Universität Stuttgart

Institut für Geotechnik

2004
Mitteilung 51

Herausgeber P. A. Vermeer

Nico Michael Ruse

Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart
Telefon 0711/685-2436
Telefax 0711/685-2439
e-mail: vermeer@igs.uni-stuttgart.de

ISBN 3-921837-51-0

Herausgegeben 2004 im Eigenverlag des Instituts für Geotechnik

Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb

Von der Fakultät für Bau– und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

NICO MICHAEL RUSE

geboren am 22. April 1972 in Ludwigsburg

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. P. A. Vermeer
Mitberichter: Prof. Dr.-rer.nat H. Seyfried
Prof. Dr.-techn. H. F. Schweiger

Tag der mündlichen Prüfung: 8. Januar 2004

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart
2004

(D93)

(D93)

Vorwort des Herausgebers

Die heutige Zeit wird geprägt von Mobilität und fortschreitender Globalisierung. Unmittelbare Folgen sind ein wachsender Transportbedarf und eine stetige Zunahme des Personen- und Güterverkehrs. Der bedarfsgerechte Aus- und Neubau der nötigen Infrastruktur ist in diesem Kontext von grundlegender Wichtigkeit. Topographische Randbedingungen wie auch beengte Platzverhältnisse im innerstädtischen Bereich erfordern den Bau immer neuer Verkehrstunnel. Tunnelbauverfahren in geschlossener Bauweise, wie sie in der vorliegenden Forschungsarbeit behandelt werden, sind dabei von elementarer Bedeutung. Bei diesen Verfahren muss der Ausbruch an der Ortsbrust des Tunnels und der Einbau verschiedener Sicherungsmitteln so aufeinander abgestimmt werden, dass die Standsicherheit gewährleistet werden kann. Die vorliegende Promotionsschrift von Herrn Dr.-Ing. Nico Ruse liefert vor diesem Hintergrund einen wesentlichen Beitrag zur Analyse der Stabilität der Ortsbrust.

Im Gegensatz zum Tunnelvortrieb unter undrainierten Bedingungen können die statischen Verhältnisse für Berechnungen im drainierten Fall derzeit noch nicht eindeutig beschrieben werden. Die existierenden Berechnungsmethoden liefern daher Ergebnisse mit zum Teil erheblichen Differenzen. Aus diesem Sachverhalt resultiert die grundlegende Motivation zur weiteren Erforschung der Ortsbruststabilität unter drainierten Bedingungen. Da physikalische Modellversuche nicht nur kostspielig, sondern auch nur eingeschränkt durchführbar sind, wird auf dreidimensionale numerische Simulationen unter Anwendung der Finiten Elemente Methode zurückgegriffen. In der vorliegenden Arbeit wird zunächst die Genauigkeit dieser Methode zur Ermittlung der Bruchmechanismen an der Ortsbrust überprüft. Aus diesen Untersuchungen resultieren Maßgaben zur Durchführung einer treffsicheren Analyse. Im Anschluss widmet sich Herr Ruse zunächst dem Schildvortrieb bevor er sich dann eingehend mit der Spritzbetonbauweise bzw. der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise beschäftigt.

Auf Grundlage der numerischen Ergebnisse entwickelt Herr Ruse eine ausgesprochen einfache und effiziente Formel für die Ermittlung des Bruchdrucks beim Schildvortrieb unter der Voraussetzung einfacher Bodenverhältnisse. Ich habe feststellen können, dass diese Formel auch in der Praxis Eingang findet. Da die Anwendbarkeit der Formel sich aber auf einen homogenen Bodenaufbau beschränkt, wird für allgemeine Fälle die numerische Methode zur Stabilitätsanalyse beschrieben.

Auch für die Spritzbetonbauweise werden praxisrelevante Erkenntnisse gewonnen, z.B. im Hinblick auf die maximale Größe der Teilausbrüche. Für die ungestützte Ortsbrust in sehr kohäsivem Boden ergeben sich aus den Untersuchungen leider noch keine abgesicherten Formeln, da die sich hier im Boden einstellenden Zugrisse von Herrn Ruse nur teilweise berücksichtigt werden konnten.

Durch eine vertiefte Ausbildung in den statischen Grundlagen sowie die intensive Studie der FEM hat Herr Ruse sich mit viel Erfolg in die Statik des Tunnelbaus eingearbeitet.

Er lieferte mit der vorliegenden Arbeit einen Beitrag, der zum Teil bereits in mehreren einschlägigen Fachzeitschriften veröffentlicht worden ist und den ich als mustergültig und überaus zukunftsweisend kennzeichnen möchte.

