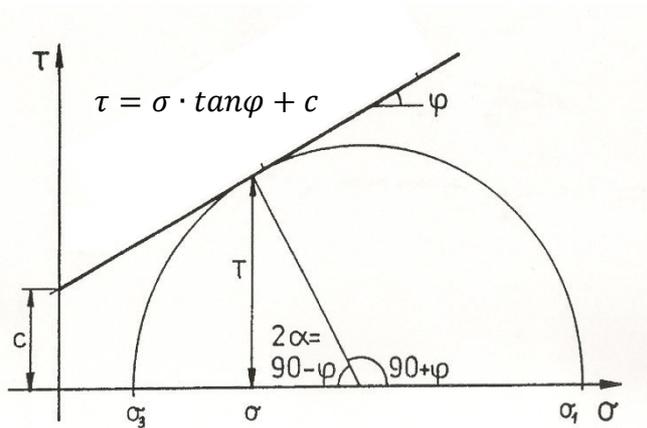


Abbildung 14: Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium

Quelle: (Vorlesungsskriptum "Angewandte Felsmechanik"; TU Wien, 2012)

Zur Bestimmung der Scherparameter c und φ wird der Spannungskreis betrachtet, der die Gerade in genau einem Punkt schneidet (siehe Abbildung 14). Die größte aufnehmbare Druckfestigkeit berechnet sich dadurch zu

$$\sigma_d = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} * \sigma_3 + c * \frac{2 * \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (13)$$

und für die einaxiale Druckfestigkeit mit $\sigma_3 = 0$ gilt (Vorlesungsskriptum "Angewandte Felsmechanik"; TU Wien, 2012)

$$\sigma_d = c * \frac{2 * \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (14)$$

3.2.3.2 Berechnung

Anstatt den Insitu-Zustand über einen elastischen Berechnungsvorgang zu bestimmen, werden die Spannungen, die ursprünglich im Gebirge herrschen, als Randbedingungen auf das gesamte Modell aufgebracht. Diese Methode ergibt genauere Spannungsverläufe und benötigt weniger Rechenzeit bis sich ein Gleichgewichtszustand im Modell eingestellt hat. Dabei werden die vertikalen Spannungen mit der Gleichung

$$\sigma_{yy} = \rho * g * h \quad (15)$$

bestimmt und die horizontalen mit der Querdehnzahl ν nach der Formel

$$\sigma_{xx} = \sigma_{zz} = \sigma_{yy} * \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (16)$$

berechnet. Da es sich um einen oberflächennahen Tunnel handelt, wird ein linearer Verlauf mit $\sigma = 0$ an der Oberfläche und den maximalen Spannungen am unteren Rand des Modells angesetzt.

Die folgenden beiden Abbildungen, Abbildung 15 und Abbildung 16, geben die Spannungen im Gebirge vor dem Tunnelausbruch wieder.

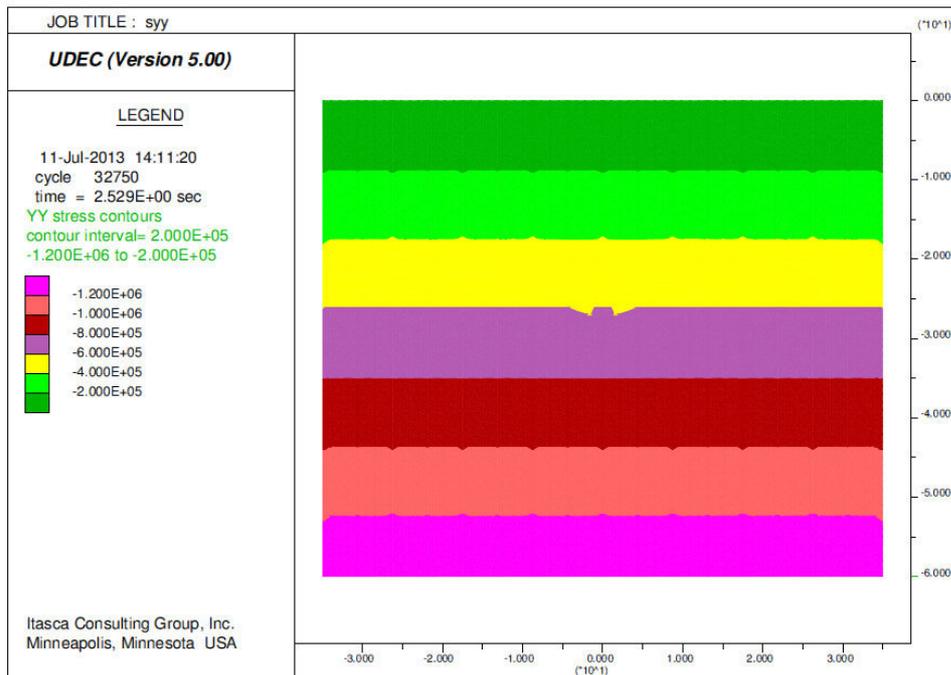


Abbildung 15: vertikale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29)

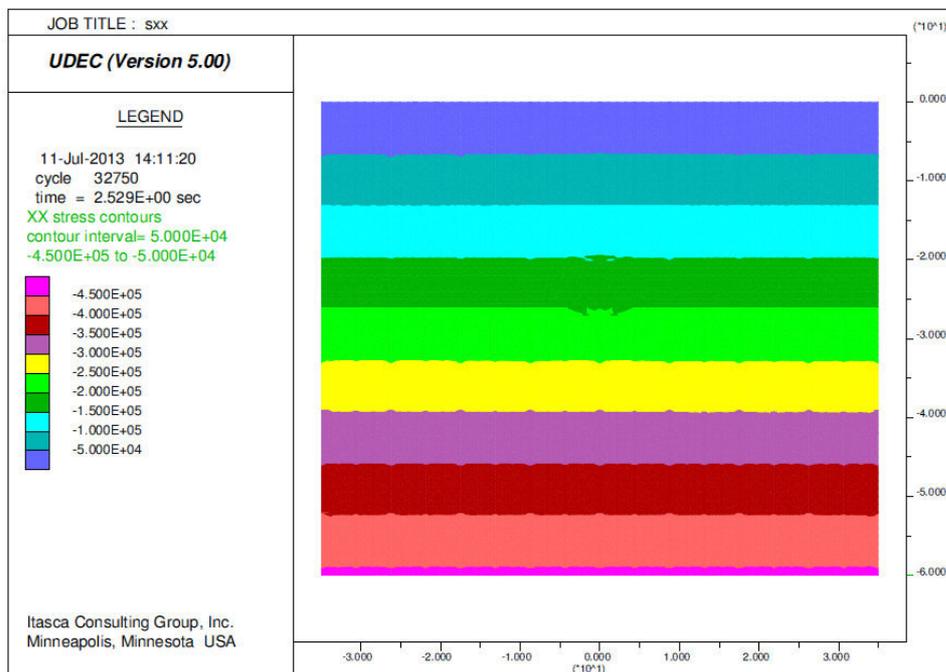


Abbildung 16: horizontale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29)

Nach 10.000 Berechnungsschritten erhält man durch ausbruchsbedingte Spannungsumlagerungen die in Abbildung 17 und Abbildung 18 dargestellten Verhältnisse. Man erkennt die Spannungskonzentrationen an den Ulmen und die Umlagerungsvorgänge bis zum Auftreten von Zugspannungen an der Firste und der Sohle.

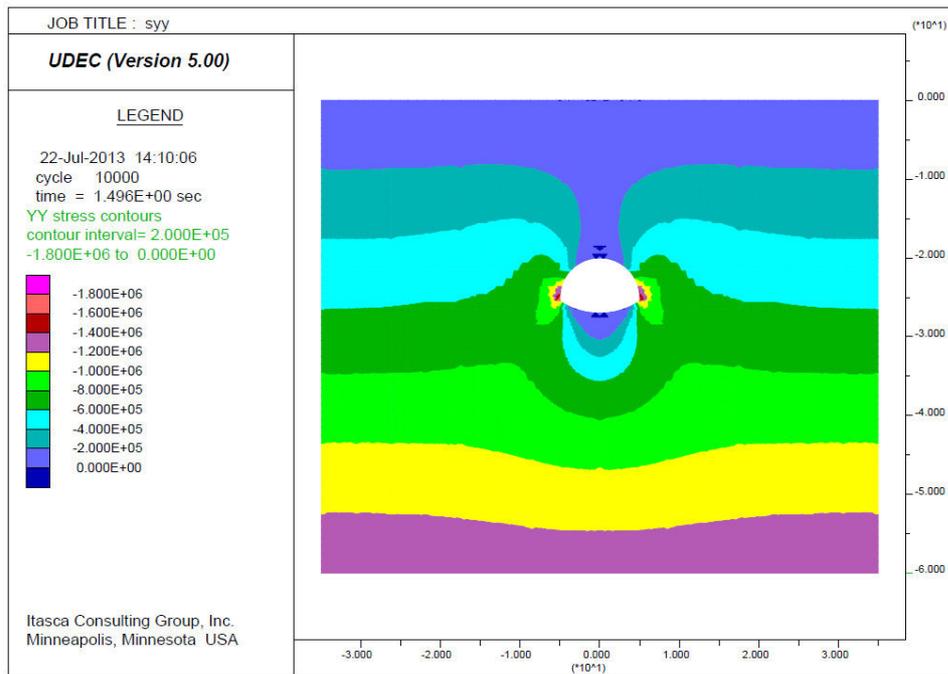


Abbildung 17: vertikale Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten

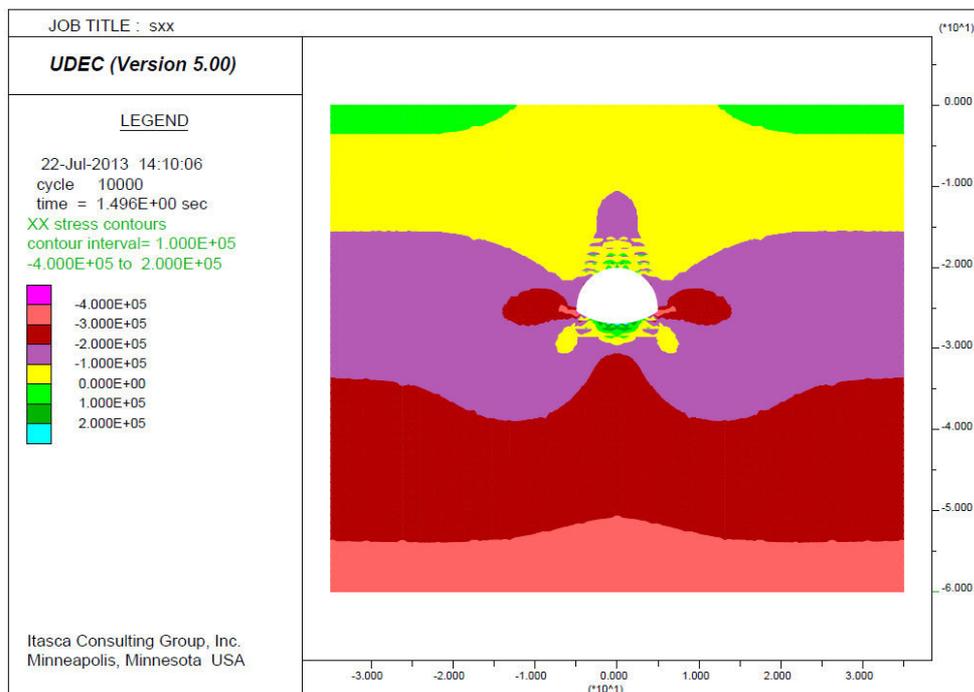


Abbildung 18: horizontale Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten

In Abbildung 19 ist die Verschiebung des Firstpunktes (Pkt. 1 nach Abbildung 11, S. 24) und in Abbildung 20 die gesamten Verschiebungen in der Umgebung des Tunnels dargestellt. Weiters wird deutlich, dass sich sowohl die Firste senkt, als auch die Sohle in der gleichen Größenordnung hebt. Die Maximalverschiebung beträgt etwa einen Zentimeter, was allerdings für eine Interpretation und weitere Vorhersagen zu gering ist.

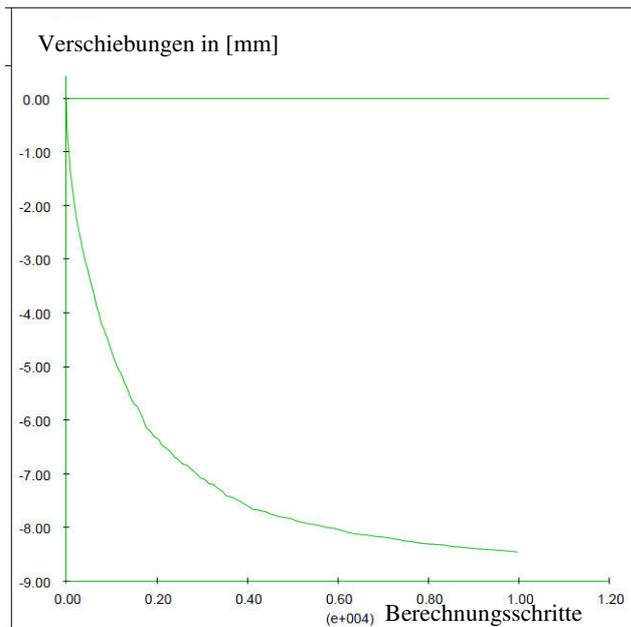


Abbildung 19: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29)

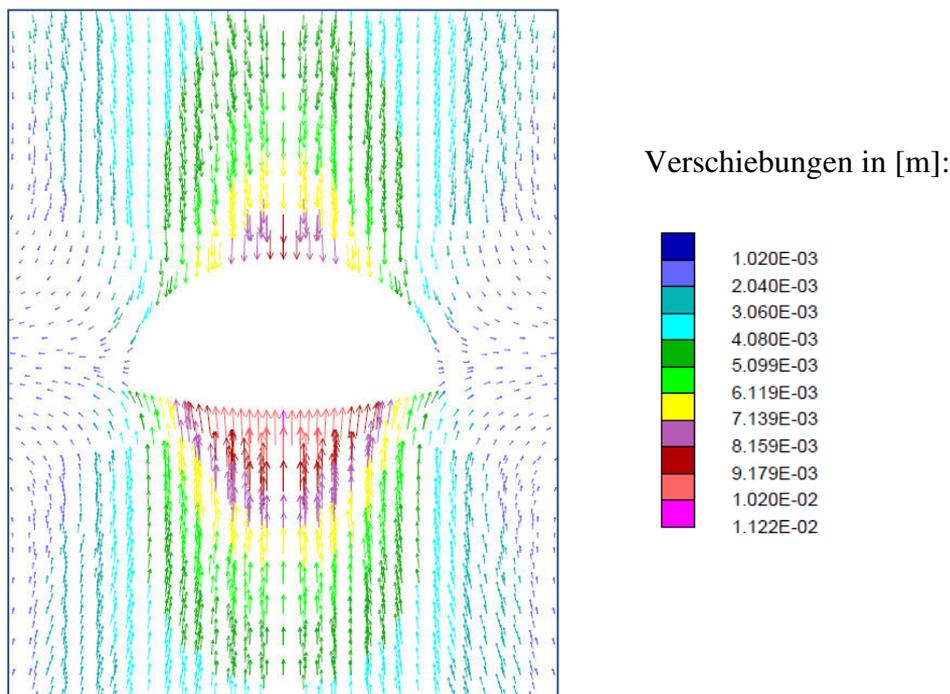


Abbildung 20: Verschiebungsvektoren in Tunnelumgebung mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten

Als erste Änderung, um zu einer Vergrößerung der Verschiebungen auf die gewünschten fünf Zentimeter zu gelangen, werden die Kluffesteifigkeiten vermindert. Bei einer Kluffesteifigkeit von 2500 MPa, was etwa einem Zehntel des ursprünglichen Wertes entspricht, nehmen die Verschiebungen nur unwesentlich zu. Da folglich die Änderung der Kluffesteifigkeiten nicht zielführend ist, wird nun der E-Modul variiert. Wird allerdings nur dieser allein vermindert, müsste man ihn unrealistisch klein wählen, um größere Verschiebungen zu erhalten (vergleiche Tabelle 3). Bei einem Wert von $E = 150 \text{ MPa}$ und einer nach Formel (13)

berechneten Kluffsteifigkeit von $jk = 2600 \text{ MPa}$ ergibt sich eine Verschiebung von 3,9 cm. Da in UDEC aber die Materialkennwerte getrennt für Gestein und Klufft eingegeben werden, kann für das intakte Gestein kein so geringer E-Modul angesetzt werden.

Tabelle 3: Verschiebung an der Firste bei verschiedenen Materialkennwerten

E-Modul [MPa]	$jk_n = jk_s$ [MPa]	Firstverschiebung [cm]
600	10417	1,0
	5200	1,0
	2500	1,1
300	5200	2,0
	2500	2,1
200	2000	3,1
150	2600	3,9

Als dritte Variation werden sowohl der E-Modul als auch die Kluffsteifigkeiten herabgesetzt. Bei einem E-Modul von $E = 300 \text{ MPa}$ und einer Kluffsteifigkeit von $jk = 2500 \text{ MPa}$ ergibt sich eine maximale Verschiebung von 2,1 cm, während bei einem E-Modul von $E = 200 \text{ MPa}$ und einer Kluffsteifigkeit von $jk = 2000 \text{ MPa}$ bereits eine Verschiebung von 3,1 cm eintritt (siehe Abbildung 21 bzw. Abbildung 22).

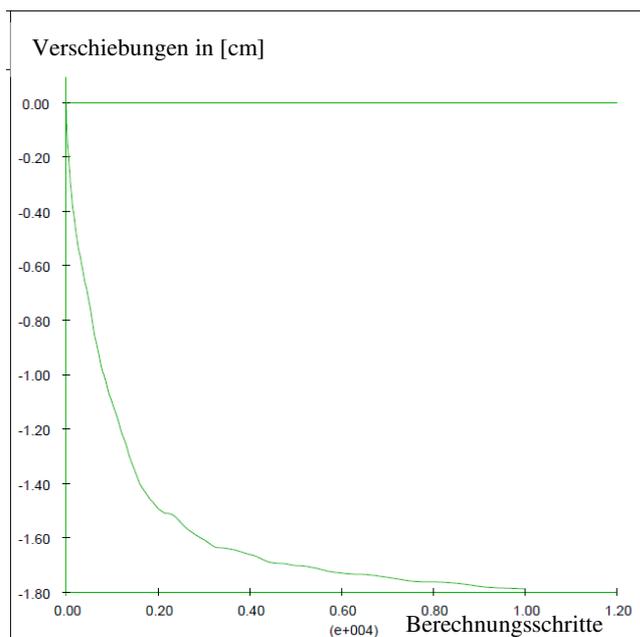


Abbildung 21: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) bei reduziertem E-Modul $E=300 \text{ MPa}$ und Kluffsteifigkeit $jk=2500 \text{ MPa}$

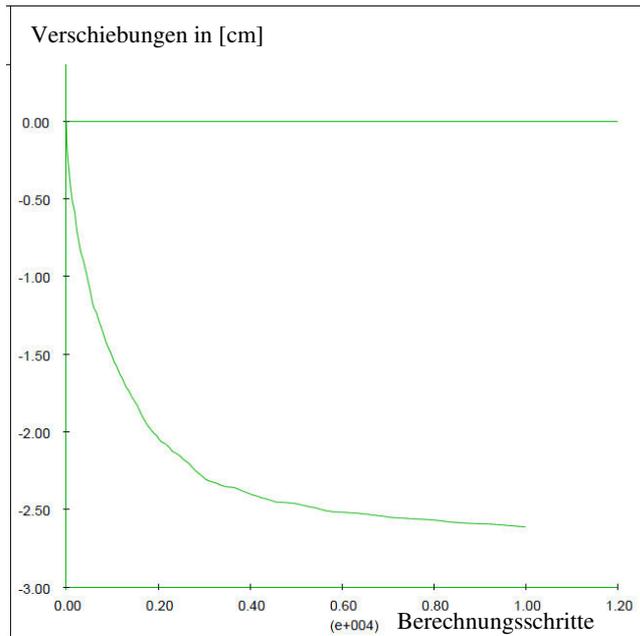


Abbildung 22: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) bei reduziertem E-Modul $E=200$ MPa und Kluftsteifigkeit $j_k=2000$ MPa

Die gewünschten fünf Zentimeter Verschiebung wurden mit keinem der oben angeführten Änderungen erreicht. Werden die einzelnen Parameter aber weiter reduziert, steigen die Verschiebungen noch weiter an. Da solch geringe Werte aber sehr unrealistisch sind, wurden diese Berechnungen nicht mehr durchgeführt. Der prinzipielle Einfluss der Parameter auf das Verhalten eines Hohlraumes bei einer Berechnung mittels UDEC konnte aber dargestellt werden.

3.3 FLAC

3.3.1 Grundlagen

„Fast Lagrangian Analysis of Continua“ (FLAC) ist, wie das zuvor vorgestellte UDEC, ein zweidimensionales Programm zur Simulation geomechanischer Problemstellungen, mit dem Unterschied, dass in FLAC eine kontinuumsmechanische Modellberechnung zugrunde liegt.

FLAC simuliert mittels der Methode der expliziten finiten Differenzen ein realistisches Verhalten des Untergrundes. Dabei werden die dynamischen Bewegungsgleichungen vollständig in den Lösungsprozess inkludiert, was zu einer stabilen numerischen Simulation sogar dann führt, wenn das zu untersuchende Modell instabil ist. Es können dadurch verschiedene elastische und plastische Aufgabenstellungen, auch mit großen Verformungen, Bruchzuständen oder plastischem Fließen, simuliert werden (ITASCA, 2011).