Pieter A. Vermeer

Vorwort des Verfassers

Die Erstellung einer Arbeit wie der vorliegenden Forschungsarbeit bedarf Energie, Ausdauer und im Besonderen auch der Unterstützung durch Betreuer, Kollegen und auch der Familie. Im Falle meiner Dissertation, die ich am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart durchführen durfte, konnte ich während des gesamten Forschungszeitraums von etwa vier Jahren stets auf diesen Rückhalt bauen und vertrauen. Ich möchte an dieser Stelle allen danken, die mich während dieser Zeit unterstützt haben.
Mein besonderer Dank gilt zuallererst meinem Doktorvater und stetigem Betreuer Herrn Professor Vermeer, der mich während meiner Forschungstätigkeit am IGS stets gefördert, gefordert und unterstützt hat. Von Professor Vermeer wurden mir für meine Arbeit alle Türen und Möglichkeiten geöffnet, die sich ein Assistent für seine Forschung erwünschen kann. Das Resultat dieser Förderung ist die hier vorliegende Dissertationsschrift.
Der Weg, eine Doktorarbeit erstellen zu dürfen, bedarf einer gewissen Grundausbildung, die in meinem Falle durch ein Geologiestudium gebildet wurde. Meinem stetigen Betreuer und Hochschullehrer aus dieser Zeit, Herrn Professor Seyfried vom geologischen Institut der Universität Stuttgart, sei mein ganz besonderer Dank ausgesprochen. Ich möchte ihm auch weiters dafür danken, dass er den Mitbericht zu dieser Dissertation übernommen hat.
Herrn Professor Schweiger von der Technischen Universität Graz hat die Entstehung der vorliegenden Forschungsarbeit während des gesamten Forschungszeitraums begleitet und ist mir stets mit Rat und Anregungen zur Seite gestanden. Ich möchte mich hierfür recht herzlich bedanken, auch dafür, dass er sich zum Abschluss meiner Arbeit bereit erklärt hat, den Mitbericht zu übernehmen.
Meinen lieben Kollegen des Instituts für Geotechnik sei ein ganz besonderer Dank ausgesprochen. Durch Diskussionen, Fragen und Anregungen - ob im Oberseminar oder bei einer lockeren Diskussionsrunde - konnte ich stets meine Forschung vorantreiben und neue Ideen entwickeln und verwirklichen. Neben der Forschung möchte ich den Kollegen einfach für die schöne und angenehme Zeit danken, die ich mit ihnen verbringen durfte.
Für die Unterstützung meiner Forschungsarbeit mittels Informationen zu aktuellen Tunnelbauprojekten möchte ich mich ausdrücklich bei der Firma Züblin, und hier im besonderen bei den Mitarbeitern des TBT und der Tunnelbauabteilung, bedanken. Weiterer Dank gilt Herrn Rogowski vom Geologischen Landesamt aus Stuttgart. Durch seine Bemühungen wurde mir während meiner Forschungszeit Zugang zu etlichen Tunnelbauprojekten in Stuttgart ermöglicht.
Mein Dank gilt auch im Besonderen der Landesgraduiertenförderung des Landes Baden-Württemberg. Während der ersten zwei Jahre meiner Forschungstätigkeit wurde ich durch ein Stipendium finanziell unterstützt und konnte so den Grundstein für die vorliegende Arbeit legen.

Die allergrößte Unterstützung, die ich während der vergangenen Jahre erhalten habe, kam aus meiner Familie. Der Rückhalt den mir meine Familie gegeben hat, ist durch nichts zu ersetzen. Meinen lieben Eltern und meiner lieben Frau Nuria sei an dieser Stelle sehr sehr gedankt. Ohne diese Unterstützung wäre es mir sicherlich nicht möglich gewesen, die Arbeit in dieser Form durchzuführen und zu erstellen.
Die Unterstützung von Nuria möchte ich ganz besonders hervorheben. Sie hat mich zuhause, in Zeiten in denen es für mich keine Wochenenden mehr gab, quasi von allen Pflichten befreit und alles dafür getan, dass ich ungestört lernen und an meiner Arbeit schreiben konnte.

Nico Ruse

Inhaltsverzeichnis

Symbole

Griechische Symbole

Symbol	Bezeichnung	Einheit
γ	Schubverzerrung	$[-]$
γ	Wichte des feuchten Bodens	$[kN/m^3]$
γ_d	Wichte des trockenen Bodens	$[kN/m^3]$
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb	$[kN/m^3]$
γ_w	Wichte des Wassers	$[kN/m^3]$
ε	Dehnung	$[-]$
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate	$[-]$
ε^e	elastische Dehnung	$[-]$
ε^p	plastische Dehnung	$[-]$
$\dot{\varepsilon}^e$	elastische Dehnungsrate	$[-]$
$\dot{\varepsilon}^p$	plastische Dehnungsrate	$[-]$
η	Sicherheitsbeiwert	$[-]$
θ	Gleitflächenneigung	$[°]$
λ	plastischer Multiplikator	$[-]$
ν	Querdehnungszahl (*Poisson-Zahl*)	$[-]$
σ	totale Spannung	$[kN/m^2]$
$\dot{\sigma}$	Spannungsrate	$[kN/m^2]$
σ'	effektive Spannung	$[kN/m^2]$
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptspannungen	$[kN/m^2]$
σ_h	horizontale Spannung	$[kN/m^2]$
σ_v	vertikale Spannung	$[kN/m^2]$
$\sigma^\star$	Mittelpunkt des Mohr'schen Spannungskreises	$[kN/m^2]$
τ	Schubspannung	$[kN/m^2]$
τ_f	Scherfestigkeit	$[kN/m^2]$
$\tau^\star$	Radius des Mohr'schen Spannungskreises	$[kN/m^2]$
φ'	effektiver Reibungswinkel	$[°]$
φ_u	undrainierter Reibungswinkel	$[°]$
ψ	Dilatanzwinkel	$[°]$