Für weitere Erläuterungen zu den finiten Differenzen wird auf die Diplomarbeiten von (Panholzer, 2006) und (Roth, 1999) verwiesen.

3.3.2 Berechnungsablauf

In nachfolgender Abbildung ist der generelle Berechnungsablauf dargestellt, der im Hintergrund jeder Modellberechnung abläuft.

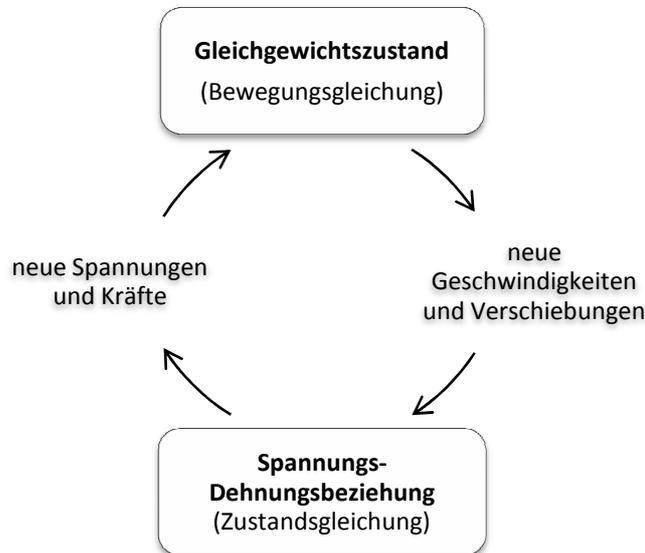


Abbildung 23: genereller Berechnungskreislauf

Quelle: frei übersetzt nach (ITASCA, 2011)

Am Anfang steht die Bewegungsgleichung nach Newton

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (17)$$

aus der man durch Kräfte und Spannungen neue Geschwindigkeiten und Verschiebungen berechnet. Die Zustandsgleichung ist über folgende Formel definiert:

$$\dot{e}_{ij} = 0,5 * \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (18)$$

Weiters werden noch die verschiedenen Werkstoffgesetze in der Form

$$\sigma_{ij} := \dot{M}(\sigma_{ij}, e_{ij}, \kappa) \quad (19)$$

für das jeweils verwendete Werkstoffmodell benötigt.

Aus der Ableitung der Geschwindigkeiten der Gitterpunkte werden Dehnungsgeschwindigkeiten in den Zonen berechnet und schließlich neue Spannungen durch Ableitung der Dehnungsgeschwindigkeiten. In jedem Durchlauf in Abbildung 23 (\equiv Berechnungsschritt) werden die Variablen neu berechnet, so lange, bis sich ein Gleichgewichtszustand einstellt oder die vorgegebenen Berechnungsschritte erreicht sind. Vorteile dieser Berechnung sind, dass, im Gegensatz zu impliziten Methoden, keine

Iterationen nötig sind, um aus den Spannungen Dehnungen zu erhalten und dass in FLAC verschiedene Materialmodelle mit nur einem Lösungsalgorithmus berechnet werden können. Der Nachteil der expliziten Methode liegt in der großen Anzahl an benötigten Rechenschritten (ITASCA, 2011).

3.3.3 Simulation eines Tunnels

3.3.3.1 Modellbildung

Die Abmessungen des Modellgitters mit 70 m x 60 m und die Tunnelgröße und -geometrie entsprechen denen des allgemeinen Modells in Abbildung 11, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Die Zonen, aus denen das Gitter aufgebaut ist, werden in der näheren Umgebung des Tunnels kleiner gewählt, nach außen hin werden sie immer größer. Der Grund dafür ist, dass der Einfluss des Hohlraumbauwerkes auf den umgebenden Untergrund mit der Entfernung abnimmt, weshalb die Spannungen und Verformungen in der Nähe des Hohlraumes einer detaillierteren Untersuchung und Analyse als die weiter entfernten bedürfen.

Aufgrund der kontinuumsmechanischen Berechnung in FLAC besteht die Möglichkeit, sowohl ein Mohr-Coulomb-Modell als auch ubiquitous joint-Modell des Gebirges zu verwenden. Das einfachste Versagensmodell ist das Mohr-Coulomb-Modell, eine Erweiterung stellt das ubiquitous joint-Modell dar. Der Unterschied zwischen den beiden Modellen besteht darin, dass beim ubiquitous joint-Modell einer gewählten Richtung unterschiedliche Festigkeiten zugewiesen werden können und somit Festgestein und dazwischen liegende Klüfte getrennt erfasst werden können.

Um die Gemeinsamkeiten und Unterschiede dieser beiden verschiedenen Vorgangsweisen aufzeigen zu können, wurde der vorliegende Tunnel bei sonst gleichen Abmessungen und Randbedingungen einmal mit dem Mohr-Coulomb-Modell und einmal mit dem ubiquitous joint-Modell berechnet. Die Verschiebungsdiagramme beginnen jeweils zum Zeitpunkt des Tunnelausbruchs und die Spannungsbilder entstanden nach 10.000 Berechnungsschritten.

3.3.3.2 Berechnung mit Mohr-Coulomb-Modell

3.3.3.2.1 Materialparameter

Für das Mohr-Coulomb-Modell sind die Materialkennwerte in Tabelle 4 zusammengefasst. Da hier keine Klüfte berücksichtigt werden, ist im Vergleich zu UDEC ($E = 600 \text{ MPa}$) mit einem geringeren E-Modul von 350 MPa zu rechnen. Außerdem wird aus dem

Reibungswinkel für Gestein von 50° und dem Klufreibungswinkel von 30° ein gemeinsamer Gebirgsreibungswinkel von 35° angenommen. Weiters wird die Kohäsion des Gesteins von 4 MPa auf 1 MPa verringert.

Tabelle 4: Gebirgskennwerte für Mohr-Coulomb-Modell in FLAC

Gebirge	
Dichte	$\rho = 2300,00 \text{ kg/m}^3$
E-Modul	$E = 350,00 \text{ MPa}$
Querdehnzahl	$\nu = 0,25$
Schubmodul	$G = 140,00 \text{ MPa}$
Kompressionsmodul	$K = 233,33 \text{ MPa}$
Kohäsion	$c = 1,00 \text{ MPa}$
Reibungswinkel	$\varphi = 35,00^\circ$
Zugfestigkeit	$t = 1,00 \text{ MPa}$
Dilatationswinkel	$\psi = 0,00^\circ$
Druckfestigkeit	$\sigma = 3,84 \text{ MPa}$

3.3.3.2.2 Berechnung

Mit den in Tabelle 4 angegebenen Werten erhält man eine maximale Verschiebung von 4,8 cm, weshalb hier keine Veränderung der Materialkennwerte vorgenommen wurde.

Wie bereits bei UDEC beschrieben, werden die Insitu-Spannungen mittels Randbedingungen aufgebracht. In Abbildung 24 und Abbildung 25 sind die Spannungen vor dem Tunnelausbruch dargestellt. Da an der Oberfläche keine Belastung aufgebracht wurde, herrschen dort keine Spannungen. Mit der Tiefe nimmt der Überlagerungsdruck und damit auch die vorhandenen Spannungen, vereinfacht, linear nach Gleichung (1) zu.

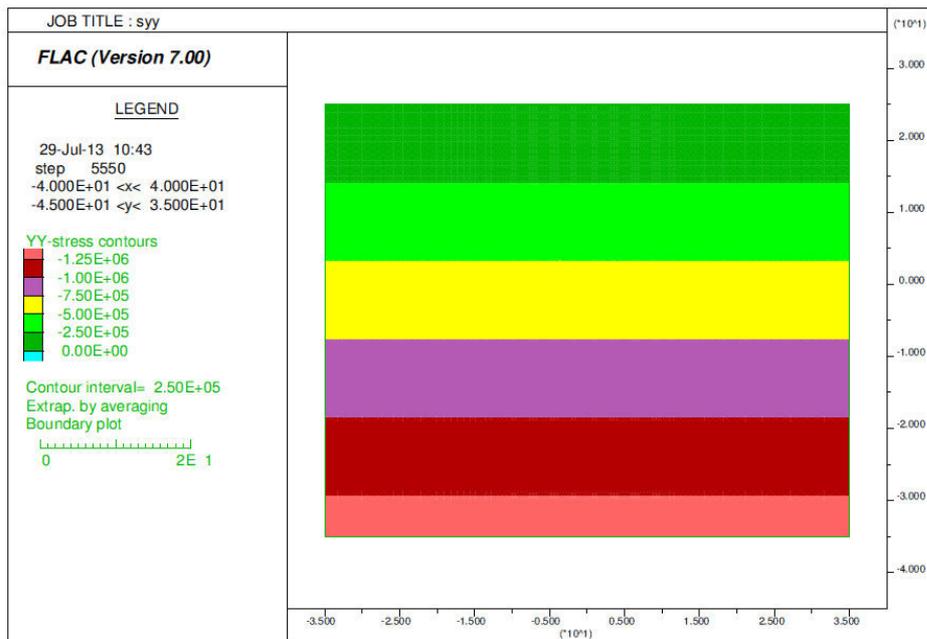


Abbildung 24: vertikale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)

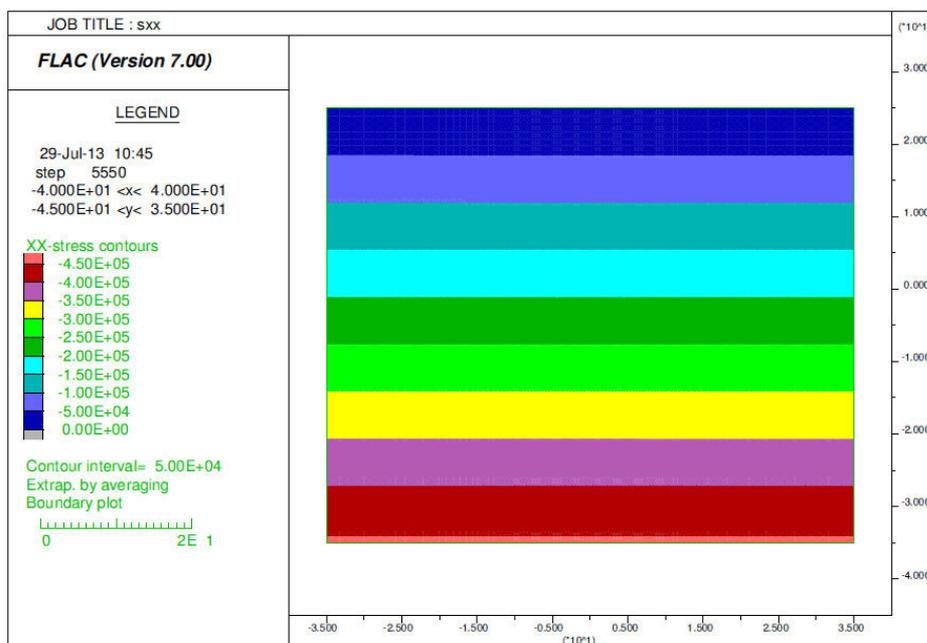


Abbildung 25: horizontale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)

Nach dem Tunnelausbruch ändert sich der ursprünglich horizontale Spannungsverlauf im Einflussbereich des Tunnels, da dieser, wie in den Kapiteln 2.2 und 2.3 beschrieben, umgelagert wird. In der Firse und an der Sohle sind die Spannungen nahezu null, da die auf den Tunnel wirkenden Kräfte über die Gewölbewirkung zu den Seiten hin abgetragen werden. An den Ulmen erreichen die Spannungen einen Maximalwert, da sie als Auflager des Gewölbes dienen (vgl. Abbildung 26 und Abbildung 27)

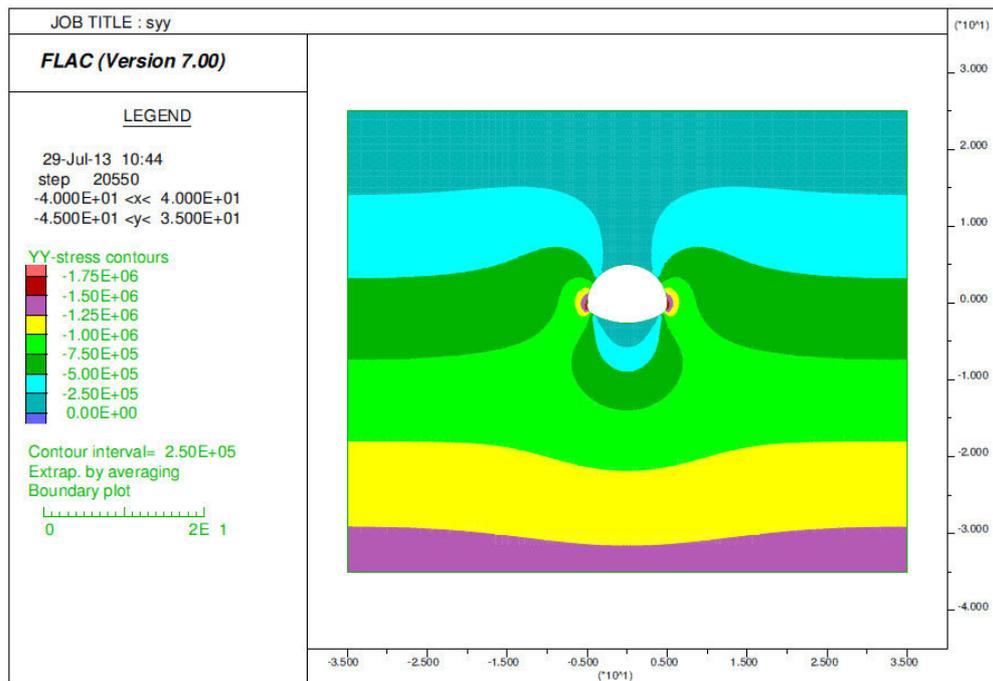


Abbildung 26: vertikale Spannungen in [Pa] nach 10.000 Berechnungsschritten mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)

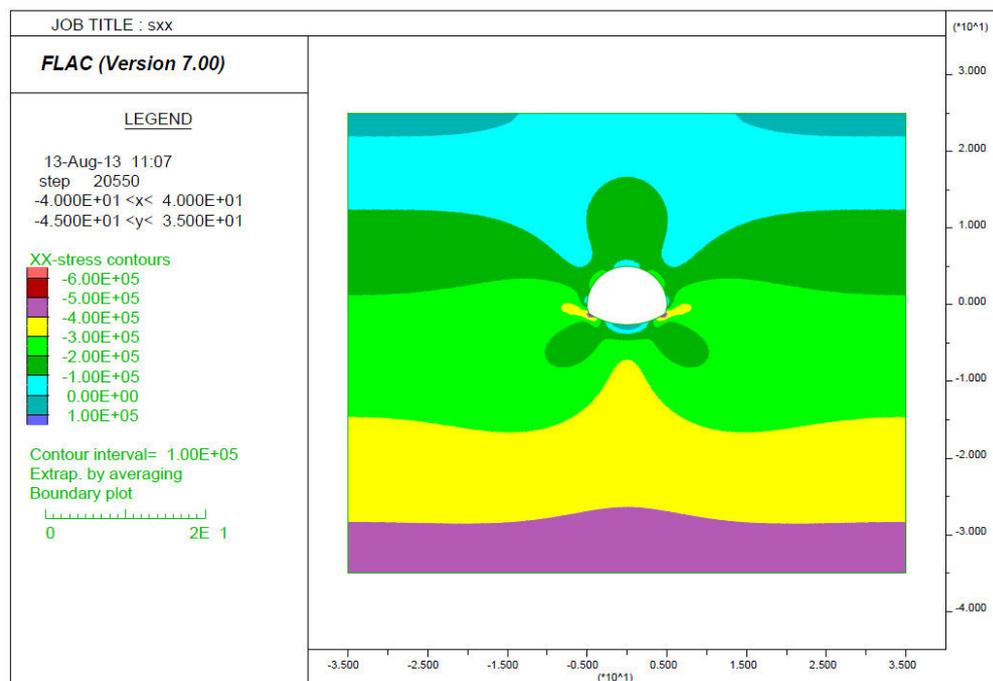


Abbildung 27: horizontale Spannungen in [Pa] nach 10.000 Berechnungsschritten mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)

Nach dem Ausbruch erhält man die in Abbildung 28 dargestellte Verschiebungskurve. Der Hohlraum stabilisiert sich bei einer maximalen Verschiebung von etwa vier Zentimetern.

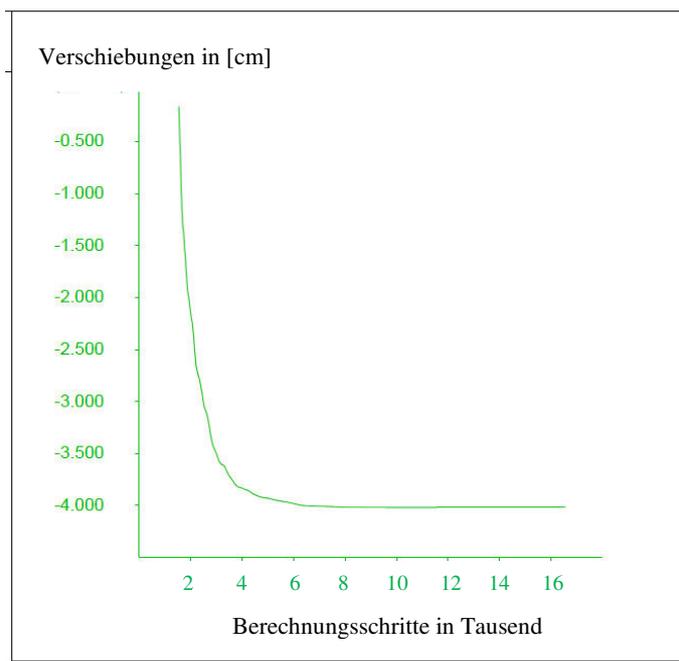


Abbildung 28: vertikale Verschiebung der Firste über die Zeit mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)

3.3.3.3 Berechnung mit ubiquitous joint-Modell

3.3.3.3.1 Materialparameter

In Tabelle 5 sind die Materialparameter für das ubiquitous joint-Modell ersichtlich. Der E-Modul wird analog dem des Mohr-Coulomb-Modells angenommen, da keine Kluffsteifigkeiten berücksichtigt werden können, sondern diese jenen des Festgesteins entsprechen. Da aber in horizontaler Richtung verschiedenen Festigkeiten berücksichtigt werden können, werden Reibungswinkel und Kohäsion des Gesteins bzw. der Klüfte analog dem UDEC-Modell mit $\varphi = 50^\circ$ und $c = 4 \text{ MPa}$ bzw. $\varphi_k = 30^\circ$ und $c_k = 0 \text{ MPa}$ angenommen.

Tabelle 5: Gebirgskennwerte für ubiquitous joint-Modell in FLAC

Festgestein		Klüfte	
Dichte	$\rho = 2300,00 \text{ kg/m}^3$		
E-Modul	$E = 350,00 \text{ MPa}$		
Querdehnzahl	$\nu = 0,25$		
Schubmodul	$G = 140,00 \text{ MPa}$		
Kompressionsmodul	$K = 233,33 \text{ MPa}$		
Kohäsion	$c = 4,00 \text{ MPa}$	Kohäsion	$c_k = 0,00 \text{ MPa}$
Reibungswinkel	$\varphi = 50,00^\circ$	Reibungswinkel	$\varphi_k = 30,00^\circ$
Zugfestigkeit	$t = 1,00 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit	$t_k = 0,00 \text{ MPa}$
Dilatationswinkel	$\psi = 0,00^\circ$	Dilatationswinkel	$\psi_k = 0,00^\circ$
Druckfestigkeit	$\sigma = 21,98 \text{ MPa}$		

3.3.3.3.2 Berechnung

Für die Spannungen im Insitu-Zustand und nach dem Hohlraumausbruch ergeben sich die gleichen Verteilungen und Werte wie nach dem Mohr-Coulomb-Modell (siehe Abbildung 24 bis Abbildung 27). In nachfolgender Abbildung 29 sind die Verschiebungen nach dem Tunnelausbruch ersichtlich. Über der Firste tritt der Maximalwert von vier Zentimetern auf. Auch der in der Theorie beschriebene Auflockerungsbereich, der sich, wie bei seicht liegenden Tunneln üblich, bis an die Oberfläche ausbreitet, ist deutlich erkennbar. In gleicher Weise wie sich die Firste nach unten verschiebt, hebt sich die Sohle. Die Verschiebungsvektoren in Abbildung 30 stellen die Richtungen und die Größen der Verformungen in der Tunnelumgebung dar. Die Pfeilrichtung zeigt, dass die Firste und die Sohle sich ins Tunnelinnere und die Ulmen nach außen verschieben. Der Betrag der Verschiebung nimmt von den Ulmen in Richtung First- bzw. Sohlmitte zu. Betrachtet man nur die Verschiebung des Punktes in der Firstmitte über die Zeit, erhält man das Diagramm in Abbildung 31. Kurz nach Ausbruch des Tunnels nehmen die Verformungen stark zu, danach kommt es zu einer Stabilisierung und zu keinen weiteren Verformungen. Daraus lässt sich schließen, dass es nach der Störung des ursprünglichen Gleichgewichts durch den Ausbruch zu einer Spannungsumlagerung und damit einhergehenden Auflockerung und Verformung kommt, bevor sich erneut ein stabiles Gleichgewicht einstellt.