Lateinische Kleinbuchstaben

Symbol	Bezeichnung	Einheit
c'	effektive Kohäsion	$[kN/m^2]$
c_u	undrainierte Kohäsion	$[kN/m^2]$
d	Abschlagslänge	$[m]$
d^*	wirksame Stützweite	$[m]$
e	*Euler'sche Zahl*	$[-]$
f	Fließfunktion	$[-]$
g	plastisches Potential	$[-]$
p	Stützdruck	$[kN/m^2]$
p_f	Bruchdruck	$[kN/m^2]$
q	Flächenlast	$[kN/m^2]$
r	Siloradius	$[m]$
u	Porenwasserdruck	$[kN/m^2]$
u_0	Porenwasserdruck im Ausgangszustand	$[kN/m^2]$
Δu	Porenwasserüberdruck	$[kN/m^2]$

Lateinische Großbuchstaben

Symbol	Bezeichnung	Einheit
A	Fläche	$[m^2]$
D	Tunneldurchmesser	$[m]$
D_f	maximal möglicher Tunneldurchmesser	$[m]$
$\mathbf{D^e}$	elastische Steifigkeitsmatrix	$[-]$
E	Elastizitätsmodul	$[kN/m^2]$
H	Tunnelüberdeckung	$[m]$
H'	normierte Tunnelüberdeckung	$[m]$
K	Erddruckbeiwert	$[-]$
K_0	Erdruhedruckbeiwert	$[-]$
N_c	Kohäsionsbeiwert	$[-]$
N_{cu}	Stabilitätszahl für undrainierte Bedingungen	$[-]$
N_D	Durchmesserbeiwert	$[-]$
N_{Du}	Durchmesserbeiwert für undrainierte Bedingungen	$[-]$

Symbol	Bezeichnung	Einheit
N_q	Auflastbeiwert	$[-]$
N_{qu}	Auflastbeiwert für undrainierte Bedingungen	$[-]$
R	Reduktionsfaktor	$[-]$

Zusammenfassung

Betrachtet wird die Standsicherheit der Ortsbrust von Tunnels während des Vortriebs. Zunächst gilt das Hauptaugenmerk dem maschinellen Tunnelbau im Hinblick auf Schildvortrieb, anschließend wird auch auf den Tunnelbau mittels Tunnelbohrmaschine ohne Schild sowie auch auf die Spritzbetonbauweise eingegangen. Im Anschluss an eine Literaturstudie werden eigene Untersuchungen aufgezeigt, die mittels der nichtlinearen Finite Elemente Methode durchgeführt wurden.

Die Literaturstudie verdeutlicht, dass bei der Standsicherheit der Ortsbrust grundsätzlich zwischen drainierten und undrainierten Bedingungen zu unterscheiden ist. Drainierte Bedingungen ergeben sich im Falle eines Vortriebs in Baugrund mit einer hohen Durchlässigkeit sowie auch bei Vortrieb in Boden geringer Durchlässigkeit im Fall einer Bauunterbrechung. Dieser Umstand macht eine Analyse für drainierte Bedingungen immer erforderlich. Bei drainierten Bedingungen hat die Überdeckung des Tunnels nur einen geringen Einfluss auf die Ortsbruststabilität, wohingegen bei undrainierten Verhältnissen der Bruchdruck sowohl von der Überdeckung als auch von einer möglichen Auflast an der Geländeoberfläche abhängig ist. Für den drainierten Fall sind in der Literatur geschlossene Formeln mit Beiwerten für den Einfluss des Tunneldurchmessers sowie der Kohäsion aufgeführt. Die publizierten Beiwerte sind entsprechend unterschiedlicher Quellen nicht eindeutig und zeigen teilweise sehr große Differenzen auf. Dieser Umstand begründet die Motivation zur vorliegenden Forschungsarbeit mit Anwendung der Finiten Elemente Methode.

Mittels dreidimensionaler FE-Berechnungen werden sehr realistische Ergebnisse berechnet, was durch Vergleich mit Versuchsergebnissen aus der Literatur belegt wird. Die Resultate aus dreidimensionalen FE-Berechnungen zeigen, wie zumindest in Reibungsmaterial die Spannungsverteilung am Tunnel durch räumliche Gewölbewirkung dominiert wird. Bei effektiven Reibungswinkeln größer als zwanzig Grad, ist bei vollständig ausgekleideten Tunnels die Standsicherheit der Ortsbrust völlig unabhängig von dessen Überdeckung. Auch eine Flächenlast an der Geländeoberfläche zeigt hier keinen Einfluss. Bei ungesicherten Tunnelröhren entsteht ein zweidimensionales Gewölbe, und der Bruchdruck ist hier erst für $\varphi' > 25°$ vollständig unabhängig von der Überdeckung. Weiterhin wurde festgestellt, dass sowohl der Erdruhedruckbeiwert K_0, der Dilatanzwinkel ψ, sowie auch die Steifigkeit des Bodens keinen Einfluss auf den Bruchdruck ausüben.

Auf Grundlage der FE-Untersuchungen wurden in der vorliegenden Arbeit für homogenen Baugrund einfache Entwurfsformeln entwickelt, mit denen der Bruchdruck für die Ortsbrust unter drainierten Bedingungen berechnet werden kann. Unter Verwendung des Sicherheitskonzepts nach Fellenius wurden die entwickelten Bruchdruckformeln entsprechend umformuliert, so dass mit ihnen der Sicherheitsbeiwert η für die Ortsbrust berechnet werden kann. Es sei anzumerken, dass hierbei das Zugbruchkriterium nicht berücksichtigt ist. Für einen Schildvortrieb mit gestützter Ortsbrust wird aber gezeigt,