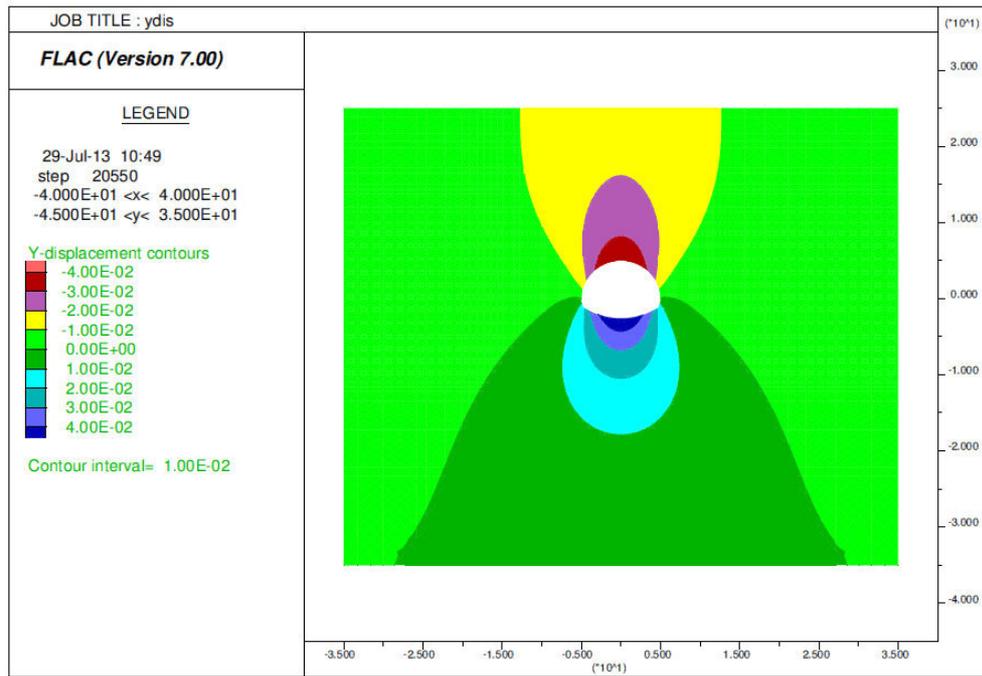


Abbildung 29: vertikale Verschiebungen in [m] mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) nach 10.000 Berechnungsschritten

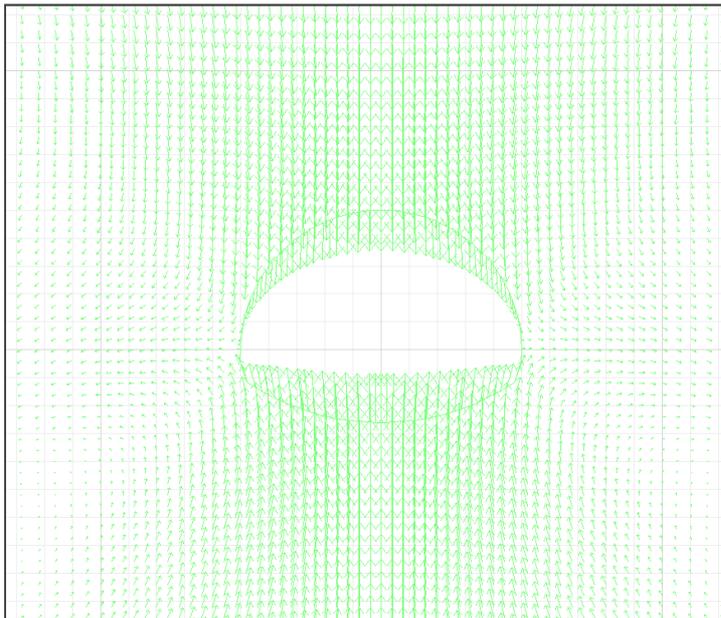


Abbildung 30: Richtungen der Verschiebungsvektoren in Tunnelumgebung mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) nach 10.000 Berechnungsschritten

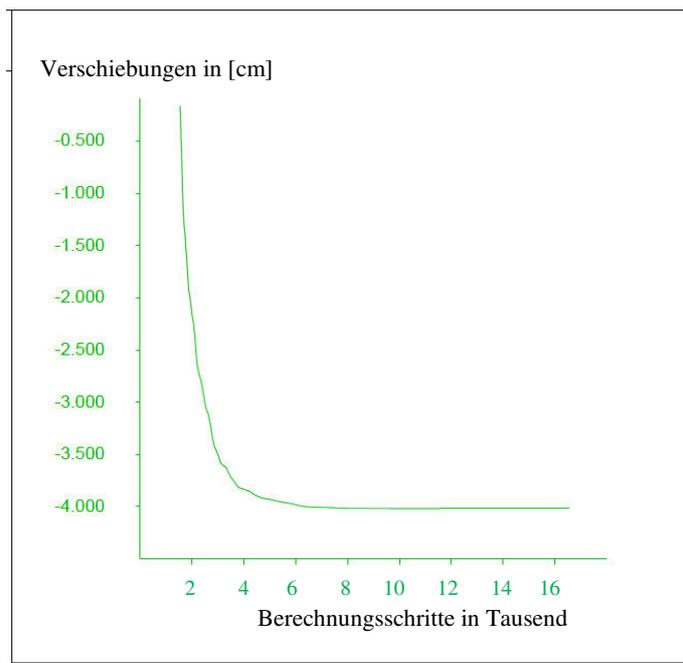


Abbildung 31: vertikale Verschiebung der Firste über die Zeit mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42)

3.3.3.3.3 Parameterstudien

Um den Einfluss des Reibungswinkels auf die Verformungen und Spannungen zu untersuchen, wurde der Reibungswinkel der Klüfte von 30° auf 25° und 15° , sowie die des festen Gebirges von 50° auf 40° und 30° reduziert.

a) Änderung des Kluftribungswinkels

Aufgrund der reduzierten Kluftribungswinkel sinkt die Festigkeit des Gebirges. Die auftretenden Zugspannungen in der Firste reichen deutlich weiter Richtung Oberfläche hinauf, wodurch auch ein größerer Auflockerungsbereich um den Tunnel entsteht (vgl. Abbildung 32). Es kann sich im Vergleich zu einem Kluftribungswinkel von 30° kein neues Gleichgewicht mehr bilden und der Tunnel versagt bereits ab einem Reibungswinkel von 25° . Bei einer weiteren Reduktion ändert sich an den Spannungen nur wenig, der Verformungsvorgang des Hohlräum läuft hingegen wesentlich schneller ab, da zwischen den einzelnen Festgesteinskörpern fast kein Zusammenhalt über Reibung mehr existiert (Abbildung 33). In Abbildung 34 wird das Versagen durch die plastischen Zonen bestätigt. Die lila eingefärbten Bereiche stellen ein Versagen durch Abscheren der Klüfte dar. Der gesamte Bereich über der Firste verformt sich in den Tunnelhohlraum und kann kein Gleichgewicht durch Bildung eines Gewölbes ausbilden, da die Scherfestigkeiten zu gering sind.

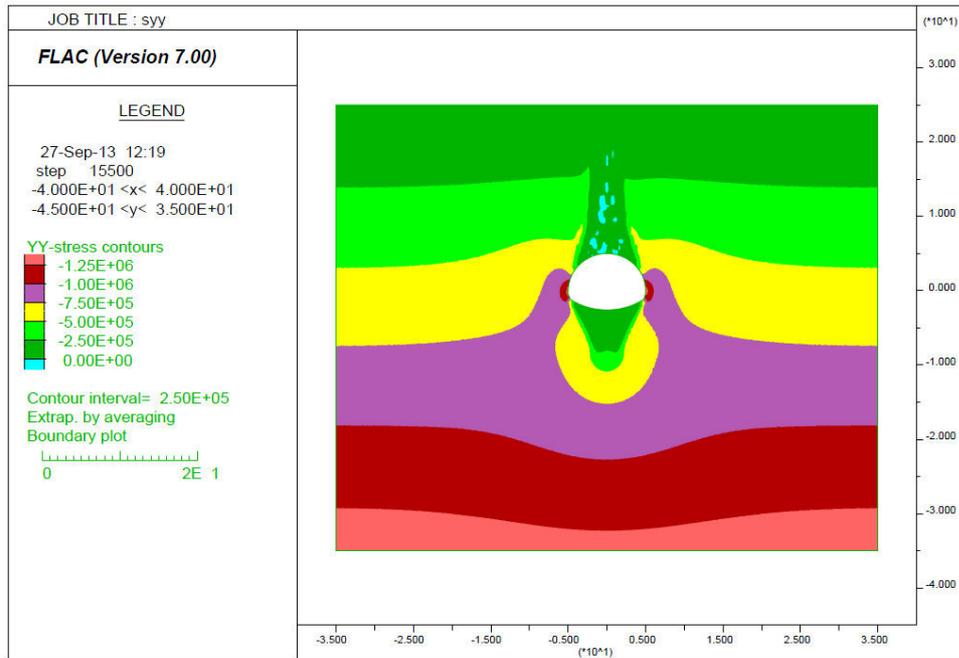


Abbildung 32: vertikale Spannungen mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreiwinkels von 30° auf 25° nach 10.000 Berechnungsschritten

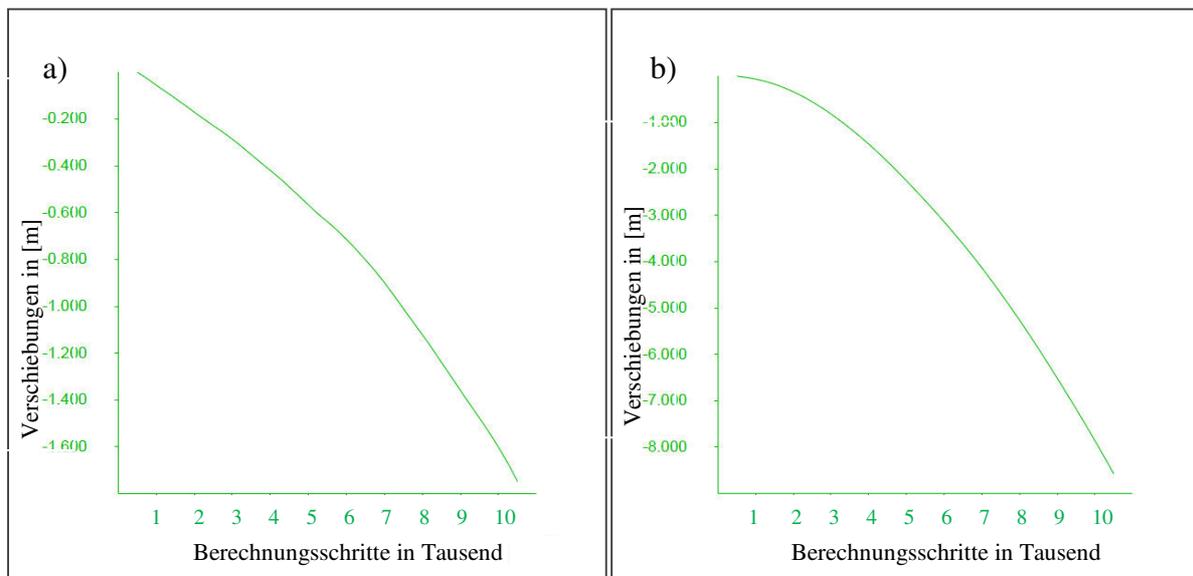
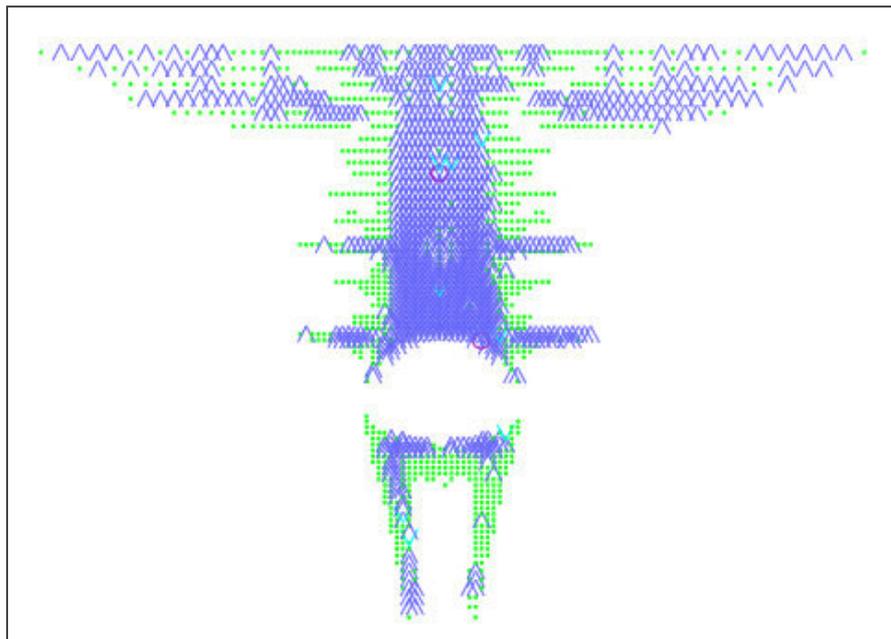


Abbildung 33: vertikale Verschiebungen der Firste mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreiwinkels von 30° auf a) 25° bzw. b) 15°



Legende:

- o Überschreiten der Zugfestigkeit im Gestein
- v Überschreiten der Zugfestigkeit in den Klüften
- ^ Gleiten entlang der Klüfte

Abbildung 34: plastische Zonen mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 25° nach 10.000 Berechnungsschritten

b) Änderung des Reibungswinkels des Gesteins

Auch bei einer Reduktion des Reibungswinkels des Gesteins von 50° auf 30° wird die Festigkeit herabgesetzt, weshalb es zu größeren Verschiebungen und einem größeren Auflockerungsbereich kommt. Die in Abbildung 36 dargestellten Verschiebungsvektoren zeigen den Verformungsbereich. Man erkennt, dass dieser nicht bis an die Oberfläche reicht, wie es bei der Reduktion des Kluffreibungswinkels der Fall ist. Allerdings ist aufgrund der geringen Festigkeit ebenfalls keine Bildung eines stabilen Schutzgewölbes möglich, sodass es zu einer kontinuierlichen Zunahme der Verschiebungen und schließlich zu einem Versagen des Hohlraumes führt (vgl. Abbildung 35).

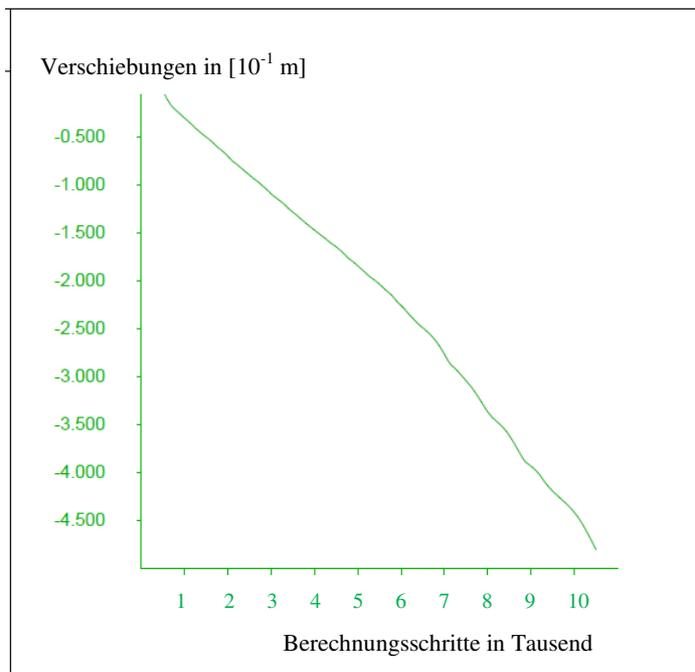


Abbildung 35: vertikale Verschiebungen der Firste mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Gesteinsreibungswinkels von 50° auf 30°

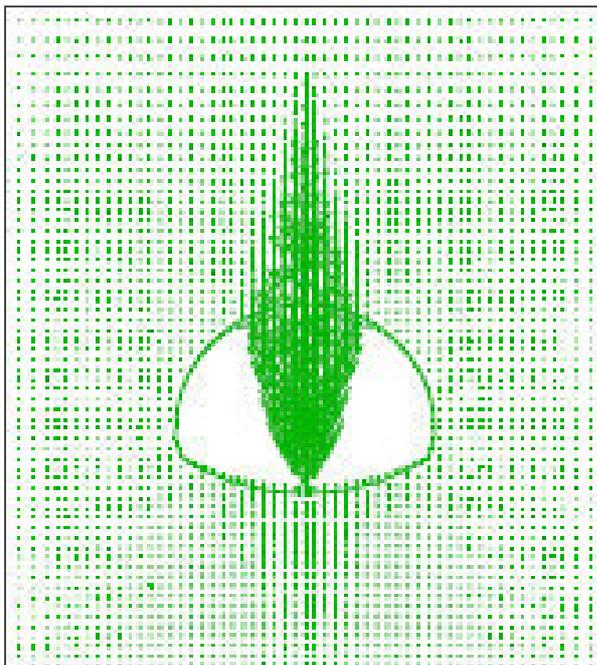


Abbildung 36: Verschiebungsvektoren mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Gesteinsreibungswinkels von 50° auf 30°

3.4 FLAC^{3D}

3.4.1 Grundlagen

„Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D“ (FLAC^{3D}) ist ein dreidimensionales Programm zur Berechnung von kontinuumsmechanischen Modellen. Es basiert auf denselben Grundlagen wie das zweidimensionale Programm FLAC, das bereits unter Kapitel 3.3 beschrieben wurde. Eine nützliche zusätzliche Funktion ist das Extrudieren eines 2D-Modells in ein 3D-Modell, so dass ein im zweidimensionalen Programm generiertes Netz auch in FLAC^{3D} angewandt werden kann, ohne dass es neu aufgebaut werden muss. Die Materialparameter, Randbedingungen und Initialspannungen müssen jedoch erneut eingegeben werden.

3.4.2 Berechnungsablauf

Nach der Unterteilung des Modells in einzelne kleine Zonen erfolgt die Berechnung des Modells analog zum zweidimensionalen FLAC-Programm (siehe unter Kapitel 3.3.2) (ITASCA, 2012).

3.4.3 Simulation eines Tunnels

3.4.3.1 Modellbildung und Materialparameter

Um das Modell in FLAC^{3D} zu erstellen, wird das zuvor beschriebene Modell aus FLAC auf 50 m Länge extrudiert. Die Zonenweite in der Längsrichtung beträgt die ersten 30 m 0,5 m, um für die gewählten Ausbruchslängen eine ausreichende Genauigkeit zu gewährleisten. Danach erhöht sich die Zonenweite auf einen Meter. Auch die Randbedingungen und die in folgender Tabelle 6 angeführten Materialkennwerte bleiben im Vergleich zur ubiquitous joint-Berechnung in FLAC (Kapitel 3.3.3.3) unverändert und werden im Folgenden als Parametersatz 1 bezeichnet. Die für die Dokumentation der Verschiebungen definierten drei Punkte sind aus Abbildung 11 auf Seite 24 ersichtlich und befinden sich in Tunnellängsachse jeweils in der Mitte der Abschlagslänge.

Tabelle 6: Parametersatz 1

Festgestein		Klüfte	
Dichte	$\rho = 2300,00 \text{ kg/m}^3$		
E-Modul	$E = 350,00 \text{ MPa}$		
Querdehnzahl	$\nu = 0,25$		
Schubmodul	$G = 140,00 \text{ MPa}$		
Kompressionsmodul	$K = 233,33 \text{ MPa}$		
Kohäsion	$c = 4,00 \text{ MPa}$	Kohäsion	$c_k = 0,00 \text{ MPa}$
Reibungswinkel	$\varphi = 50,00^\circ$	Reibungswinkel	$\varphi_k = 30,00^\circ$
Zugfestigkeit	$t = 1,00 \text{ MPa}$	Zugfestigkeit	$t_k = 0,00 \text{ MPa}$
Dilatationswinkel	$\psi = 0,00^\circ$	Dilatationswinkel	$\psi_k = 0,00^\circ$
Druckfestigkeit	$\sigma = 21,98 \text{ MPa}$		

Aus Abbildung 37 ist der Aufbau des 3D-Modells ersichtlich. Der blaue Block kennzeichnet das Gebirge. Die Seitenflächen sind jeweils in y-Richtung, die Sohlfläche ist in allen drei Richtungen fixiert. Die rote Markierung auf den ersten 10 Metern kennzeichnet eine Fixierung der Hohlraumwand, so dass keine Verschiebungen der Tunnelwand möglich sind, was einem Ausbau des Tunnels entspricht. Da sich in der Realität der Tunnel erst etwas verformt, bevor der feste Ausbau eingebracht wird, werden zwei unterschiedliche Zeitpunkte für die Fixierung der Tunnelwand betrachtet. Der erste Fall behandelt einen sofortigen Ausbau, so dass es zu keinen Verschiebungen im gestützten Bereich kommt. Beim zweiten Fall wird der Hohlraumrand erst nach einigen Zentimetern Verschiebung festgehalten und an einer weiteren Verformung gehindert. Im Anschluss an diese Ausbaustrecke kommt die freie Ausbruchslänge (grün eingefärbter Bereich), die für die folgenden Untersuchungen zwischen einem und zehn Metern angenommen wird.

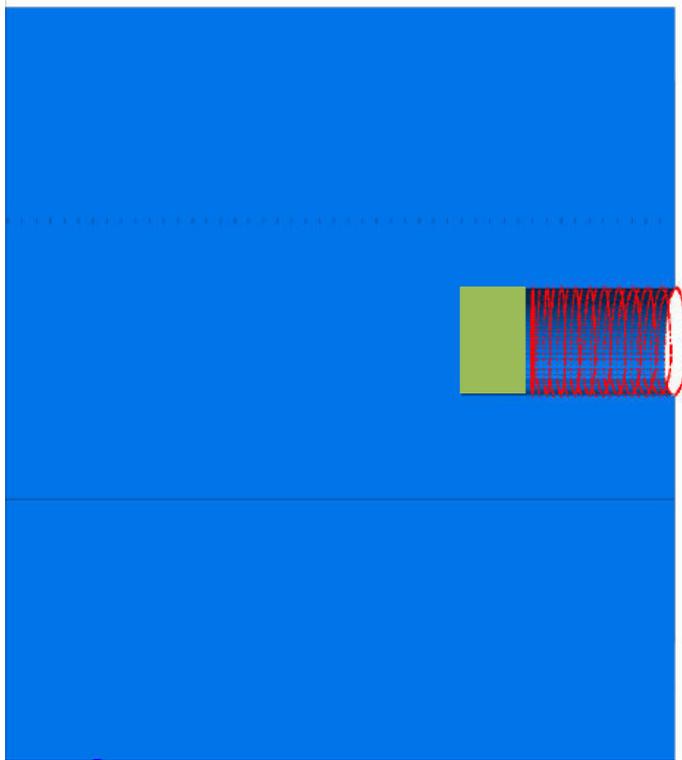


Abbildung 37: Modell in FLAC^{3D} mit fixiertem Tunnelabschnitt (rot) und freier Ausbruchslänge (grün)

3.4.3.2 Berechnung

Zur Berechnung der Spannungen und Verschiebungen werden drei verschiedene Ausbruchslängen, von einem, fünf und zehn Metern, und zwei unterschiedliche Zeitpunkte für den Einbau der Tunnelsicherung betrachtet. Im Rahmen einer Parameterstudie wurde jeweils nur der angeführte Parameter geändert, die anderen bei ihrem ursprünglichem Wert nach Tabelle 6 auf Seite 49 belassen. Die Graphen der Verschiebungen beginnen jeweils zum Zeitpunkt des Tunnelausbruchs, Spannungsverteilung und plastische Zonen sind jeweils nach 3.000 Berechnungsschritten dargestellt.

3.4.3.2.1 Sofortiger Einbau der Tunnelschale ohne Vorverformung des gestützten Bereichs

a) Ausbruchslänge 1 m

Die erste Berechnung basiert auf einer Abschlagslänge von einem Meter. Aufgrund dieser geringen freien Standlänge ändern sich die Spannungen rund um den Tunnelquerschnitt nur unwesentlich (Abbildung 38). Trotz Entlastungserscheinungen in der Firste und Sohle herrschen noch Druckspannungen von ca. -0,013 MPa. Für die Ausbildung einer sichtbaren Schutzhülle ist die Ausbruchslänge und damit der Einflussbereich der möglichen Spannungsumlagerungen zu gering.

Die in Abbildung 39 abgebildeten Graphen zeigen die Verschiebungen in Abhängigkeit der freien Standzeit, die durch die Berechnungsschritte wiedergegeben ist. Die Firste senkt sich nach dem Ausbruch um etwa 2 mm und stabilisiert sich anschließend. Die Ulme verformt sich ebenfalls rasch nach dem Ausbruch auf ihren konstanten Wert von ca. 0,1 mm in den Tunnelhohlraum hinein. Der Hohlraum ist für diese Parameter stabil, was auch die unbalanced force (Abbildung 40) belegt. Diese konvergiert gegen Null, was bedeutet, dass sich das System im Gleichgewicht befindet.

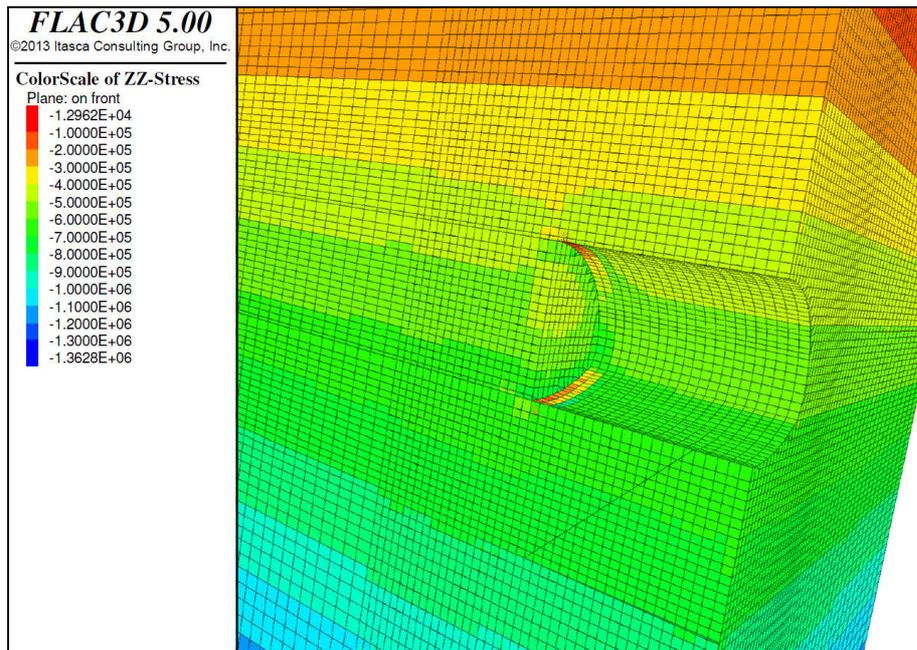


Abbildung 38: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

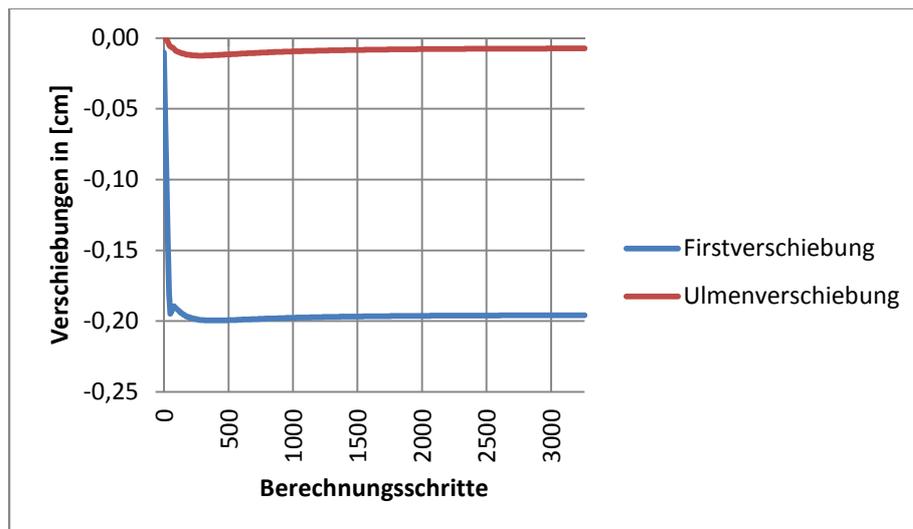


Abbildung 39: Verschiebungen; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

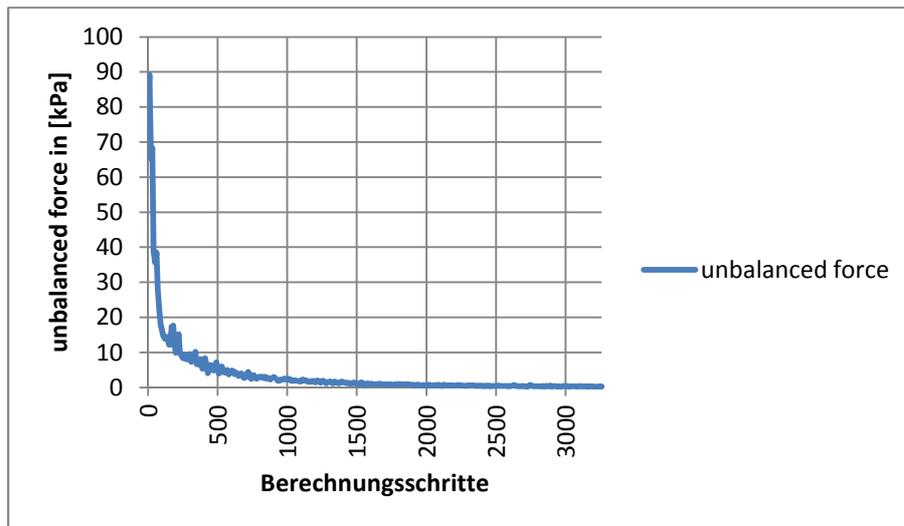


Abbildung 40: unbalanced force; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

b) Ausbruchslänge 5 m

In Abbildung 41 sind die vertikalen Spannungen für eine Ausbruchslänge von fünf Metern dargestellt. An der Firste und der Sohle treten Zugspannungen mit Maximalwerten von 0,031 MPa auf, da es hier durch die Gewölbekonstruktion zu einer Entlastung kommt. Die Höhe des Gewölbes über der Tunnelfirste ist etwa gleich dem Tunneldurchmesser

In den Ulmen steigen die Druckspannungen bis zu einem Maximalwert von -1,1 MPa. Der noch nicht ausgebrochene, sowie bereits ausgebaute Teil befindet sich noch im ursprünglichen Zustand und die Spannungen sind identisch zu jenen im ungestörten Zustand.

Aus dem Verlauf der Verschiebungen in Abbildung 42 erkennt man für den Firstpunkt eine lineare Zunahme der Verschiebungen, während es an der Ulme zu keinen nennenswerten Verformungen kommt. Das bedeutet, dass es zu einem Versagen im Firstbereich führt und sich kein Gleichgewicht einstellt, wenn keine Unterstützungsmaßnahmen getroffen werden.

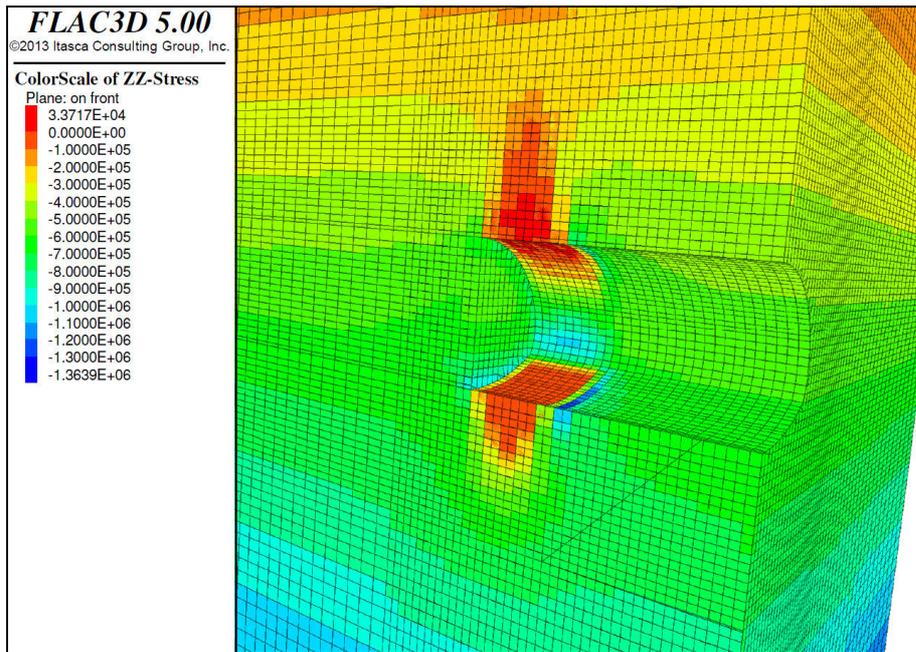


Abbildung 41: Vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

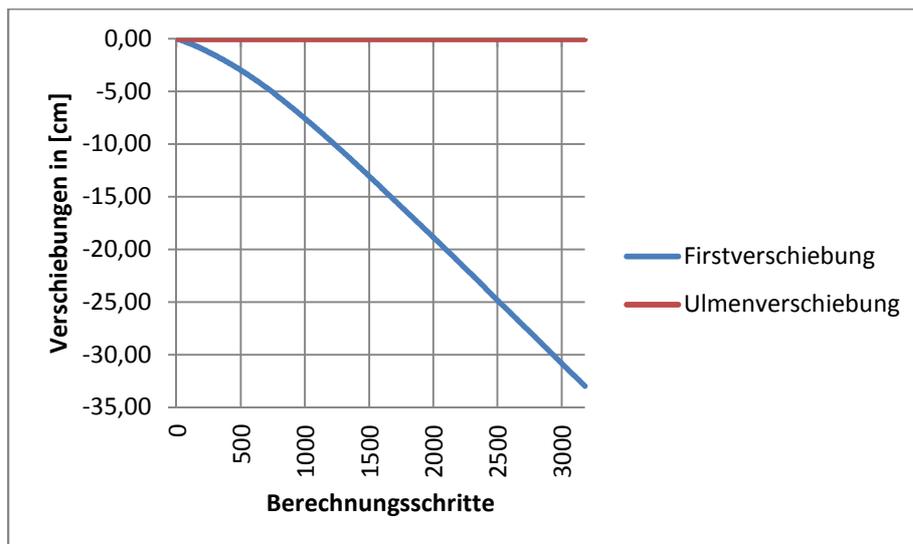


Abbildung 42: Verschiebungen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

c) Ausbruchslänge 10 m

Die in Abbildung 43 ausgegebenen vertikalen Spannungen stellen dasselbe Bild wie bei einer Ausbruchslänge von fünf Metern (Abbildung 41) dar, jedoch mit Unterschieden in den Maximalwerten. So treten bei einer Ausbruchslänge von zehn Metern in der Firste Zugspannungen von etwa 0,04 MPa (5 m: 0,03 MPa) auf, während die Druckspannungen in den Ulmen rund -1,4 MPa (5 m: -1,2 MPa) betragen.

Analog des 5 m-Ausbruches nehmen die Verschiebungen linear zu und erreichen keinen Maximalwert als Obergrenze, so dass sich kein Gleichgewichtszustand einstellt (Abbildung 44). Die Erkenntnis der fortschreitenden Verformung wird durch den Verlauf der unbalanced

force ebenfalls bestätigt (Abbildung 45). Diese konvergiert nicht gegen Null, so dass sich kein Gleichgewichtszustand einstellt und es ohne geeignete Stütz- und Ausbaumaßnahmen zu einem Versagen des Tunnels kommt.

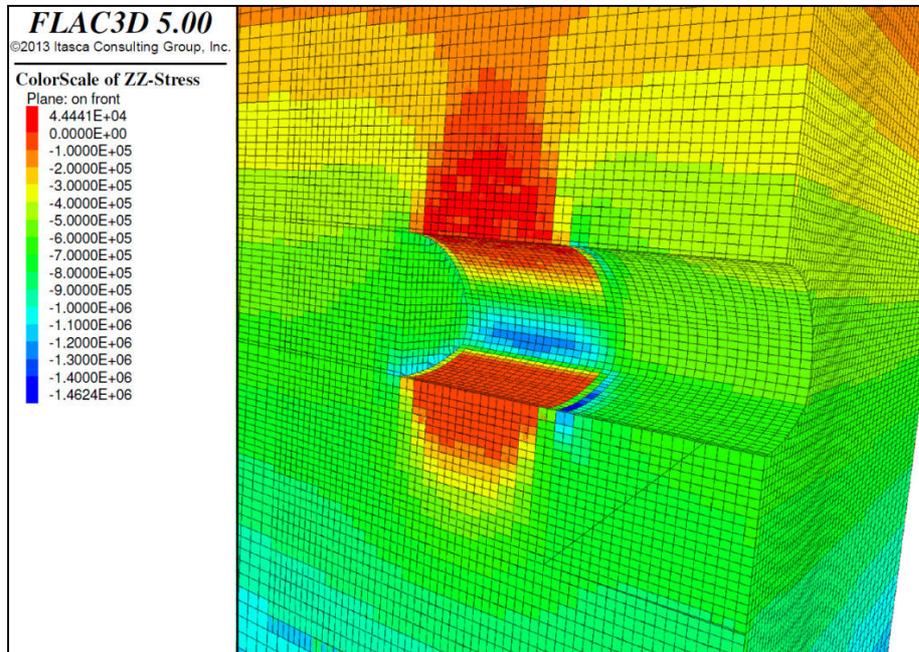


Abbildung 43: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchlänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

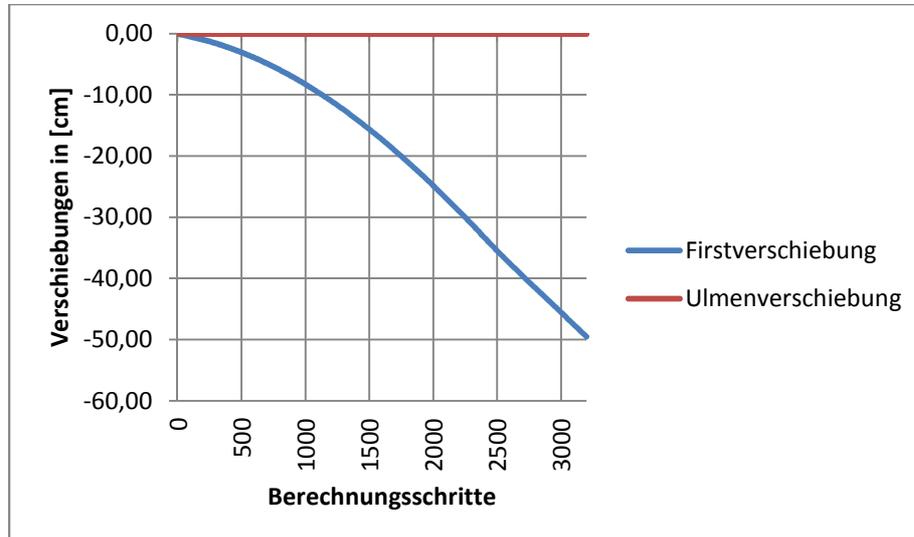


Abbildung 44: Verschiebungen; Ausbruchlänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

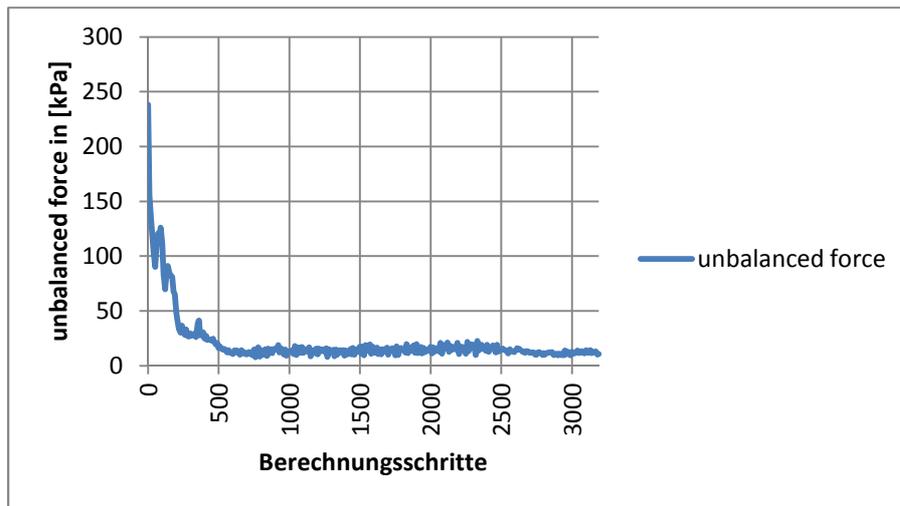


Abbildung 45: unbalanced force; Ausbruchslänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

3.4.3.2.2 Einbau der Tunnelschale nach einer Vorverformung des gestützten Bereichs

Vor der Fixierung der ersten zehn Tunnelmeter wird eine Verschiebung der Firste bis auf fünf Zentimeter zugelassen. Dadurch kommt es zu Spannungen und Auflockerungen rund um den Ausbruchsquerschnitt. Danach erfolgt der Einbau der Tunnelschale und anschließend der Ausbruch des nächsten Tunnelabschnitts, was in Abbildung 46 schematisch skizziert ist. Für die nachfolgenden Berechnungen wird in einem ersten Rechendurchgang eine Ausbruchslänge von einem Meter und in weiterer Folge ein zweiter Durchgang mit fünf Metern gewählt. Um nur die in den Diagrammen aufgezeichneten relativen Verschiebungen des zweiten Tunnelabschnitts nach dem Ausbau zu erhalten werden nach dem Einbau der Tunnelsicherung alle Verschiebungen wieder auf null zurückgesetzt.