dass mit den entwickelten Formeln der gleiche Sicherheitsbeiwert η berechnet wird, wie mit einer numerischen $\varphi - c - Reduktion$. Bei Tunnels mit ungestützter Ortsbrust ergeben sich jedoch Differenzen von bis zu 10%. Weiterhin werden für Tunnelvortriebe in Teilausbrüchen auf Grundlage der FE-Berechnungen Gleichungen entwickelt, mit welchen der maximal mögliche Durchmesser D_f der Teilausbruchsfläche ermittelt werden.
Die Anwendung der entwickelten Gleichungen für einen Tunnelvortrieb in geschichtetem Baugrund erweist sich als schwierig. Deswegen wird für diese Fälle angeraten, die Ortsbruststabilität im Einzelfall mit Hilfe dreidimensionaler FE-Berechnung zu untersuchen. Es besteht unter Zuhilfenahme der vorgestellten Gleichungen jedoch die Möglichkeit, das Ergebnis der FE-Berechnung auf Plausibilität zu überprüfen, und auch schon vor einer numerischen Analyse eine erste Tendenz bezüglich der Ortsbruststabilität festzustellen.
In einer weiteren Studie konnte durch zweidimensionale FE-Berechnungen die Theorie des Gebirgstragrings nach *v. Rabcewicz* [53] nachgewiesen werden. Weiterhin konnte unter Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes für einen flachliegenden Tunnel auch die Ausbildung einer Gebirgskennlinie mit wiederansteigendem Ast für den Bruchdruck berechnet werden. Für tieferliegende Tunnels wurde kein Wiederanstieg der Gebirgskennlinie beziehungsweise des Ausbauwiderstands festgestellt.

Abstract

Tunnel heading stability is initially considered focussing on closed face tunnelling using shield machines. Afterwards the study is extended to tunnel drives using tunnel boring machines without shield as well as to the New Austrian Tunnelling Method. Following an initial study of the literature, own results of non-linear finite element analyses are presented. For this reason, a brief description of the applied finite element method is given.

When discussing literature on previous research on tunnel heading stability, one has to distinguish between drained and undrained conditions. Drained conditions should be considered when the ground permeability is high as e.g. in a predominately sandy soil. In a clayey, low-permeability soil the undrained analysis is valid during excavation, but the drained analysis applies in case of a standstill. Hence, even for excavations in clay it is important to investigate drained soil conditions. In drained conditions the cover of the tunnel has very little influence on the stability of the tunnel-heading, whereas in undrained conditions the face-stability is dependent on the cover as well as on a possible load on the ground surface. In case of drained conditions, equations for the failure-pressure are given using factors to weigh the influence of the tunnel diameter as well as the shear strength parameters. As the published data are not unique and have a wide spread, the presented research is being carried out using three-dimensional finite element calculations in order to validate and to improve the existing data.

Using 3D FE-calculations very realistic results are being obtained, as proved by experimental data from the literature. Data from non-linear finite element analyses are used to show that stress distributions in drained ground are dominated by arching. In case of shield tunnelling, when the friction angle is larger than twenty degrees, stability of the tunnel face is completely independent of the cover over the tunnel and also of any applied ground surface load. Considering unlined tunnels, the failure-pressure is dominated by two-dimensional arching of the ground around the tube. In this case, the failure pressure is independent from the cover when the effective friction angle is $\varphi' > 25°$. Furthermore it was found, that the coefficient of lateral earth-pressure K_0, the dilatancy ψ, as well as the stiffness of the soil show no influence on the failure pressure.

On the basis of the results of the numerical research, simple design formulas have been derived to calculate the failure pressure for the tunnel face for drained conditions in homogeneous ground. Applying the safety concept after *Fellenius*, the equations have been reformulated to be able to calculate a safety factor η for the tunnel heading. It should be pointed out, that the tension-cut-off criteria is not being considered in this approach. Nevertheless, for a shield driven tunnel with an applied pressure at the tunnel heading it is shown, that with the derived equations the same factor of safety η is obtained as with a numerical $\varphi - c - reduction$. On the other hand, differences of up to 10% arise with an unsupported tunnel heading. Furthermore, for NATM tunnels with a typical sequential

excavation, formulas are presented which allow to evaluate the maximum diameter D_f of a partial excavation area of the tunnel heading.
The application of the developed equations for a tunnel drive in heterogeneous ground is quite difficult. For this reason it is proposed to analyze the tunnel heading stability in layered ground using a three-dimensional numerical analysis. On the other hand, the equations can be used to check the numerical analysis or to give a first estimate for the safety factor of the tunnel heading.
In a further study using two dimensional FE-calculations, the theory of the so-called ground-ring after *v. Rabcewicz* [53] has been proved and confirmed. Furthermore on using a soil material model considering softening of cohesive ground, a trough like ground-response curve (Fenner-Pacher-Curve) for a shallow tunnel has been calculated. For a deep tunnel, on the other hand, this trough-like shape of the ground-response curve has not been obtained, i.e. an increase of the rock pressure could not be observed.

Kapitel 1: Motivation und Problemstellung

1.1 Einführung

Der Tunnelbau hat in den letzten Jahrzehnten weltweit einen außerordentlichen Aufschwung erhalten. So werden Umgehungsstraßen zur Entlastung von Wohngebieten, Schnellbahntrassen für die Bahn und die Strecken für S-Bahnen und Stadtbahnen im innerstädtischen Bereich zunehmend in Tunnels geführt. Bei den Ver- und Entsorgungsleitungen haben die unterirdischen Bauweisen mit Rohrvortrieben und Versorgungsstollen ebenfalls große Bedeutung.

Die Bauweise im offenen Einschnitt hat die geringsten Risiken, erfordert aber mindestens vorübergehend eine Inanspruchnahme eines entsprechenden Teiles der Geländeoberfläche. Bauwerke müssen dabei unterfahren, Versorgungsleitungen verlegt oder unterfangen und Verkehrsflächen eingeschränkt oder umgelenkt werden. Dadurch kann sich auch für oberflächennahe Tunnels die geschlossene Bauweise als günstiges Herstellungsverfahren darstellen. In dieser Studie soll nur die geschlossene Bauweise betrachtet werden.

Im Unterschied zur offenen Bauweise wird bei der geschlossenen Bauweise das Tunnelbauwerk unterirdisch hergestellt. Zu diesem Zweck wird beim Vortrieb der anstehende Boden oder Fels an der Ortsbrust abgebaut. Der Abbau an der Ortsbrust, sowie der Einbau von Sicherungsmitteln muss dabei so aufeinander abgestimmt sein, dass Verformungen und Setzungen an der Geländeoberfläche und im Tunnel in vertretbaren Grenzen bleiben [19]. Weiterhin muss der Vortrieb so ausgeführt werden, dass die Standsicherheit der Ortsbrust gewährleistet ist. Die Untersuchung der Standsicherheit der Ortsbrust von Tunnels in geschlossener Bauweise ist das Thema der vorliegenden Forschungsarbeit.

Die Ursprünge der geschlossenen Tunnelbauweise, wie wir sie heute kennen, liegen im Bergbau und in der Wassergewinnung. Bereits aus der Zeit um 2000 bis 1000 v. Chr. sind Berichte über Bergbau aus dem Sinai und aus China bekannt. Schon 1200 v. Chr. wurden für die Palastanlage Mykene auf dem Peloponnes Verbindungsstollen zur Versorgung mit Wasser errichtet und bereits 700 v. Chr. der $540m$ lange Hezekiah-Tunnel zur Wasserversorgung der Stadt Jerusalem gegraben. Aus dem Jahre 600 v. Chr. ist der $1,6km$ lange Trinkwasserstollen auf Samos bekannt. Erste Straßentunnels wurden um 36 v. Chr. mit Längen bis $690m$ zwischen Neapel und Puteoli gebaut [22, 55].

Mit der Industrialisierung und dem damit verbundenen Eisenbahnbau erlebte der Verkehrstunnelbau in Europa seine erste große Blütezeit. Der erste Eisenbahntunnel wurde um 1830 für die Bahnstrecke Liverpool-Manchester gebaut. In den Jahren 1825 bis 1841 wurde der erste Unterwassertunnel in geschlossener Bauweise aufgefahren, der die Londoner Themse unterquert. Noch unter Verwendung von Handbohrer, Schwarzpulver, Hammer und Meisel wurde mit dem $1,4km$ langen Semmering-Tunnel (1848 bis 1853) in Österreich der erste Alpentunnel für den Bahnverkehr gebaut. Der Semmering-

Tunnel ermöglichte die direkte Bahnverbindung von Wien nach Triest. Die Verwendung von Sprengstoff sowie hydraulischen und pneumatischen Bohrwerkzeugen kam in den Jahren 1857 bis 1870 beim Bau des $12,2km$ langen Fréjus-Tunnels zum Einsatz. Die enormen Erfolge am Fréjus-Tunnel und der technische Fortschritt ermöglichten darauf in der Folgezeit den Bau des Gotthard-Eisenbahntunnels mit einer Länge von $14,9km$ (1872 bis 1878), des Simplon-Tunnels (Länge $19,1km$, Bauzeit 1898 bis 1905) und des Lötschberg-Tunnels (Länge $14,6km$, Bauzeit 1908 bis 1913) [55].
In heutiger Zeit der immer fortschreitenden Globalisierung und der Öffnung politischer Grenzen entwickelt sich eine stetige Zunahme des Personen- und des Güterverkehrs. Die zunehmende Mobilität und der Transportbedarf machen unter anderem eine Erweiterung der Verkehrswege durch die Alpen erforderlich. Die bisherige Alpentraverse, die sich noch auf die *alten Alpentunnels* stützt, stellt für die europäische Nord-Süd-Verbindung ein verkehrstechnisches Nadelöhr dar. Durch enorme finanzielle und Ingenieurtechnische Kraftanstrengung wird aus diesem Grund seit einigen Jahren an einer neuen Alpen-Transit-Strecke für den Bahnverkehr gearbeitet. Mit neuester Technologie werden Tunnels durch das Gotthard-Massiv mit einer Länge von etwa $57km$ sowie unter dem Lötschberg mit einer Länge von etwa $35km$ aufgefahren.
Ebenso werden in städtischen Gebieten für den Personennahverkehr mehr und mehr unterirdische Bahnverbindungen erstellt, um auf diese Weise dem immer geringer werdenden Platzangebot in den Städten zu entweichen. Ebenso gilt es, die einzelnen Ballungszentren durch schnelle Verkehrsmittel miteinander zu verbinden. Eine neue Herausforderung stellt hier z.B. das Bahnprojekt *Stuttgart* 21 und die Schnellbahnstrecke Stuttgart - München dar.
Der Tunnelbau in geschlossener Bauweise ist eine interdisziplinäre Herausforderung, die in heutiger Zeit zumeist von Bauingenieuren in enger Zusammenarbeit mit Geologen in Angriff genommen wird. Das Zusammenspiel von geologischen Beobachtungen und Bewertungen des Gebirges, vor und während des Tunnelbaus, in Kombination mit dem fachlichen Wissen eines Bauingenieurs, sind dabei die grundlegenden Stützen. Ohne diese Zusammenarbeit wäre ein effektiver und erfolgreicher Tunnelbau nicht denkbar.