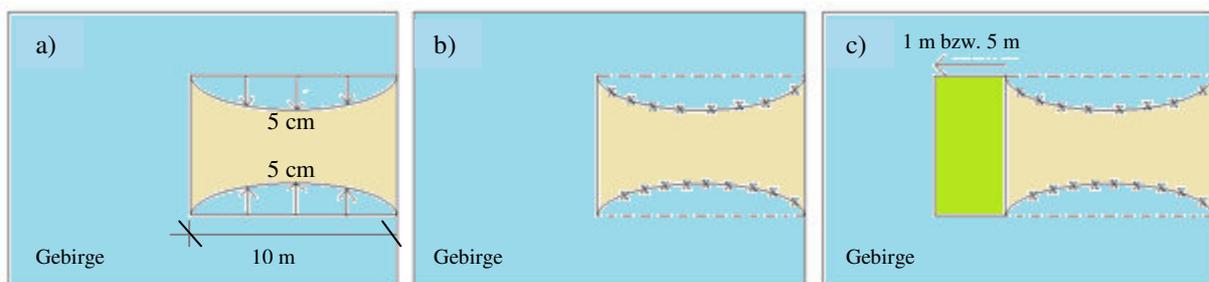


Abbildung 46: Vorgangsweise beim Einbau der Tunnelschale nach Verformungen:

- a) Ausbruch der ersten 10 m und Verformung des Hohlraumrandes um 5 cm (grauer Bereich)
 - b) Fixierung des Hohlraumrandes
 - c) Ausbruch des nächsten Tunnelabschnitts (1 m bzw. 5 m) (grüner Bereich)
- a) Ausbruchslänge 1 m

Im Vergleich zu vorigem Fall des sofortigen Stützmitteleinbaus treten bereits bei dieser kurzen Abschlagslänge Zugspannungen in der Firste auf und der Auflockerungsbereich ist deutlich ersichtlich. Dieser wird schon durch die zugelassenen Verformungen des ersten

Tunnelabschnitts ausgebildet. In Abbildung 49 sind die plastifizierenden Zonen abgebildet. Dabei bedeuten die roten und grünen Zonen, dass hier die der Zug- und Scherfestigkeit in den Klüften überschritten wurden, diese aber bereits wieder unterschritten wurden. In den blauen Zonen wird die Scherfestigkeit der Klüfte und in den rosafarbenen die Zugfestigkeit überschritten. Da jedoch die Festigkeiten nicht entlang eines durchgängigen Bereiches der Ausbruchslänge überschritten werden, versagt der Ausbruch nicht. Dies belegt auch Abbildung 50. Die Verschiebung des Firstpunktes stabilisiert sich nach einer anfänglichen geringen Setzung auf einen konstanten Wert von knapp 4,5 mm.

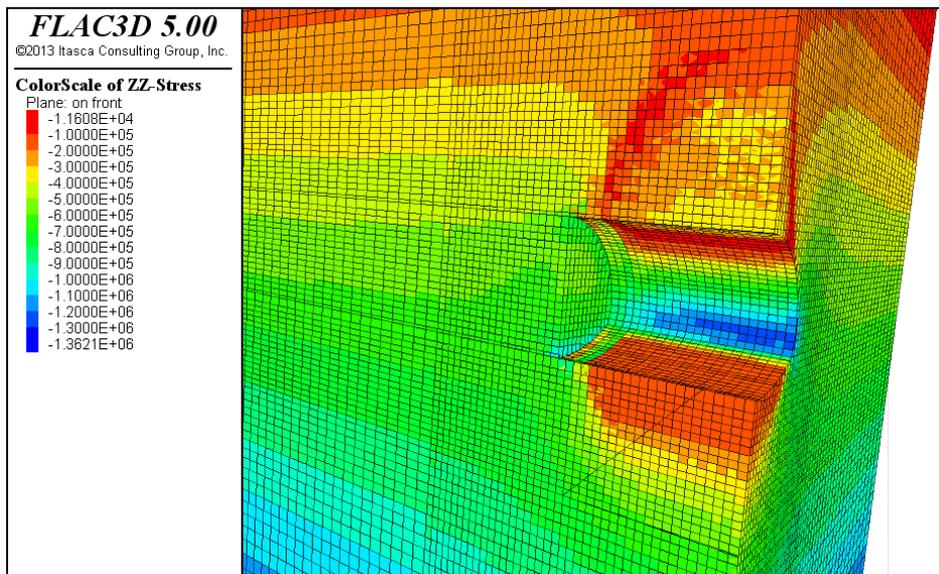


Abbildung 47: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

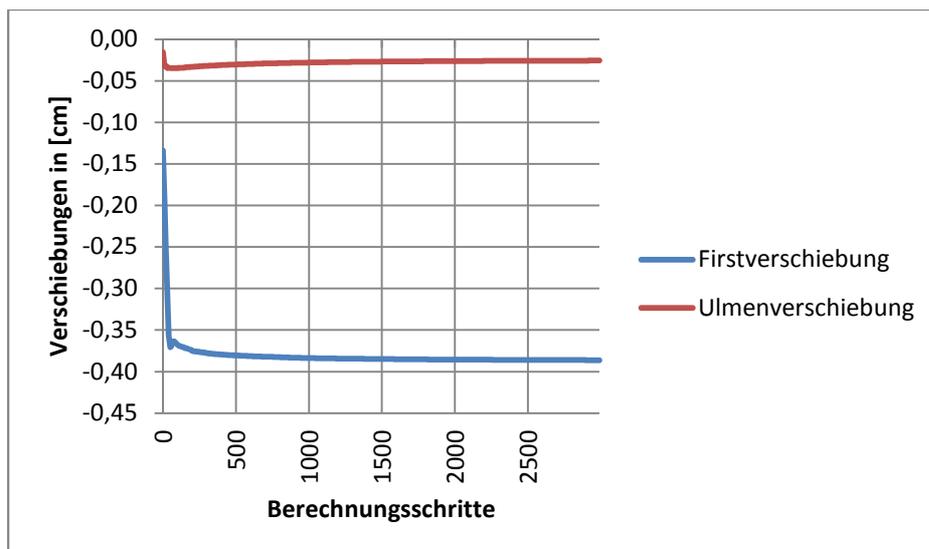


Abbildung 48: Verschiebungen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

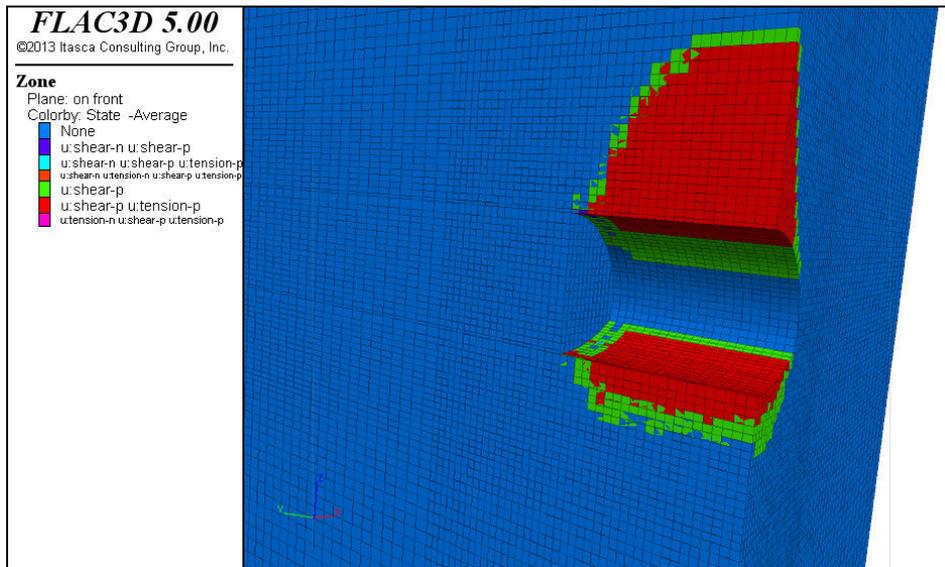


Abbildung 49: Plastifizierung in den Klufflächen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

b) Ausbruchslänge 5 m

Bei einer Ausbruchslänge von fünf Metern erhält man die in Abbildung 50, Abbildung 51 und Abbildung 52 dargestellten Ergebnisse. Die Zugspannungen in der Friste steigen bis auf den Maximalwert von 0,003 MPa und die Höhe der Auflockerungszone nimmt zu. Die totalen Verschiebungen des Firstpunktes sind höher als bei einem sofortigen Einbau der Tunnelschale. Die Horizontalverschiebungen der Ulme liegen in einem Bereich von einem halben Millimeter und sind daher vernachlässigbar. Wichtiger als die Größe ist der Verlauf beider Verschiebungskurven. Die freie Stützweite der Schichten ist bei 5 m zu groß, so dass die Durchbiegungen kontinuierlich bis zum Versagen des Tunnels zunehmen.

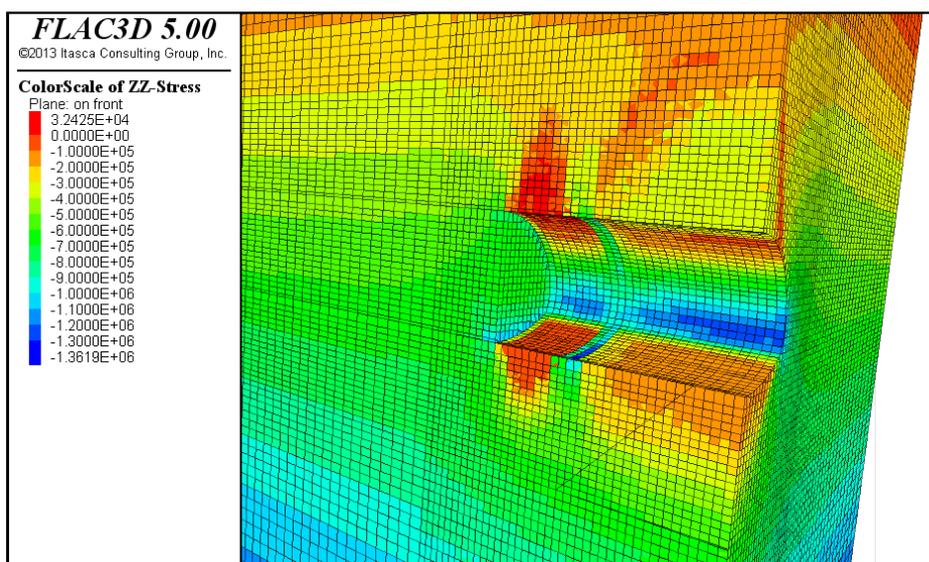


Abbildung 50: vertikale Spannungen in[Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

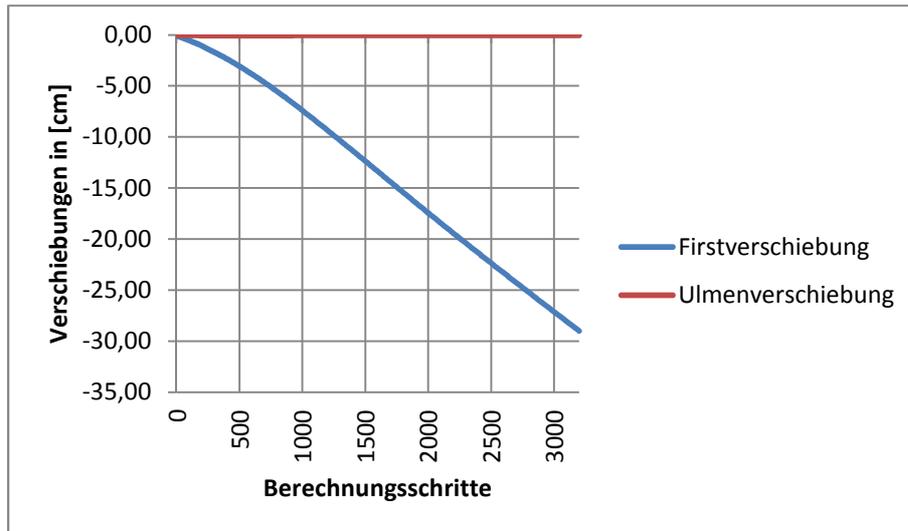


Abbildung 51: Verschiebungen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

Die Abbildung 52 der plastischen Zonen zeigt in den blauen, dunkelblauen und rosafarbenen Bereichen eine momentane Überbeanspruchung der Scher- und Zugfestigkeit in den Klüften. In den roten und grünen Bereichen ist diese Überschreitung durch den Ausbau bereits wieder zurückgegangen. In den blauen, vorwiegend in der Firstmitte befindlichen Zonen wird die Zugfestigkeit und in den rosafarbenen die Zug- und Scherfestigkeit überschritten. Das bedeutet, dass der Tunnel nach einer zu großen Biegung der einzelnen Schichten aufgrund der Überschreitung der Zug- und Scherfestigkeit in den Klüften versagt. Die Scherbeanspruchung ist in der Nähe der Ortsbrust und dem bereits stabilisierten Teil am größten, da hier die Schichten die größte gegenseitige Verschiebung erfahren. Durch diese kombinierte Beanspruchung aus Zug- und Schubkräften versagt das Gebirge schließlich in seinen Klüften.

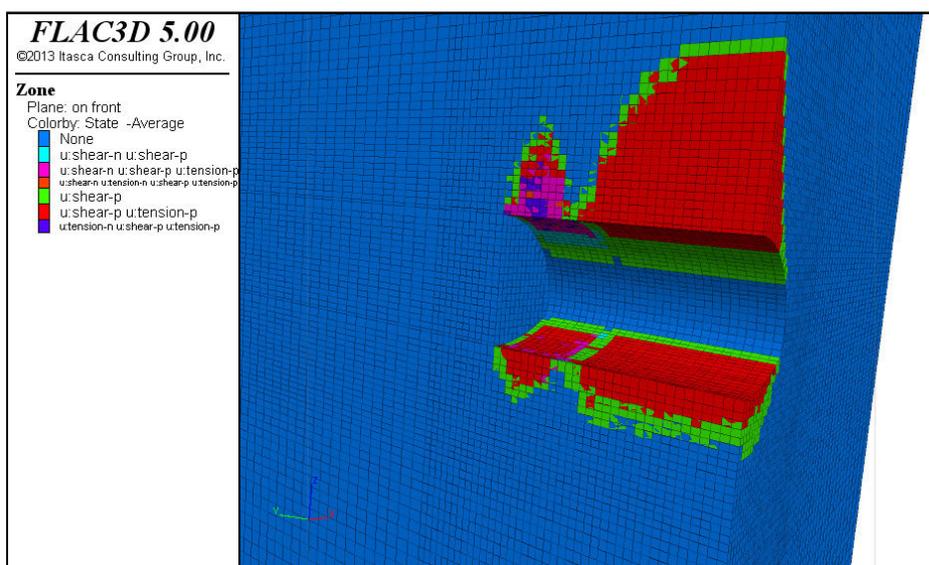


Abbildung 52: Plastifizierung der Klüftflächen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

3.4.3.2.3 Parameterstudien

Um zu überprüfen, warum der Tunnel bei einer Abschlagslänge von einem Meter stabil, bei fünf oder zehn Metern hingegen instabil ist, wurden verschiedene Variationen der Parameter durchgeführt, auf welche nachfolgend näher eingegangen wird. Der stützende Innenausbau der vordersten zehn Meter erfolgt ohne Zulassen von Verschiebungen direkt im Anschluss an den Ausbruch.

a) Veränderung des E-Moduls auf $E = 100$ MPa bzw. $E = 600$ MPa

Um festzustellen, ob eine Ausbruchsstrecke von fünf Metern überhaupt standfest wäre, wurden verschiedene Materialkennwerte verändert. Zuerst wurde der E-Modul von 350 MPa auf 100 MPa gesenkt und in einem weiteren Schritt auf 600 MPa erhöht. Je geringer der E-Modul, desto größer werden die maximalen Zugspannungen über dem Tunnelausbruch und desto höher reicht die Auflockerungszone hinauf (Abbildung 53 und Abbildung 55), da die Steifigkeit des Gesteins geringer wird. Allerdings ändert sich weder die Verteilung der Spannungen, noch der Verlauf der Verschiebungen. Diese nehmen für alle Werte kontinuierlich zu, was zu einem Versagen des ungesicherten Vortriebs führt.

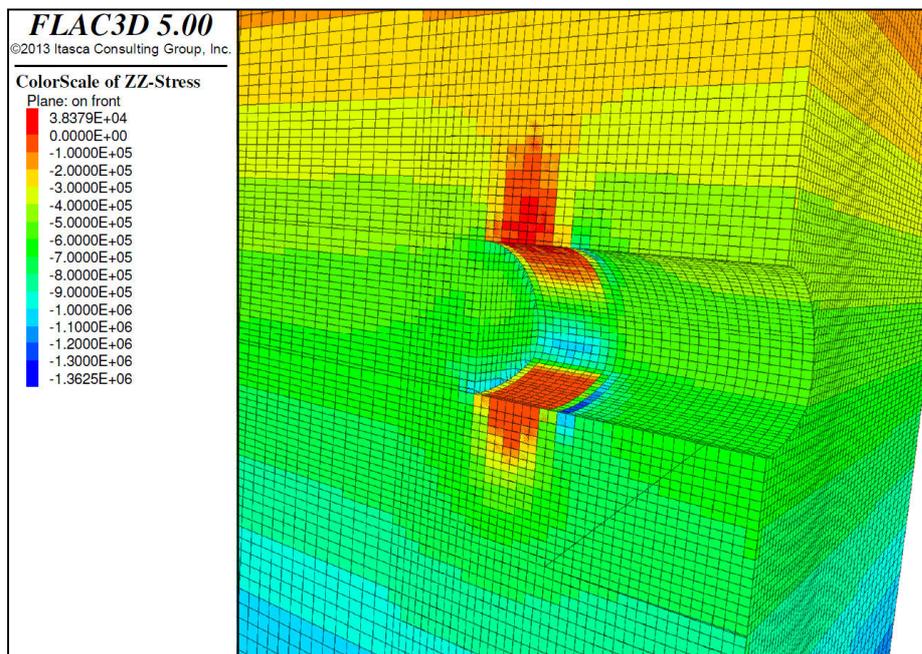


Abbildung 53: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des E-Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 100$ MPa

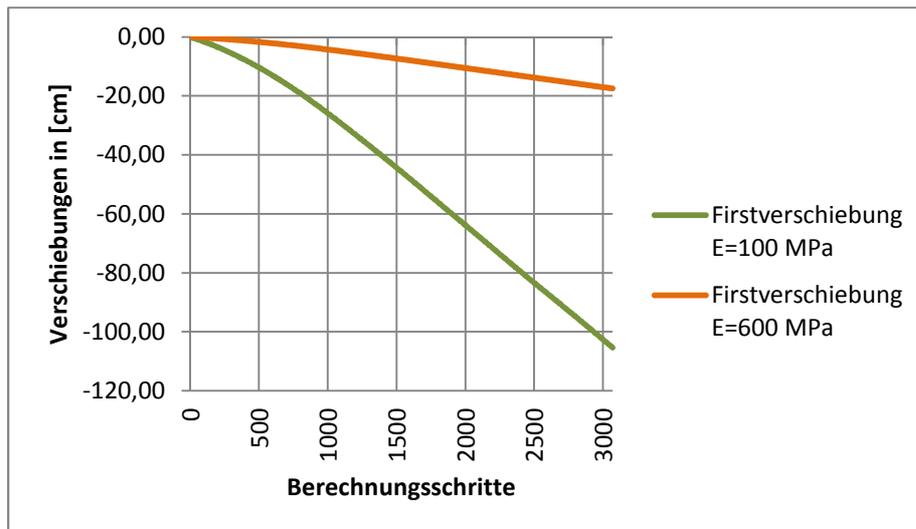


Abbildung 54: Verschiebungen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des E-Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 100$ MPa bzw. Erhöhung auf $E = 600$ MPa

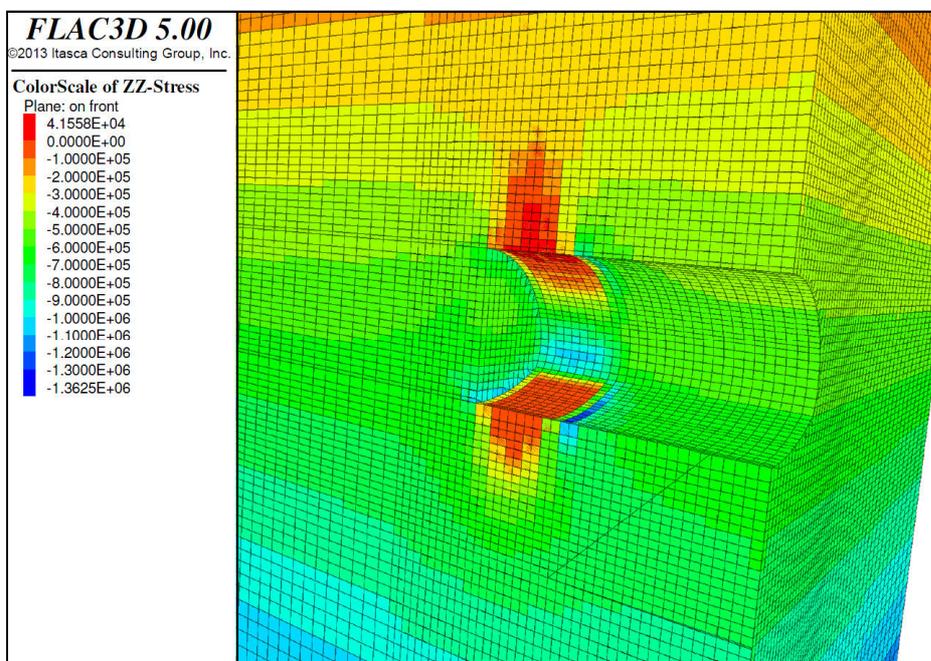


Abbildung 55: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des E-Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 600$ MPa

b) Veränderung der Reibungswinkel

Als weitere Variation wurde der Reibungswinkel des Gesteins von 50° auf 30° , sowohl für eine Ausbruchslänge von einem wie auch fünf Meter, reduziert.

Im Vergleich zum Ergebnis mit dem ursprünglichen Parametersatz 1 ergeben sich für eine Ausbruchslänge von fünf Metern etwa dreimal so große Verschiebungen. Bei einer Ausbruchslänge von einem Meter stabilisieren sich die Verschiebungen auf einen Wert von 2 mm, der nur wenig größer ist als bei einem Reibungswinkel des Gesteins von 50° .