1.2 Zielstellung und Inhalt der Arbeit

Eines der Hauptprobleme beim Auffahren eines Tunnels stellt die Standsicherheit der Ortsbrust des Tunnelbauwerkes dar. Die Stabilität der Tunnelröhre ist durch eine entsprechende Dimensionierung des Ausbaus zu gewährleisten, jedoch ist die Standsicherheit der Ortsbrust maßgeblich von den Festigkeitseigenschaften des Baugrunds abhängig. Bei gering kohäsiven Böden ist deswegen einen Schildvortrieb erforderlich, wobei die Ortsbruststabilität durch einen Stützdruck gewährleistet wird. Bei Böden oder Fels mit mehr Kohäsion kann der Tunnel ohne Stützung der Ortsbrust in der Spritzbetonbauweise (NÖT) erfolgen, wobei die Standsicherheit durch eine Verkleinerung der Ausbruchsfläche sichergestellt werden kann. Da kleine Ausbruchsflächen unwirtschaftlich sind, er-

folgt hier manchmal auch die Anwendung von Ortsbrustankern [38, 43], mit denen, wie bei einem Schildvortrieb, eine Art Stützdruck erzeugt werden kann.
Das erste Ziel des vorliegenden Beitrags ist die Entwicklung handhabbarer Entwurfsformel zur Bestimmung des benötigten Stützdrucks bei einem Schildvortrieb. Für die Spritzbetonbauweise mit Vortrieb in Teilausbruchsflächen sollen Entwurfsformeln entwickelt werden, mit denen die Größe des noch stabilen Teilquerschnitts ermittelt werden kann. Weiterhin sollen einfache Formeln entwickelt werden, mit deren Hilfe der Sicherheitsbeiwert der Ortsbrust berechnet werden kann. Da die Stabilität der Ausbruchsfläche durch eine komplexe Gewölbewirkung zustande kommt, ist eine analytische Herangehensweise ausgeschlossen. Als Alternativen bieten sich physikalische Modellversuche [31, 46, 57] und numerische Untersuchungen an [70, 71, 74]. Da reproduzierbare Modellversuche nicht nur kostspielig, sondern auch nur eingeschränkt möglich sind, wird in der vorliegenden Arbeit auf numerische Simulationen zurückgegriffen welche durch Versuchsergebnisse und Ergebnisse anderer Forschungsarbeiten validiert werden.
Das zweite Ziel dieser Forschungsarbeit wird mit Hilfe der numerischen $\varphi{-}c{-}Reduktion$, einem computer-orientierten Verfahrens zur Berechnung von Sicherheitsbeiwerten, verfolgt. Zum einen soll an einigen Beispielen der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums aufgezeigt werden, zum anderen gilt es, die Standsicherheit der Ortsbrust in inhomogenem, geschichtetem Baugrund zu untersuchen.
Unter Berücksichtigung der einführenden Bemerkungen gliedert sich die vorliegende Forschungsarbeit im einzelnen wie folgt:

- Kapitel 2 beschreibt die Entwicklung der unterschiedlichen Bauweisen und Technologien, welche in moderner Zeit im Tunnelbau verwendet werden. Dabei wird zunächst die Entwicklung des Schildvortriebs dargestellt und seine Funktionsweise erläutert; weiterhin werden die verschiedenen Verfahren zur Stützung der Ortsbrust beim Schildvortrieb vorgestellt. Anschließend wird auf die unterschiedlichen Spritzbetonbauweisen eingegangen, wobei das Hauptaugenmerk auf der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) liegt. Hierzu wird neben der historischen Entwicklung vor allem auf die statischen Grundlagen und Leitgedanken der NÖT, die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk, eingegangen; anschließend werden Sicherungsmöglichkeiten zur Stabilisierung der Ortsbrust vorgestellt. Zum Abschluss des Kapitels wird die Verfahrensweise von Vollschnittmaschinen ohne Schild vorgestellt und dabei Unterschiede zum Vortrieb mittels einer Schildmaschine aufgezeigt.

- In Kapitel 3 folgt, im Anschluss an eine Diskussion über drainierte und undrainierte Bedingungen an der Tunnelortsbrust, ein ausführlicher Überblick zum Stand von Wissenschaft und Technik im Hinblick auf die Ortsbruststatik. Dabei werden, jeweils für drainierte und für undrainierte Bedingungen, bestehende Berechnungsmodelle sowie Ergebnisse experimenteller Untersuchungen vorgestellt und besprochen. Sowohl für drainierte als auch für undrainierte Bedingungen werden diese Resultate abschließend miteinander verglichen und diskutiert. Diese Ergebnisse dienen im weiteren Verlauf der Arbeit zur Validierung der eigenen Resultate.

- Kapitel 4 befasst sich mit der Bestimmung des Bruchdrucks mit Hilfe der Finiten Elemente Methode. Dabei wird zu Beginn das für die Untersuchungen verwendete Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb beschrieben. Anschließend werden die Grundlagen der Finiten Elemente Methode (FEM) erklärt und nichtlineare Berechnungsverfahren erläutert. Nach dem einführenden theoretischen Teil wird darauf folgend beschrieben, wie der Bruchdruck der Ortsbrust mit der FEM ermittelt werden kann. Eine anschließende Studie befasst sich mit der Genauigkeit der FE-Berechnungen. In diesem Zusammenhang wird der Einfluss der Modellränder, der Diskretisierungsgrad des FE-Netzes sowie der Einfluss des tolerierten Gleichgewichtsfehlers untersucht.

- Kapitel 5 stellt numerische Untersuchungen zur Berechnung des Bruchdrucks beim Schildvortrieb (Abschlagslänge $d = 0$) vor. Zielsetzung des Kapitels ist es, eine einfache Formel zu entwickeln, mit welcher der Bruchdruck der Ortsbrust berechnet werden kann. Hierfür wird zunächst der Einfluss des Erdruhedruckbeiwerts K_0, des Dilatanzwinkels ψ, der Querdehnungszahl ν und des Elastizitätsmoduls E analysiert. Anschließend wird die Auswirkung des effektiven Reibungswinkels φ' auf den Bruchdruck untersucht und dabei die Gewölbewirkung im Baugrund an der Ortsbrust aufgezeigt. Aus diesen Ergebnissen wird der Durchmesserbeiwert N_D hergeleitet und mit den Resultaten anderer Forschungsarbeiten verglichen und validiert. Weiterhin wird in diesem Kapitel der Einfluss der effektiven Kohäsion c' auf den Bruchdruck p_f analysiert und der Kohäsionsbeiwert N_c theoretisch hergeleitet und durch Berechnungen überprüft. Entsprechend dem Durchmesserbeiwert wird auch der Kohäsionsbeiwert mit den Resultaten anderer Forschungsarbeiten verglichen und validiert.

- In Kapitel 6 werden numerische Berechnungen zur Standsicherheit der Ortsbrust von Tunnels mit einer Abschlagslänge $d > 0$ vorgestellt. Ziel dieser Untersuchungen ist dabei, den Einfluss der Abschlagslänge auf den Bruchdruck quantitativ zu erfassen und, mit diesen Ergebnissen, die in Kapitel 5 entwickelte Bruchdruckformel um den Einfluss der Abschlagslänge zu erweitern.

- Kapitel 7 beschreibt auf der Basis bestehender Untersuchungen das Verhalten einer vollständig ungesicherten Tunnelröhre. Dabei wird die Entwicklung eines Durchmesserbeiwerts N_D für vollständig ungesicherte Tunnelröhren aufgezeigt. Die Resultate dieser Untersuchungen werden mit den Ergebnissen weiterer Forschungsarbeiten verglichen und validiert. In einer anschließenden Studie werden mit dem Gebirgstragring und der Gebirgskennlinie zwei Stützen des klassischen Tunnelbaus besprochen und durch numerische Berechnungen dargestellt. Die Untersuchungen zur Gebirgskennlinie werden, im Gegensatz zu allen anderen numerischen Berechnungen in dieser Studie, nicht mit dem Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb durchgeführt, sondern mit einem höherwertigen Stoffgesetz, welches die progressive Entfestigung eines Bodens berücksichtigt.

- In Kapitel 8 geht es vorwiegend um die Berechnung eines Sicherheitsbeiwerts η für die Ortsbrust mit Hilfe der entwickelten Gleichungen. Dazu wird zu Beginn ein kritischer Literaturüberblick über Verfahren zur Berechnung von η gegeben. Auf Grundlage der Sicherheitsdefinition nach Fellenius folgt anschließend die Weiterentwicklung der in den vorigen Kapiteln hergeleiteten Bruchdruckformeln derart, dass mit ihnen der Sicherheitsbeiwert η berechnet werden kann. Für diese Gleichungen werden Einschränkungen im Hinblick auf das Zugbruch-Kriterium gemacht und erläutert. Vor allem bei ungestützter Ortsbrust besteht hier die Tendenz, dass bei Böden mit einer hohen Kohäsion die Standsicherheit der Ortsbrust etwas überschätzt wird. Abschließend erfolgt die Entwicklung von weiteren Gleichungen, mit denen, für einen Tunnelvortrieb in Teilausbrüchen, der maximal mögliche Durchmesser D_f des Vortriebsquerschnitts ermittelt werden kann. Hierzu werden weiterhin einige praktische Überschlagsformeln präsentiert.

- Kapitel 9 befasst sich vorwiegend mit der Berechnung des Sicherheitsbeiwerts für die Ortsbrust mit Hilfe der Finiten Elemente Methode. Dazu wird zu Beginn das verwendete Berechnungsverfahren, die numerische $\varphi - c - Reduktion$, erklärt. Anhand eines Schildvortriebs mit gestützter Ortsbrust erfolgt anschließend eine nähere Beschreibung dieses numerischen Verfahrens; dabei wird weiterhin aufgezeigt, dass mit den entwickelten Formeln ein gleichwertiges Ergebnis berechnet wird. Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums auf den berechneten Sicherheitsfaktor und auf die Art des Verbruchs wird in weiteren Beispielen für Tunnels mit ungestützter Ortsbrust aufgezeigt. Untersucht werden sowohl ein kreisrunder Tunnel ohne Abschlagslänge ($d = 0$) als auch ein für die NÖT typischer Kalottenvortrieb mit einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$.