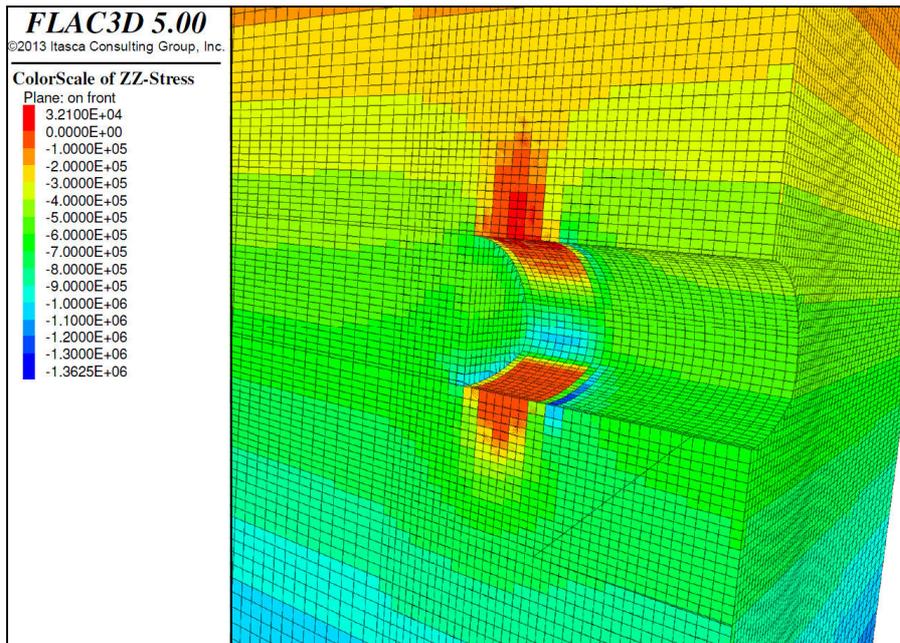


Abbildung 56: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Reibungswinkels des Gesteins von 50° auf 30°

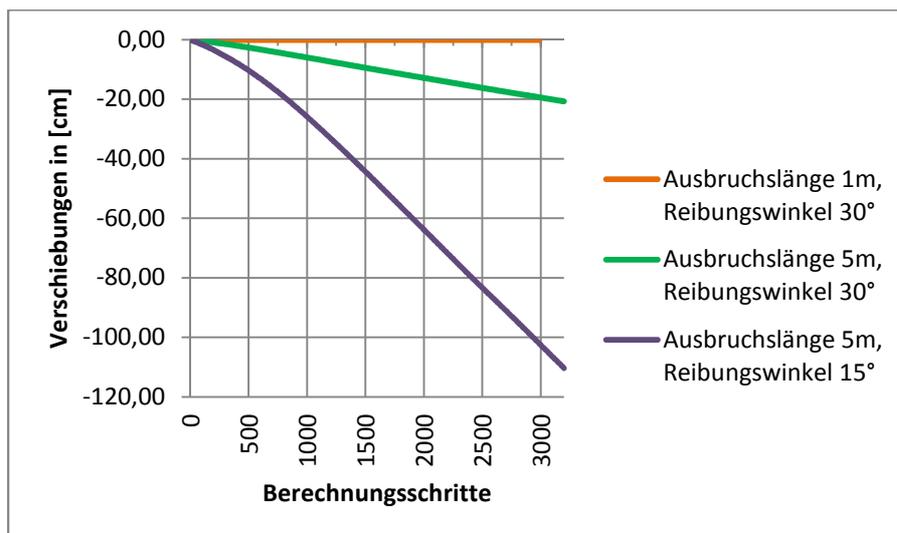


Abbildung 57: vertikale Verschiebungen der Firste für eine Ausbruchslänge von 1 m und 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Reibungswinkels des Gesteins von 50° auf 30° bzw. 15°

Bei einer Reduktion des Kluftrichtungswinkels von 30° auf 15° , wiederum für einen und fünf Metern Abschlaglänge, erhält man einen wesentlich größeren Auflockerungsbereich. Dieser reicht für fünf Meter bis an die Oberfläche und die Verschiebungen nehmen bis zu einem Versagen des Hohlraumes zu. Abbildung 60 zeigt in den roten, hell- und dunkelblauen plastischen Zonen eine Überschreitung der Scherfestigkeit in den Klüften als maßgebliche Versagensursache.

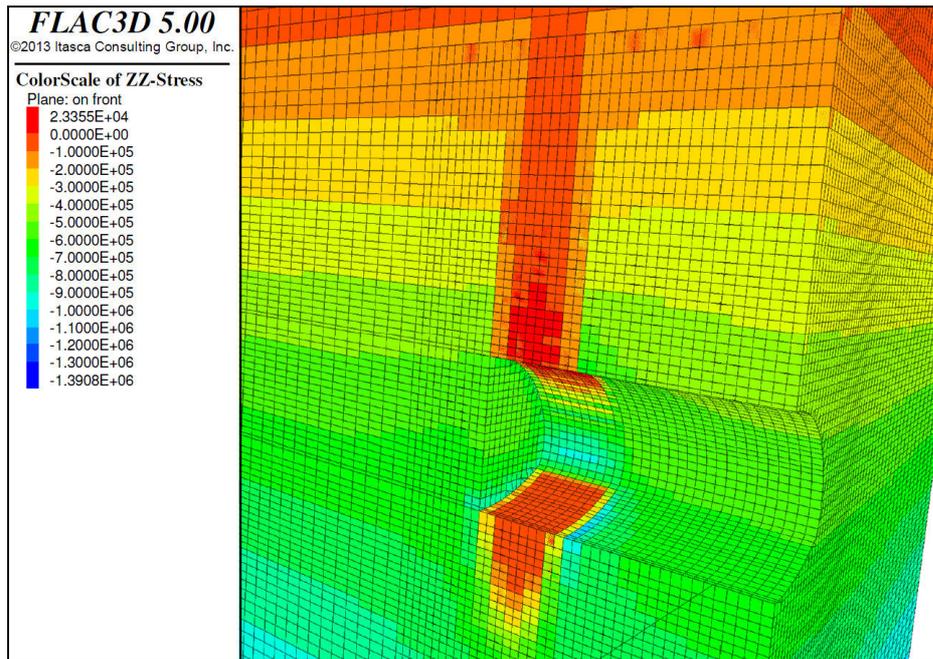


Abbildung 58: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluftrichtungswinkels von 30° auf 15°

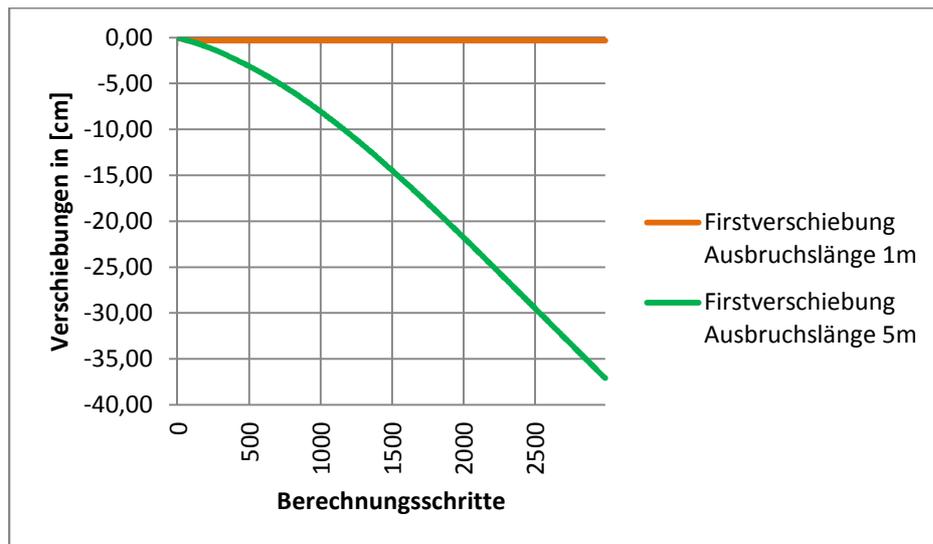


Abbildung 59: vertikale Verschiebungen der Firste für eine Ausbruchslänge von 1 m und 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluftrichtungswinkels von 30° auf 15°

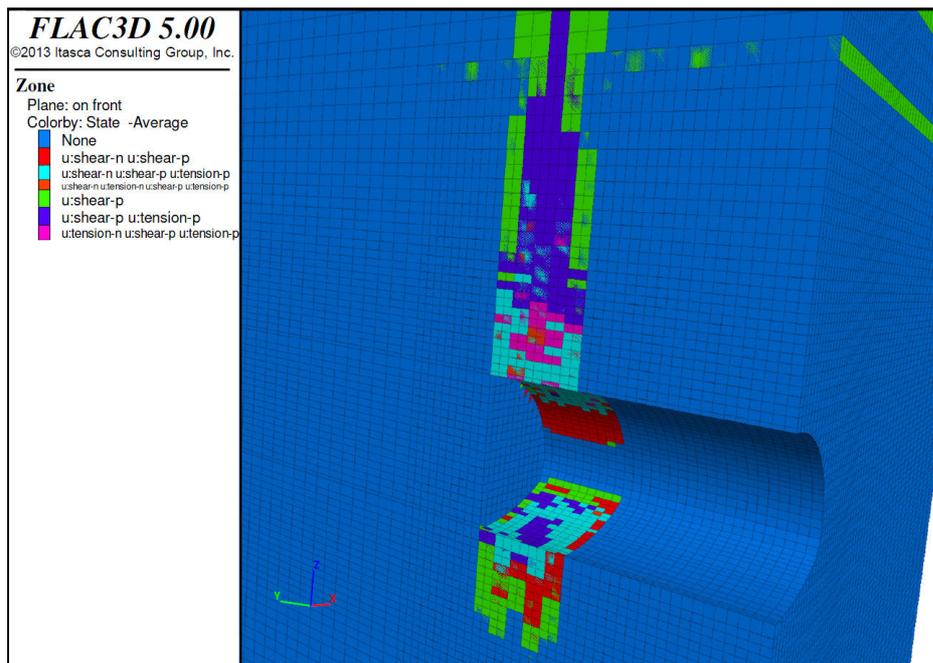


Abbildung 60: Plastifizierung der Klufflächen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 15°

Bei einer Erhöhung der Kluffsteifigkeit von 30° auf 50° , steigt die Festigkeit zwischen den einzelnen Schichten stark an und man kann von einem nahezu homogenen Gebirge sprechen. Das hat Auswirkungen sowohl auf die Reichweite als auch die Größe der Zugspannung über der Firste. Obwohl die Zugspannungen bei einer Ausbruchslänge von fünf Metern fast dreimal so groß sind, wie beim ursprünglichen Reibungswinkel von 30° , ist der Auflockerungsbereich wesentlich geringer (siehe Abbildung 61). Dies liegt an der höheren Festigkeit des Gebirges und der Tatsache, dass steifere Bereiche Spannungen anziehen, weshalb auch die Festigkeitswerte nur in einem sehr begrenzten Bereich überschritten werden, wie aus Abbildung 63 ersichtlich. Nur in den roten und rosa eingefärbten Zonen ist die Scherfestigkeit überschritten, was aber nicht für ein Versagen des Hohlraumes ausreicht, da sie keine zusammenhängende Fläche ausbilden kann.

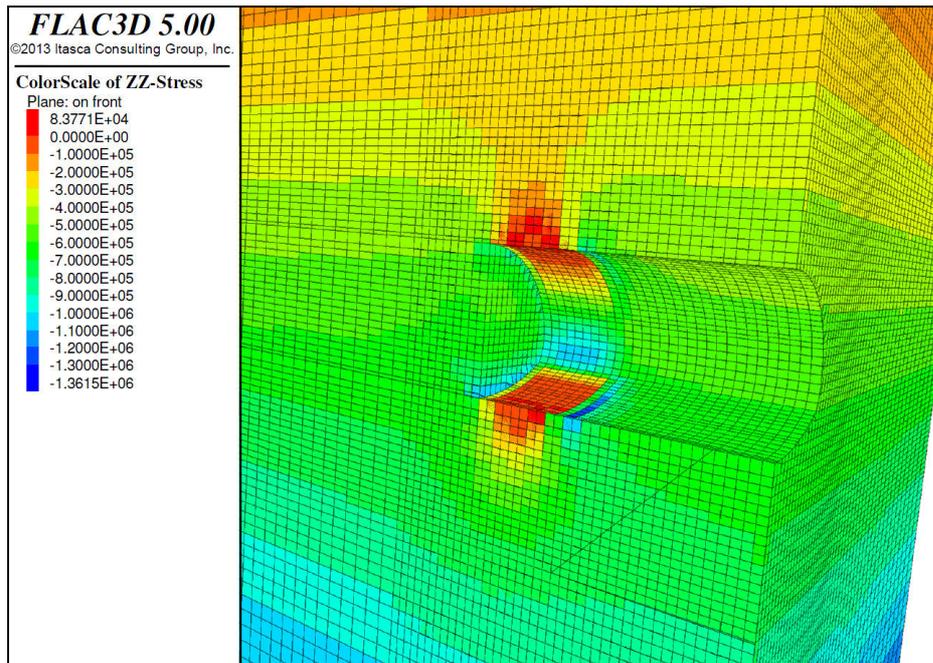


Abbildung 61: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchlänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 50°

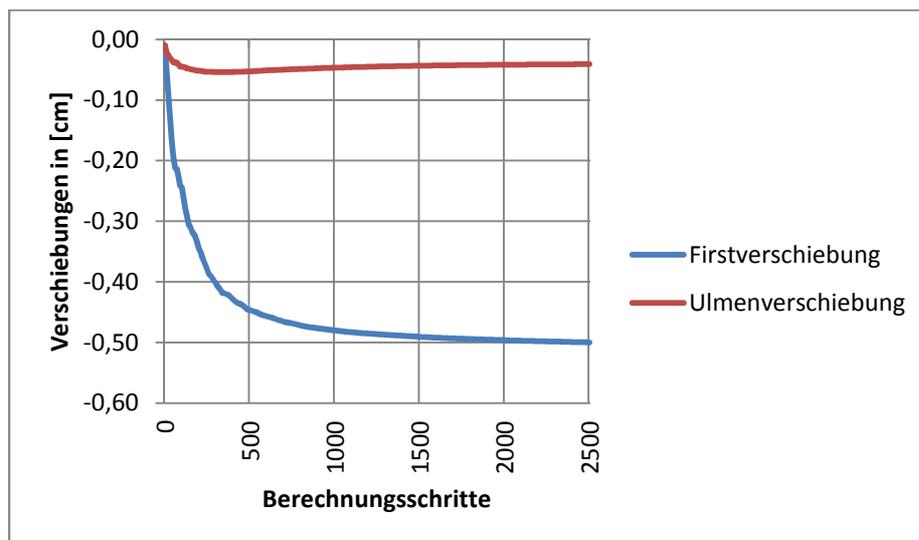


Abbildung 62: Verschiebungen; Ausbruchlänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 50°

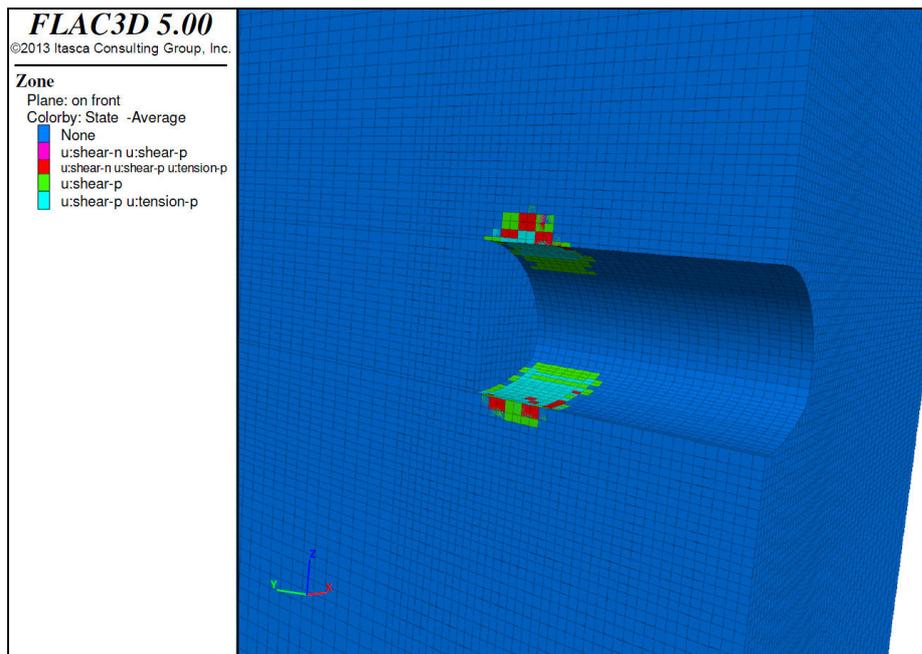


Abbildung 63: Plastische Zonen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluffreiwinkels von 30° auf 50°

c) Ausbruchslänge 3 m und 2 m

Zum Schluss wurde noch untersucht, bis zu welcher Ausbruchslänge der Tunnel ohne Sicherung mit den Werten nach Parametersatz 1 (S. 49) stabil ist. Hierfür wurde zuerst mit einer Ausbruchslänge von drei Metern begonnen. Obwohl hier schon wesentlich geringere Zugspannungen, ein kleinerer Auflockerungsbereich und Verschiebungen von 20 cm nach 3.000 Berechnungsschritten (Abbildung 64 bzw. Abbildung 65) zu beobachten sind, versagt der Tunnel noch immer. Bestätigt wird dies durch die durchgehende Überschreitung der Zug- und Schubfestigkeit, wie sie in den roten, rosa und blauen Zonen in Abbildung 66 auftritt.

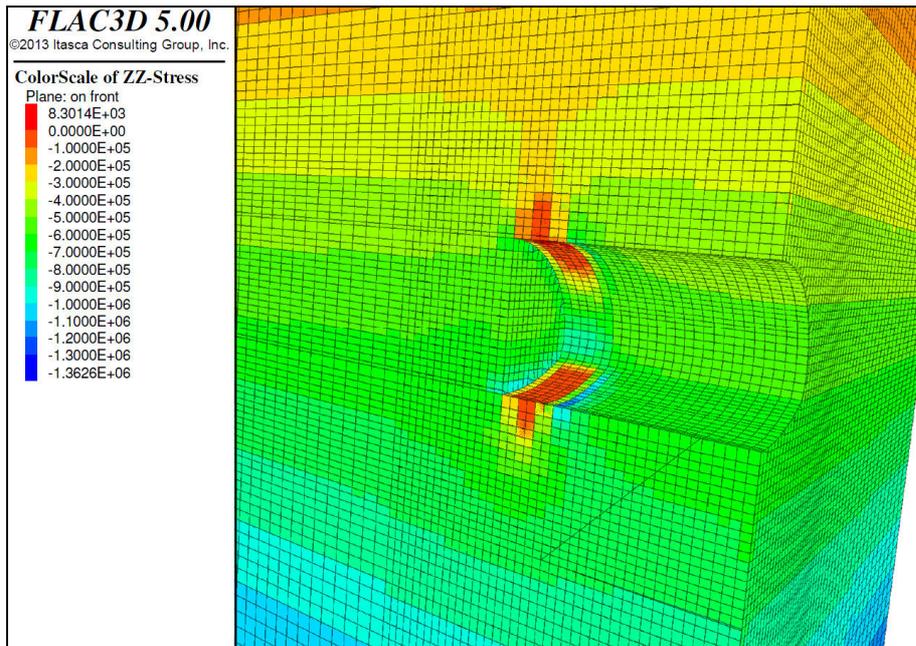


Abbildung 64: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

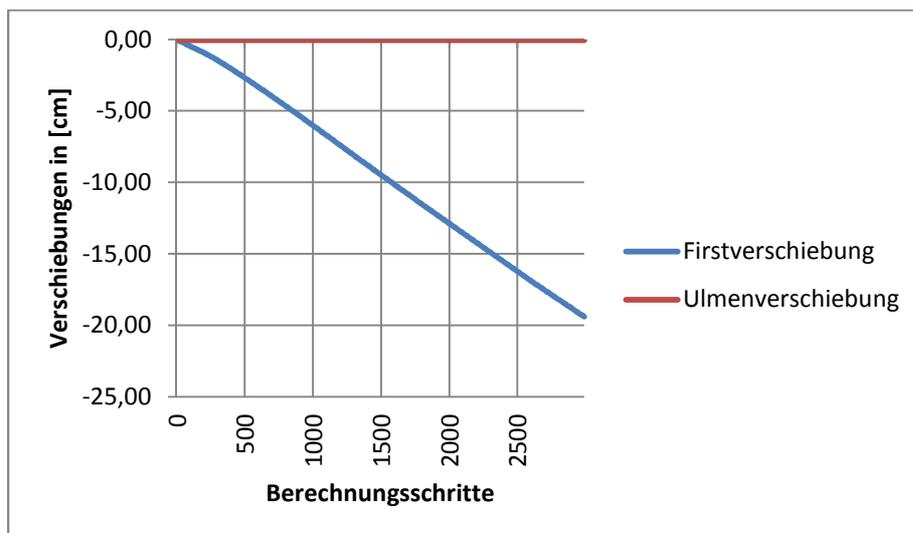


Abbildung 65: Verschiebungen; Ausbruchslänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

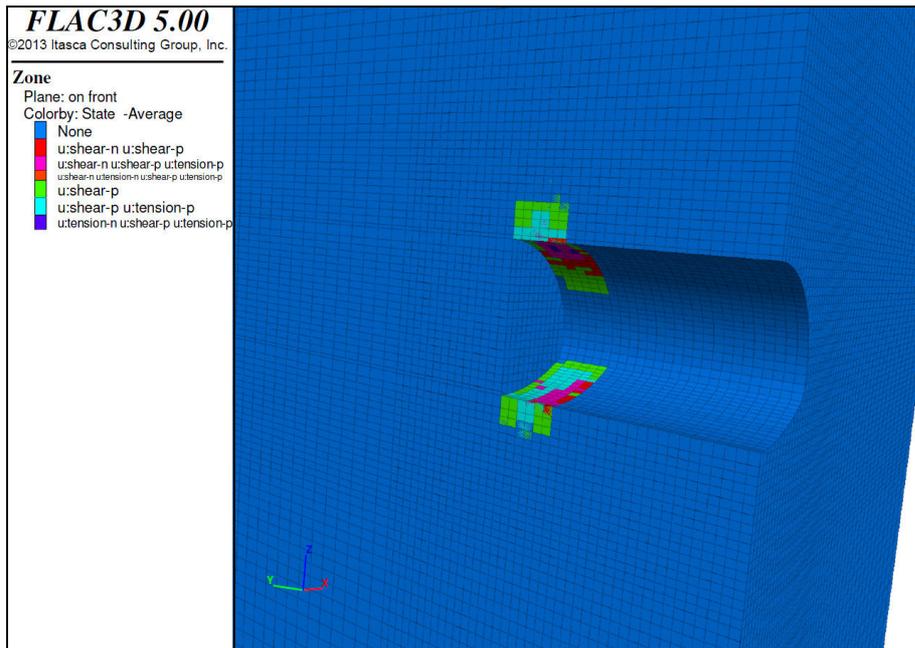


Abbildung 66: Plastifizierende Zonen; Ausbruchlänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

Bei einer freien Ausbruchlänge von zwei Metern ist der Ausbruch stabil, wie nachfolgende Abbildung 67 und Abbildung 68 bestätigen. Die Firstverschiebung stabilisiert sich bei 4,4 mm, während die Ulme eine maximale Verschiebung von einem halben Millimeter aufweist (siehe Abbildung 68). Im Gegensatz zur Ausbruchlänge von einem Meter herrschen bei zwei Metern in der Firste geringe Zugspannungen von 0,7 kPa. Diese reichen nicht aus, um eine fortschreitende Auflockerung des Gebirges zu erzeugen. Es kommt zu einer Stabilisierung des Hohlräumtes auch ohne Ausbau.

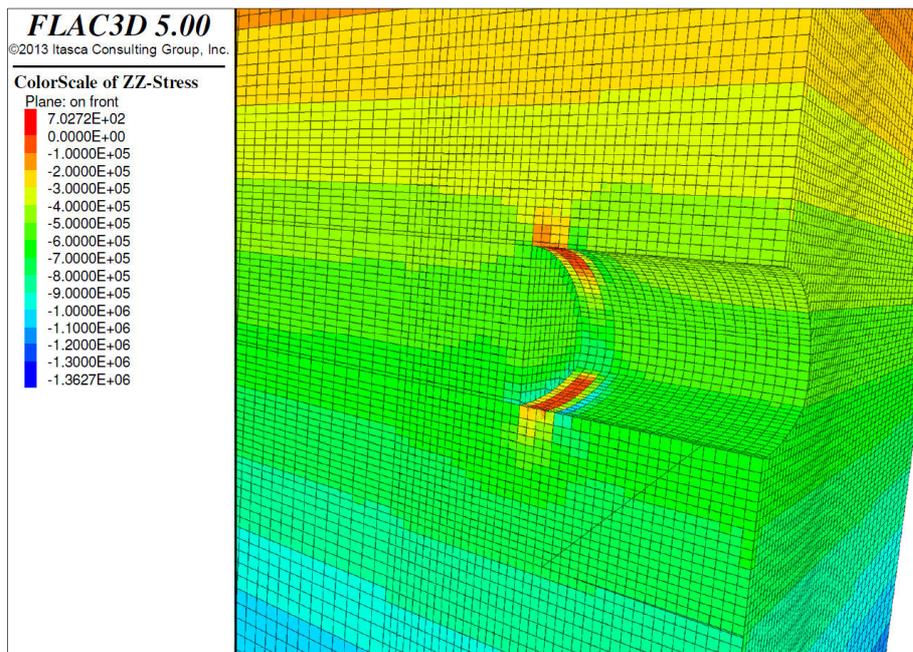


Abbildung 67: vertikale Spannungen in [Pa]; Ausbruchlänge 2 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) nach 3.000 Berechnungsschritten

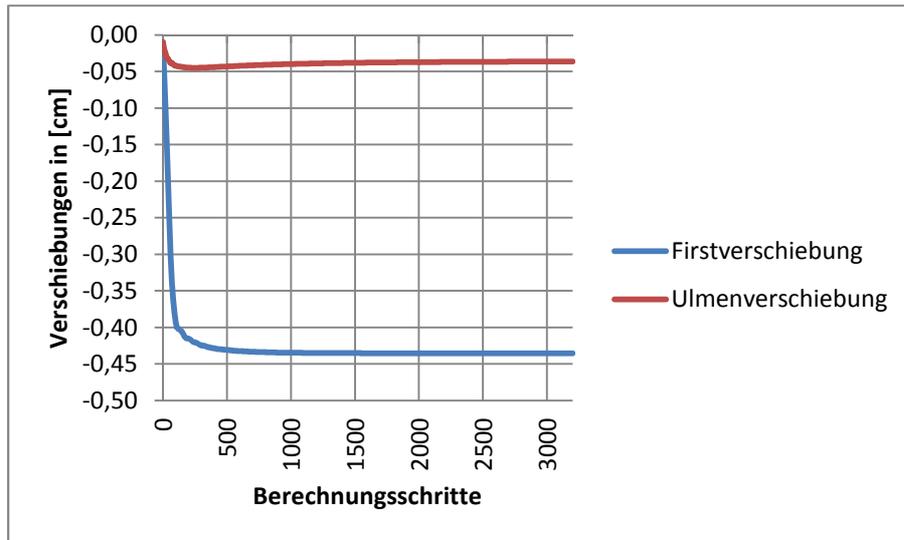


Abbildung 68: Verschiebungen; Ausbruchlänge 2 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)

4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Im Folgenden beinhalten die gelb hinterlegten Zeilen jeweils das Ergebnis mit den ursprünglichen Materialparametern, die für UDEC in Tabelle 2 auf S. 29, für FLAC in Tabelle 5 auf S. 42 und für FLAC^{3D} in Tabelle 6 auf S. 49 angegeben sind; für die anderen Zellen wurde lediglich der jeweils angegebene Parameter geändert.

4.1 UDEC

Tabelle 7 fasst die Ergebnisse der Berechnungen mittels UDEC zusammen. Mit der Abnahme des Elastizitätsmoduls sowie der Kluffsteifigkeit nehmen die Verschiebungen erwartungsgemäß zu. Eine weitere Verringerung der Materialwerte wurde nicht mehr durchgeführt, da dies zu unrealistischen Werten führen würde.

Tabelle 7: Parameterstudien in UDEC; restliche Parameter aus Tabelle 2 auf S. 29

E-Modul [MPa]	Kluffsteifigkeit [MPa]	Verschiebung der Firste [cm]	versagt/stabil
150	2600	3,9	stabil
200	2000	2,7	stabil
300	5200	1,7	stabil
	2500	1,8	stabil
600	10417	1,0	stabil
	5200	1,0	stabil
	2500	1,1	stabil

4.2 FLAC

Die Ergebnisse der Berechnungen mit dem ubiquitous joint-Modell sind in nachfolgender Tabelle 8 zusammengefasst. Auffallend ist der wesentliche Einfluss des Kluffreibungswinkels auf die Verformungen, die mit fallenden Reibungswerten rasch und deutlich zunehmen. Während der ausgebrochene Hohlraum für einen Reibungswinkel von 30° noch stabil ist, versagt er bereits bei einem Wert von 25°, weshalb die angegebenen absoluten Verschiebungsgrößen keine Aussagekraft mehr besitzen.

Tabelle 8: Parameterstudien in FLAC; restliche Parameter aus Tabelle 5 auf S. 42

		Verschiebung [cm]	versagt/stabil
Kluffreibungswinkel	15°		versagt
	25°		versagt
Gesteinsreibungswinkel	30°		versagt
	40°		versagt
Parameter aus Tabelle 5, S. 42		4,8	stabil

4.3 FLAC^{3D}

Die nachfolgenden Tabellen geben einen kurzen Überblick über die Ergebnisse der oben durchgeführten Berechnungen von FLAC^{3D}.

Tabelle 9 zeigt, dass mit größer werdender ungestützter Tunnellänge sowohl die vertikalen Verschiebungen der Firste, als auch die Spannungen in Firste und Ulme zunehmen. Während bei einem Meter Abschlagslänge noch Druckspannungen von -0,01 MPa in der Firste herrschen, gehen sie bei zunehmender Abschlagslänge in Zugspannungen über und steigen bis zu einem Wert von 0,04 MPa bei zehn Metern an. Im Vergleich dazu steigen die Druckspannungen in der Ulme auch bei der zehnfachen Ausbruchslänge nur auf etwa den doppelten Wert. Da der E-Modul nur Einfluss auf das elastische Verhalten des Gebirges hat, zeigt sich die Größe der First- und Ulmenspannung weitgehend unabhängig davon.

Tabelle 9: Ergebnisse für unterschiedliche Ausbruchslängen und E-Moduli

Ausbruchslänge [m]	E-Modul [MPa]	Verschiebung [cm]	Zugspannungen an Firste [MPa]	Druckspannungen an Ulme [MPa]	versagt/stabil
1	50	0,14	-0,01	-0,6	stabil
	350	0,2	-0,01	-0,6	stabil
2	350	0,4	0,0007	-1,2	stabil
3	350		0,008	-1,2	versagt
5	100		0,04	-1,2	versagt
	350		0,03	-1,2	versagt
	600		0,04	-1,2	versagt
10	350		0,04	-1,4	versagt

Tabelle 10 enthält die Ergebnisse für verschiedene Reibungswinkel, im Fall a) für das Gestein und im Fall b) für die Klüfte. Im ersten Fall bringt eine Verringerung des Reibungswinkels von ursprünglich 50° auf 30° keine Änderungen in den Verschiebungen und Spannungen. Wird er allerdings darüber hinaus reduziert, steigen die Verformungen rasch. Ähnliches Verhalten zeigt sich bei der Variation der Reibungswinkel der Klüfte. Eine Halbierung des Kluftribungswinkels führt nur zu unwesentlich größeren Verschiebungen, eine Erhöhung hingegen bewirkt auch für eine Ausbruchstrecke von fünf Meter einen stabilen Hohlraum.

Tabelle 10: Ergebnisse für unterschiedliche Reibungswinkel a) des Gesteins und b) der Klüfte

a)	Reibungswinkel Gestein [°]	Verschiebung [cm]	versagt/stabil
Ausbruchslänge 5 m	Gestein 15°		versagt
	Gestein 30°		versagt
	Gestein 50°		versagt
Ausbruchslänge 1 m	Gestein 30°	0,2	stabil
	Gestein 50°	0,2	stabil

b)	Reibungswinkel Klüfte [°]	Verschiebung [cm]	versagt/stabil
Ausbruchslänge 5 m	Kluft 15°		versagt
	Kluft 30°		versagt
	Kluft 50°	0,5	stabil
Ausbruchslänge 1 m	Kluft 15°	0,3	stabil
	Kluft 30°	0,2	stabil

Tabelle 11 fasst die Ergebnisse für einen Einbau der Tunnelschale, die erst nach einer Anfangsverformung von fünf Zentimetern eingebracht wurde (vgl. hierzu Abbildung 46 auf S. 55), zusammen. Die Verschiebungen des Firstpunkts befinden sich bei allen Ausbruchslängen im Vergleich zu einem sofortigen Einbau der Tunnelschale in derselben Größenordnung. Bei einem und zwei Metern Abschlagslänge sind diese Verschiebungen, ebenso wie auch die Spannungen, in der Firste und der Ulme sehr gering, wodurch keine fortschreitende Auflockerung und damit kein Versagen des Tunnels eintreten kann.

Tabelle 11: Ergebnisse für einen Einbau der Tunnelsicherung nach einer Vorverformung von 5 cm

Ausbruchslänge [m]	E-Modul [MPa]	Verschiebung [cm]	Zugspannungen an Firste [MPa]	Druckspannungen an Ulme [MPa]	versagt/stabil
1	350	0,4	0,01	-1,2	stabil
2	350	0,6	-0,0007	-1,2	stabil
5	350		0,03	-1,3	versagt

5 Interpretation und Vergleich der drei Programme

a) Interpretation

Abbildung 69 zeigt die Zunahme der Verschiebungen des Firstpunktes in Relation zur Abnahme der Gebirgssteifigkeit (Berechnungsergebnisse von FLAC^{3D} aus obigen Tabellen 9 und 11).

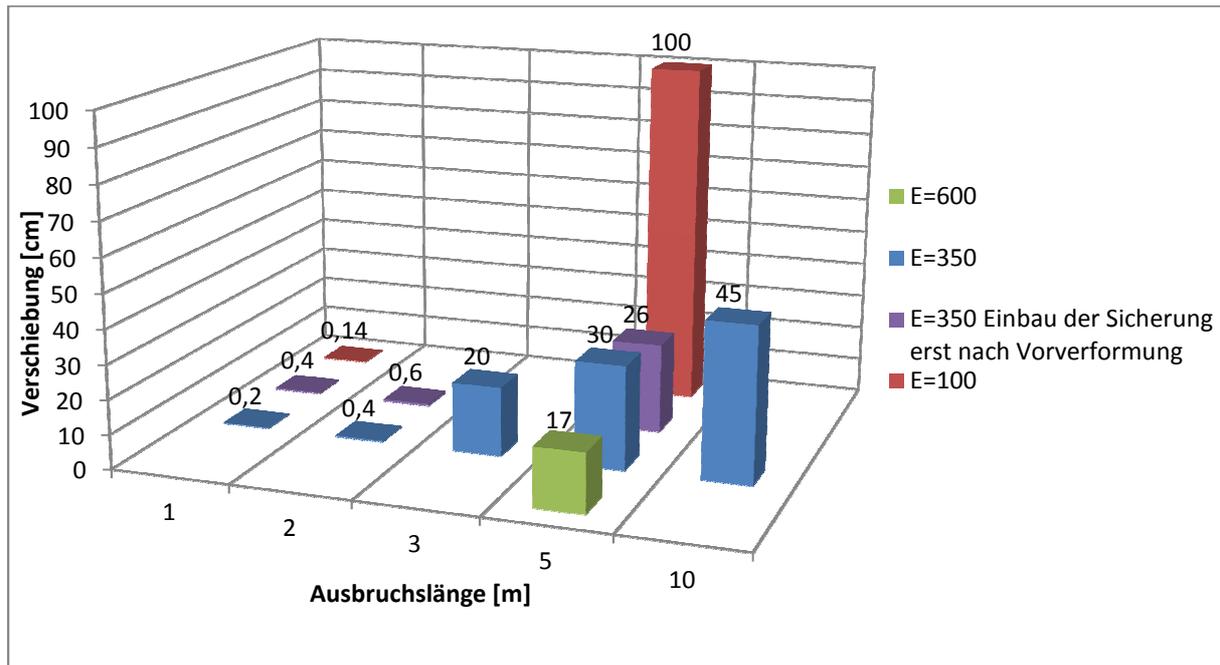


Abbildung 69: Vergleich der Verschiebungen bei verschiedenen Ausbruchslängen und E-Modulen

Bei einer Ausbruchslänge von einem und zwei Metern konvergieren die Verschiebungen zu einem konstanten Wert (vgl. Abbildung 39, S. 51, Abbildung 48, S. 56 und Abbildung 68, S. 68). Auch die unbalanced force (vgl. Abbildung 40, S. 52) geht bei diesen Abschlagslängen gegen null. Dies zeigt, dass sich das System in einem stabilen Gleichgewicht befindet. Der Tunnel ist für diese Abschlagslängen ohne den sofortigen Einbau einer Sicherung und somit zusätzlich entgegenwirkendem Innendruck standfest. Beim Übergang auf eine Ausbruchslänge von drei Meter steigt die Verschiebung des Firstpunktes sprunghaft an. Außerdem nehmen die Verschiebungen linear über die Zeit zu, was auch über die berechneten Zeitschritte hinaus extrapoliert werden kann. Das bedeutet, dass sich kein Gleichgewichtszustand einstellt und es in weiterer Folge zu einem Versagen des Firstbereichs führt, falls keine Stützmaßnahmen getroffen werden. Selbige Aussagen gelten in gleicher Weise für fünf und zehn Meter Abschlagslänge.

Diese Beobachtungen lassen sich durch den horizontal geschichteten Aufbau des Gebirges erklären. Als Gedankenmodell werden die Schichten als Balken auf zwei Stützen in Tunnellängsrichtung modelliert. Dabei dient die Ortsbrust als erstes und der bereits fertig gestellte Tunnelausbau als zweites Auflager. In der Mitte des Balkens ist die Durchbiegung und damit die Zugbeanspruchung am unteren Rand am größten. Vergrößert man nun die Spannweite dieses Balkens, wird ab einer bestimmten Länge (hier etwa drei Meter) die Zugfestigkeit des Balkens auf dessen Unterseite überschritten. In der Nähe der Ortsbrust und dem bereits stabilisierten Teil ist die Scherbeanspruchung zwischen den einzelnen Schichten am größten, da die Schichten hier die größte gegenseitige Verschiebung erfahren. Durch diese kombinierte Beanspruchung aus Zug- und Schubkräften beginnt schließlich die dem Hohlraum am nächsten liegende Schicht zu versagen. In weiterer Folge setzt sich dieses Versagen auch in die darüberliegenden Schichten fort, bis die Spannweiten nicht mehr ausreichen, um durch die kombinierte Biege- und Schubbeanspruchung die Zug- und Schubfestigkeit der angrenzenden Schichten zu übersteigen.

Ohne Ausbaumaßnahmen kommt es dadurch zur Ausbildung einer parabelförmigen Auflockerungszone oberhalb des Hohlraumes, deren Höhe abhängig vom Tunneldurchmesser ist (siehe auch Kapitel 2.2.2 e). Den Auflockerungsbereich erkennt man in den Abbildungen der Vertikalspannungen (z.B. Abbildung 41, S. 53 oder Abbildung 43, S. 54) jeweils an den rot markierten Zonen, in denen Zugspannungen im Gebirge herrschen. Dass hier auch die Festigkeiten überschritten sind, ist in den Abbildungen der plastischen Zonen (siehe Abbildung 52, S. 58 und Abbildung 66, S. 67) ersichtlich. Hier stellen die rosa und blau eingefärbten Bereiche eine Überschreitung der Zug- und Schubfestigkeit in den Klüften dar. In Querrichtung des Tunnels bildet sich kein Gewölbe in der Tunnelfirste aus, da hier in horizontaler Richtung Zugspannungen herrschen (Abbildung 27 auf S. 40, Querschnitt des Tunnels).

Der Versagensmechanismus aufgrund Biegung der Schichten wird auch durch einen Vergleich mit den Ergebnissen aus UDEC bestätigt. Auch hier sind die Verschiebungen (Abbildung 20, S. 33) in der Firstmitte am größten und bei einem Versagen brechen die Schichten in der Mitte nach unten in den Hohlraum hinein, was in folgender Abbildung 70 erkennbar ist. Den Bereich der überschrittenen Zugfestigkeiten in der Firste markieren die rosa und blau eingefärbten plastischen Zonen in Abbildung 52 auf Seite 58.

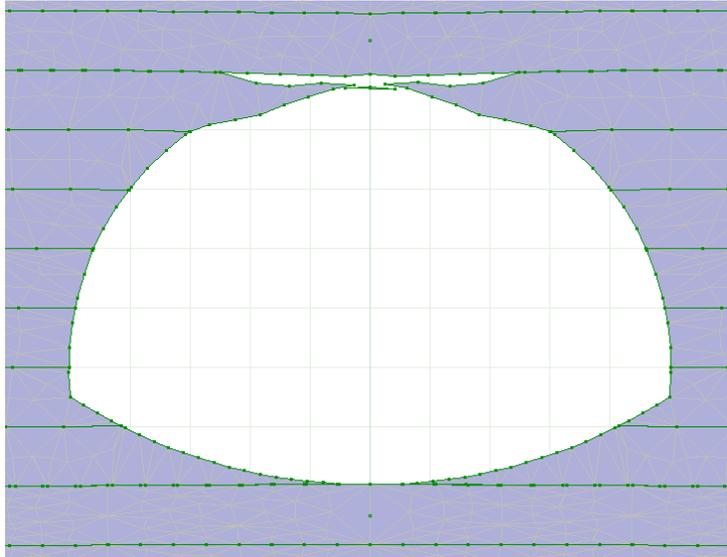


Abbildung 70: grundlegender Versagensmechanismus in UDEC

In FLAC^{3D} bringt die Abminderung des Reibungswinkels für das Gestein von 50° auf 30° keine Änderungen in den Verschiebungen und Spannungen. Wird er darüber hinaus reduziert, steigen die Verformungen rapide an. Bei einer Reduktion des Reibungswinkels der Klüfte lassen sich dieselben Ergebnisse beobachten. Durch den geringeren Zusammenhalt zwischen den einzelnen Schichten kann der Scherwiderstand in den Klüften leichter überschritten werden, weshalb es bereits bei geringen Spannungen zu großen Verformungen kommt. Bei einer Erhöhung des Klufentreibungswinkels von 30° auf 50° können die Schichten als Einheit betrachtet werden. Die Schichtdicke entspricht damit annähernd der Überlagerungshöhe, was ein Versagen zufolge Durchbiegung in der Firste nahezu unmöglich macht. Obwohl die Zugspannungen in der Firste mehr als doppelt so groß sind als bei einem Klufentreibungswinkel von 30°, kann sich die Auflockerung aufgrund dieser fehlenden Durchbiegung und der massiven Schicht oberhalb der Firste nicht weiter ausbreiten und der Tunnel ist standsicher. Dies belegen in FLAC^{3D} die geringen Firstverschiebungen von einem halben Zentimeter bei einem Klufentreibungswinkel von 50°, was etwa 1/50 der Verschiebung von $\varphi_k = 30^\circ$ entspricht.

Analoge Aussagen gelten auch für das zweidimensionale FLAC-Programm.

b) Vergleich der drei Programme

UDEC ist aufgrund seiner diskontinuumsmechanischen Rechenmodelle zu bevorzugen, wenn genau auf die unterschiedlichen Eigenschaften von Trennflächen und Festgestein eingegangen werden muss. Dies ist vor allem bei geklüftetem oder geschichtetem Gebirge mit genau definierbaren Trennflächen und Schichteigenschaften der Fall.

Da im berechneten Beispiel einerseits einzelne Schichtungen vorhanden sind, was für die Verwendung von UDEC sprechen würde, andererseits aber ein stark zerlegtes Material vorliegt, was FLAC bevorzugen würde, ist die Wahl des besser geeigneten Simulationsprogrammes nicht eindeutig. Verwendet man vergleichbare Materialkennwerte, ergeben sich bei FLAC allgemein größere Verschiebungen als bei UDEC. So berechnen sich mit den unveränderten Materialwerten aus Tabelle 2 (Seite 29) und Tabelle 5 (Seite 42) für UDEC Verschiebungen von einem Zentimeter, während in FLAC 4,8 cm erreicht werden. Bei der Reduktion der Kluftsteifigkeit in UDEC nehmen die Verschiebungen zwar zu, es kommt aber zu keinem Versagen, wie es bei der Verringerung der Kluft- und Gesteinsreibungswinkel in FLAC der Fall ist. Dies liegt mit hoher Wahrscheinlichkeit an der Bankmächtigkeit von einem Meter.

Um auch bei einer Simulation mittels UDEC auf ein Versagen des Hohlraumes zu kommen, müssten die Materialkennwerte unrealistisch gering angenommen werden. Daraus kann geschlossen werden, dass UDEC für die Simulation dieses Problems nicht geeignet ist. Das zu durchörternde Gebirge ist zu inhomogen aufgebaut, so dass es ratsam erscheint, auf ein kontinuumsmechanisches Berechnungsprogramm wie FLAC zurückzugreifen.

Alle zweidimensionalen Berechnungen mit den unveränderten Materialwerten (Tabelle 2, Seite 29 bzw. Tabelle 5, Seite 42) liefern einen ohne Ausbau standsicheren Tunnelquerschnitt. In der dreidimensionalen Betrachtung mittels FLAC^{3D} wird die Standsicherheit in Abhängigkeit von der Ausbruchslänge untersucht. Für den unveränderten Parametersatz 1 (S. 49) ist der Hohlraum für eine ungestützte Ausbruchslänge bis zwei Meter stabil, ab drei Metern kommt es zum Versagen. Aus den Parameterstudien ergeben sich ähnliche Ergebnisse wie für die zweidimensionalen Berechnungen. Eine Reduktion der Gesteins- und Kluftreibungswinkel führt bei einer Ausbruchslänge von fünf Metern ebenfalls zu einem Versagen. Eine ungestützte Ausbruchslänge bis zwei Meter zeigt sich hingegen selbst bei einer Reduktion der Reibungswinkel noch ausreichend standsicher. Bei einer Erhöhung des Reibungswinkels der Klüfte von 30° auf 50° stellt sich auch die Ausbruchslänge von fünf Metern ohne weitere Sicherung als standfest heraus.

6 Zusammenfassung

Die vorliegende Masterarbeit hatte das Ziel, die Unterschiede der drei Programme UDEC, FLAC und FLAC^{3D} bei der Simulation eines Tunnelvortriebs in einem horizontal geschichteten Gebirge aufzuzeigen.

Zuerst wird auf die Verteilung und Größe der Spannungen im Gebirge um einen Tunnel eingegangen und geklärt, welchen Einfluss ein Tunnelbauwerk auf diese hat. Danach werden mögliche Spannungsverteilungen dargestellt. Von der einfachsten Form des reinen Überlagerungsdruckes, über den Auflockerungs- und Schwelldruck bis hin zum echten Gebirgsdruck.

Die Untersuchung eines zweispurigen Tunnels erfolgt mittels des zweidimensionalen, diskontinuumsmechanischen Rechenprogramms UDEC und dem kontinuumsmechanischen Rechenprogramm FLAC, sowie mit FLAC^{3D}, mit dem kontinuumsmechanische, dreidimensionale Berechnungen durchgeführt werden. Basierend auf Literaturangaben wurden für das geschichtete, feinsandig-schluffige-tonige Gebirge ein E-Modul von 350 MPa, eine Kohäsion des Gesteins von 4,0 MPa, ein Reibungswinkel des Gesteins von 50°, eine Kohäsion in den Klüften von 0,0 MPa und ein Reibungswinkel in den Klüften von 30° als Ausgangsparameter gewählt. Mittels Parameterstudien wurde der Einfluss einzelner Kennwerte auf das Tunnelverhalten und die Standsicherheit untersucht.

Gemäß den zweidimensionalen Berechnungen mittels UDEC ist der Ausbruch für die Ausgangsparameter stabil. Auch bei Reduktion der Kluffsteifigkeiten kann kein Anstieg der Firstverschiebungen und damit kein Versagen beobachtet werden. Stattdessen stabilisiert sich der Hohlraum bei vergleichsweise geringen Verschiebungen von 1,1 cm bei einer Kluffsteifigkeit von 2500 MPa. Wird auch noch der E-Modul auf 150 MPa reduziert, ergeben sich Firstverschiebungen von 3,9 cm, der Ausbruch ist aber ebenfalls stabil.

In FLAC sind die unter der Annahme der Ausgangsparameter erhaltenen Verschiebungen mit 4,8 cm größer als die mittels UDEC berechneten von 1,0 cm, der Ausbruch ist aber ebenfalls stabil. Wird der Reibungswinkel der Klüfte oder des Gesteins herabgesetzt, kommt es zu einer kontinuierlichen Zunahme der Firstverschiebungen. Bei der Reduktion des Kluffreibungswinkels von 30° auf 25° ist das Hohlraumbauwerk ohne ausreichende Sicherungsmaßnahmen nicht mehr standfest.

Aus den dreidimensionalen Berechnungen mit FLAC^{3D} wird deutlich, dass die Standsicherheit ohne Ausbau von der Abschlagslänge abhängig ist. Für die Ausgangsparameter nehmen die Verschiebungen in der Firste ab einer Abschlagslänge von drei Metern kontinuierlich bis zum Versagen zu. Bei einem und zwei Metern kommt es nach einer geringen Verschiebung von einigen Millimetern zu einem Gleichgewichtszustand. Auch eine Verringerung der Reibungswinkel der Klüfte und des Gesteins führt für eine Abschlagslänge von einem Meter zu Firstverschiebungen im Millimeterbereich und damit nicht zum Versagen. Für eine Abschlagslänge von fünf Metern kommt es allerdings bei einer Reduktion der Klufreibungswinkel von 30° auf 15° und bei einer Reduktion des Gesteinsreibungswinkels von 50° auf 30° zum Versagen. Bei einer Erhöhung des Klufreibungswinkels auf 50° stellen sich Verschiebungen auch bei einer Ausbruchslänge von fünf Metern im Millimeterbereich ein und der Ausbruch ist ohne weitere Sicherung stabil.

Um den Einfluss von eventuell vorhandenen Verformungen vor Einbringung eines Ausbaus zu berücksichtigen, wurde in einer weiteren Berechnung zuerst ein kurzer Tunnelabschnitt ausgebrochen, eine Verformung von fünf Zentimetern zugelassen und erst dann ein Ausbau eingebracht. Danach wurde weiter ausgebrochen und dieses ungestützt belassene Teilstück beobachtet. Hier können größere Spannungen und ein größerer Auflockerungsbereich in der Tunnelumgebung festgestellt werden, auf die Firstverformungen und die Standsicherheit des ungestützten Ausbruches hat dies allerdings nur unwesentliche Auswirkungen.

Verwendete Symbole und Formelzeichen

a	[m/s ²]	Beschleunigung
b	[m]	Breite (Durchmesser) des Tunnels
B_1	[m]	Breite des Gewölbes
c	[MN/m ²]	Kohäsion
$\dot{\epsilon}_{ij}$	[-]	Dehnungsgeschwindigkeitstensor
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul
F	[N]	Kraft
g_i	[m/s ²]	Komponenten der Erdbeschleunigung
G	[N/mm ²]	Schubmodul
H	[m]	Höhe des Gewölbes/Auflockerungsbereiches über der Firste
h	[m]	Tunnelhöhe
jk_n	[N/m]	Normalsteifigkeit der Klüfte
jk_s	[N/m]	Scherfestigkeit der Klüfte
k_n	[N/m]	Steifigkeit
K	[N/mm ²]	Kompressionsmodul
K_0	[-]	Erdruchdruckbeiwert
m	[kg]	Masse
p	[MN/m ²]	Überlagerungsdruck
p_h	[MN/m ²]	Horizontaler Druck
p_v	[MN/m ²]	Vertikaler Druck
t	[s]	Zeit
\dot{u}_i	[m/s]	Geschwindigkeitskomponenten in der Blockmitte

δ	[-]	Auflockerungsfaktor
λ	[-]	Seitendruckverhältnis ($\lambda = p_h/p_v$)
ν	[-]	Querdehnzahl
ρ	[N/m ³]	Massendichte
σ_d	[MN/m ²]	Druckfestigkeit
σ_{ij}	[MN/m ²]	Spannungstensor
σ_r	[MN/m ²]	Radialspannung
σ_t	[MN/m ²]	Tangentialspannung
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	[MN/m ²]	Spannungen in vertikaler und horizontaler Richtung
τ_{max}	[MN/m ²]	Maximale Scherspannung
φ	[°]	Reibungswinkel
x_i	[-]	Vektorkomponenten
Δu_n	[m]	Infinitesimale Verschiebung
Δz_{min}	[m]	Minimale Breite einer Zone
$\Delta \sigma_n$	[MN/m ²]	Infinitesimale Normalspannung
Δt	[s]	infinitesimaler Zeitschritt

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: a) Grenze des plastischen Bereichs um ein "harmonic hole" b) Versagensmechanismus bei einer Drehung um 90°	4
Abbildung 2: Gebirgsstandfestigkeit nach Lauffer	6
Abbildung 3: Lagerung der Schichten im Vergleich zur Tunnelachse:	7
Abbildung 4: Gebirgsdruckerhöhende Wirkung steil einfallender Schichten	8
Abbildung 5: Tunnellage in Antiklinale und Synklinale.....	11
Abbildung 6: Druckverteilung bei längsgerichteten a) antiklinalen und b) synklinalen Formationen.....	11
Abbildung 7: Radial- und Tangentialspannungen für hydrostatischen Spannungszustand	16
Abbildung 8: Grenze zwischen elastischer und plastischer Zone a) bei hydrostatischem Spannungszustand und b) bei überwiegend lotrechter Beanspruchung	17
Abbildung 9: Ausbaukennlinie nach FENNER/PACHER.....	18
Abbildung 10: Skizze zur Gebirgsdrucktheorie nach Terzaghi	21
Abbildung 11: geometrische Abmessungen des gewählten Modells, angedeutetem Schichtungsverlauf und Spannungsverteilung; nicht maßstabsgetreu.....	24
Abbildung 12: Unterteilung des Modells mit kontinuierlichem und diskontinuierlichem Kluftsystem.....	26
Abbildung 13: Berechnungsschritte der Distinkte Elemente Methode (DEM)	27
Abbildung 14: Mohr-Coulomb'sches Bruchkriterium.....	30
Abbildung 15: vertikale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerte aus Tabelle 2 (siehe S. 29)	31
Abbildung 16: horizontale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29)	31
Abbildung 17: vertikale Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten.....	32
Abbildung 18: horizontale Spannungen in [Pa] mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten	32
Abbildung 19: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29)	33
Abbildung 20: Verschiebungsvektoren in Tunnelumgebung mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) nach 10.000 Berechnungsschritten.....	33

Abbildung 21: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) bei reduziertem E-Modul $E=300$ MPa und Kluffsteifigkeit $j_k=2500$ MPa.....	34
Abbildung 22: vertikale Verschiebungen der Firste mit Materialkennwerten aus Tabelle 2 (siehe S. 29) bei reduziertem E-Modul $E=200$ MPa und Kluffsteifigkeit $j_k=2000$ MPa.....	35
Abbildung 23: genereller Berechnungskreislauf.....	36
Abbildung 24: vertikale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)....	39
Abbildung 25: horizontale Insitu-Spannungen in [Pa] mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)	39
Abbildung 26: vertikale Spannungen in [Pa] nach 10.000 Berechnungsschritten mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38).....	40
Abbildung 27: horizontale Spannungen in [Pa] nach 10.000 Berechnungsschritten mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38).....	40
Abbildung 28: vertikale Verschiebung der Firste über die Zeit mit Parametern aus Tabelle 4 (S. 38)	41
Abbildung 29: vertikale Verschiebungen in [m] mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) nach 10.000 Berechnungsschritten.....	43
Abbildung 30: Richtungen der Verschiebungsvektoren in Tunnelumgebung mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) nach 10.000 Berechnungsschritten.....	43
Abbildung 31: vertikale Verschiebung der Firste über die Zeit mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42)	44
Abbildung 32: vertikale Spannungen mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 25° nach 10.000 Berechnungsschritten.....	45
Abbildung 33: vertikale Verschiebungen der Firste mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreibungswinkels von 30° auf a) 25° bzw. b) 15°	45
Abbildung 34: plastische Zonen mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Kluffreibungswinkels von 30° auf 25° nach 10.000 Berechnungsschritten.....	46
Abbildung 35: vertikale Verschiebungen der Firste mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Gesteinsreibungswinkels von 50° auf 30°	47
Abbildung 36: Verschiebungsvektoren mit Parametern aus Tabelle 5 (S. 42) und Änderung des Gesteinsreibungswinkels von 50° auf 30°	47
Abbildung 37: Modell in FLAC ^{3D} mit fixiertem Tunnelabschnitt (rot) und freier Ausbruchslänge (grün)	50

Abbildung 38: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	51
Abbildung 39: Verschiebungen; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	51
Abbildung 40: unbalanced force; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	52
Abbildung 41: Vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	53
Abbildung 42: Verschiebungen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	53
Abbildung 43: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	54
Abbildung 44: Verschiebungen; Ausbruchslänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	54
Abbildung 45: unbalanced force; Ausbruchslänge 10 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	55
Abbildung 46: Vorgangsweise beim Einbau der Tunnelschale nach Verformungen:	55
Abbildung 47: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	56
Abbildung 48: Verschiebungen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	56
Abbildung 49: Plastifizierung in den Klufflächen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 1 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	57
Abbildung 50: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	57
Abbildung 51: Verschiebungen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	58
Abbildung 52: Plastifizierung der Klufflächen bei Einbau der Tunnelschale nach Verformung; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	58
Abbildung 53: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des E- Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 100$ MPa	59
Abbildung 54: Verschiebungen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des E-Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 100$ MPa bzw. Erhöhung auf $E = 600$ MPa.....	60

Abbildung 55: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des E-Moduls von $E = 350$ MPa auf $E = 600$ MPa.....	60
Abbildung 56: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Reibungswinkels des Gesteins von 50° auf 30°	61
Abbildung 57: vertikale Verschiebungen der Firste für eine Ausbruchslänge von 1 m und 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Reibungswinkels des Gesteins von 50° auf 30° bzw. 15°	61
Abbildung 58: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 15°	62
Abbildung 59: vertikale Verschiebungen der Firste für eine Ausbruchslänge von 1 m und 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 15°	62
Abbildung 60: Plastifizierung der Kluftflächen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Verringerung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 15°	63
Abbildung 61: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 50°	64
Abbildung 62: Verschiebungen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 50°	64
Abbildung 63: Plastische Zonen; Ausbruchslänge 5 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) mit Erhöhung des Kluftreibungswinkels von 30° auf 50°	65
Abbildung 64: vertikale Spannungen in [Pa] nach 3.000 Berechnungsschritten; Ausbruchslänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49).....	66
Abbildung 65: Verschiebungen; Ausbruchslänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)	66
Abbildung 66: Plastifizierende Zonen; Ausbruchslänge 3 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) .	67
Abbildung 67: vertikale Spannungen in [Pa]; Ausbruchslänge 2 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49) nach 3.000 Berechnungsschritten	67
Abbildung 68: Verschiebungen; Ausbruchslänge 2 m; Parametersatz 1 (siehe S. 49)	68
Abbildung 69: Vergleich der Verschiebungen bei verschiedenen Ausbruchslängen und E- Modulen.....	72
Abbildung 70: grundlegender Versagensmechanismus in UDEC	74

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Ausgangswerte der Gesteins- und Klufftparameter	25
Tabelle 2: Materialparameter für UDEC-Modell.....	29
Tabelle 3: Verschiebung an der Firste bei verschiedenen Materialkennwerten.....	34
Tabelle 4: Gebirgskennwerte für Mohr-Coulomb-Modell in FLAC	38
Tabelle 5: Gebirgskennwerte für ubiquitous joint-Modell in FLAC	42
Tabelle 6: Parametersatz 1	49
Tabelle 7: Parameterstudien in UDEC; restliche Parameter aus Tabelle 2 auf S. 29.....	69
Tabelle 8: Parameterstudien in FLAC; restliche Parameter aus Tabelle 5 auf S. 42	69
Tabelle 9: Ergebnisse für unterschiedliche Ausbruchslängen und E-Moduli	70
Tabelle 10: Ergebnisse für unterschiedliche Reibungswinkel a) des Gesteins und b) der Klüfte	71
Tabelle 11: Ergebnisse für einen Einbau der Tunnelsicherung nach einer Vorverformung von 5 cm	71

Literaturverzeichnis

Aussendorf, C. (1955). *Tunnelbau - Kleines Lehrbuch über den gesamten Stollen- und Tunnelbau*. Berlin: VEB Verlag Technik.

Bach, D. (2008). Tunnelkette Perschling – Reiserbergtunnel and Stierschweiffeldtunnel: TBM Success under Difficult Ground Conditions. In *Geomechanik und Tunnelbau 1 (2008), Heft 6*. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.

Fairhurst, C., & Carranza-Torres, C. (2002). Closing the circle. In J. Labuz, & J. Bentler, *Proceedings of the 50th Annual. Geotechnical Engineering Conference*. St. Paul, Minnesota, February 22, 2002: University of Minnesota.

Fiedler, K. (1950). Gebirgsdruck im Tunnelbau/ Der alte und der neue Semmeringtunnel. In *Internationale Fachtagung für Gebirgsdruckfragen im Bergbau und Tunnelbau*. Leoben: Urban-Verlag.

ITASCA. (2011). *FLAC User's Guide; Version 7.0*. Minneapolis, Minnesota: ITASCA Consulting Group Inc.

ITASCA. (2012). *FLAC3D User's Guide*. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Croup Inc.

ITASCA. (2011). *UDEC User's Guide, Version 5.0*. Minneapolis, Minnesota: ITASCA Consulting Group Inc.

Kastner, H. (1971). *Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage goemechanischer Erkenntnisse*. Berlin - Heidelberg - New York: Springer-Verlag.

Kirnbauer, F. (1950). Die heute geltenden grundlegenden Theorien der Gebirgsdruckforschung. In *Internationale Fachtagung für Gebirgsdruckfragen im Bergbau und Tunnelbau*. Leoben: Urban-Verlag.

Lauffer, H. (1958). Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen; Vol.24, Nr. 1*.

Müller-Salzburg, L. (1978). *Der Felsbau - Dritter Band: Tunnelbau*. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag.

Panholzer, R. (2006). *Numerische Modellierung des Verhaltens von Tunnelbauwerken in quellenden Gebirge mittels FLAC2D*. Diplomarbeit: Technische Universität Wien; Institut für Ingenieurgeologie.

Prinz, H. (1997). *Abriss der Ingenieurgeologie*. Stuttgart: Enke Verlag.

Roth, W. (1999). *Ermittlung von Sicherheitsfaktoren mittels des kontinuumsmechanischen Finiten Differenzen-Codes FLAC*. Diplomarbeit: Technische Universität; Institut für Ingenieurgeologie.

Stini, J. (1950). *Tunnelbaugeologie*. Wien: Springer-Verlag.

Széchy, K. (1969). *Tunnelbau*. Wien, New York: Springer Verlag.

Tsesarsky, M. (2005). *Stability of underground openings in stratified and jointed rock*. Ben Gurion University of the Negev: Department of Geological and Environmental Sciences; Faculty of Natural Sciences.

von Rabcewicz, L. (1944). *Gebirgsdruck und Tunnelbau*. Wien: Springer-Verlag.

von Willmann, E. (1911). *Über einige Gebirgsdruckerscheinungen in ihren Beziehungen zum Tunnelbau*. Leipzig: Wilhelm Engelmann Verlag.

Vorlesungsskriptum "Angewandte Felsmechanik"; TU Wien. (2012). *Vortragender: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Rainer Poisel*. Institut für Ingenieurgeologie: TU Wien.

Vorlesungsskriptum "Fels- und Tunnelbau"; TU Wien. (2011, 4. Auflage). *Vortragender: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam*. Institut für Ingenieurgeologie: TU Wien.