- Kapitel 10 stellt eine Fallstudie zum Tunnelbauprojekt Rennsteigtunnel dar. Der $7,9km$ lange Rennsteigtunnel ist Bestandteil der neuen Autobahn $A71$ zur Querung des Thüringer Waldes. Nach einer allgemeinen Einführung in das Projekt wird ein Überblick über die geologische Situation gegeben sowie das verwendete Baugrundmodell des untersuchten Streckenabschnitts vorgestellt. Numerische Untersuchungen zur Standsicherheit der Ortsbrust werden zunächst für homogenen Baugrund vorgestellt. Anschließend wird ausführlich auf den Tunnelvortrieb in geschichtetem Baugrund eingegangen. Hierbei wird vorwiegend auf Ergebnisse der FE-Berechnungen zurückgegriffen. Diese Fallstudie zeigt abschließend die Schwierigkeiten im Umgang mit den entwickelten Gleichungen bei geschichtetem Baugrund auf.

- Kapitel 11 schließt die Arbeit mit einer Zusammenfassung und mit einem Ausblick auf zukünftige Forschungsarbeiten zum Thema Ortsbruststabilität. Dieser Ausblick soll als Anreiz verstanden werden, die Forschung auf dem Gebiet der Ortsbruststabilität weiter voranzubringen.

Kapitel 2: Tunnelvortrieb und Bauweisen

2.1 Einführung

In Unterkapitel 1.1 wurde die historische Entwicklung des Tunnelbaus von der antike bis in die heutige Zeit aufgeführt. Vor allem seit der Industrialisierung sind im technologischen Bereich des Tunnelbaus enorme Fortschritte erzielt worden. Die Entwicklung der unterschiedlichen Bauweisen und Technologien, welche in heutiger Zeit im Tunnelbau verwendet werden, sollen nachfolgend vorgestellt werden.
Zunächst wird die Entwicklung des Schildvortriebs und seine Funktionsweise aufgezeigt. Anschließend wird auf die Spritzbetonbauweisen eingegangen, wobei der Schwerpunkt hier bei der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) liegt. Im Rahmen der NÖT wird weiterhin auf die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk eingegangen, d.h. es wird die Theorie des Gebirgstragrings sowie der Gebirgskennlinie besprochen. Im Anschluss daran werden Sicherungsmöglichkeiten zur Stabilisierung der Ortsbrust bei einem NÖT-Vortrieb vorgestellt. Abschließend wird die Verfahrensweise von Vollschnittmaschinen ohne Schild erklärt und dabei der Unterschied zu einem Schildvortrieb aufgezeigt.

2.2 Schildvortrieb

Der Schildvortrieb ist heutzutage ein verbreitetes Verfahren Tunnels mit einem kreisförmigen Querschnitt, sowohl oberhalb als auch unterhalb des Grundwasserspiegels, herzustellen. Die ersten Vortriebsschilde besaßen hingegen noch rechteckige Querschnittsformen. Eine Sonderform heutiger Vortriebsschilde stellen die Messerschilde dar, bei denen ebenfalls vom kreisförmigen Vortriebsprofil abgewichen werden kann.
Begonnen hat die Entwicklung des Schildvortriebs Anfang des 19. Jahrhunderts. Bei der Untertunnelung der Themse in London (1825 bis 1841) wurde eine rechteckige Rahmenkonstruktion aus Eisen verwendet, die vom Startschacht aus mittels Winden und Hebelarmen vorgetrieben wurde. Der Abbau an der Ortsbrust erfolgte manuell. Im Nachlauf des Schildes wurde der Tunnel dann anschließend ausgemauert. Bei einer zweiten Untertunnelung der Themse (1869) kam zum erstenmal ein kreisrunder Schild zum Einsatz. Der Tunnelausbau erfolgte mit gusseisernen Segmenten, den heutigen Tübbingen. Der kreisrunde Schild wurde zum Vorbild für die meisten später gebauten Schilde [45].
Die Grundlage des Schildvortriebs besteht darin, den Vortriebsschild, mit Hilfe von hydraulischen Pressen, von einem Anfahrtschacht aus entlang der Tunnelachse durch den Baugrund vorzuschieben. Gleichzeitig erfolgt der Ausbruch des Gebirges. Der Schild, eine Stahlkonstruktion, sichert den Ausbruchhohlraum solange, bis die Tunnelauskleidung (Tübbinge) eingebaut ist. Der Einbau der Tunnelschale erfolgt dabei im Schutz

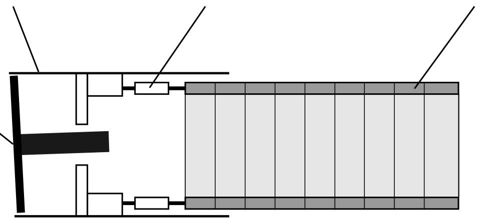


Abbildung 2.1: Vereinfachter Aufbau einer Schildvortriebsmaschine

des Schilds, welcher dem Druck des umgebenden Gebirges widerstehen und, wenn vorhanden, Grundwasser zurückhalten muss. Der Innendurchmesser des Vortriebsschilds ist dabei immer etwas größer als der Außendurchmesser der Auskleidung. Zur Vermeidung bzw. zur Reduzierung von Setzungen im Nachlauf des Schilds wird der Ringspalt, d.h. der entstehende Hohlraum zwischen Tunnelschale und Ausbruchsquerschnitt, unter Druck mit Mörtel verpresst [64]. Einen vereinfachter Aufbau einer Schildvortriebsmaschine zeigt Abbildung 2.1.
Die Stützung und Sicherung des Hohlraums entlang der Tunnelröhre, welche zunächst durch den Schildmantel und anschließend durch die Tunnelschale erfolgt, geschieht unabhängig von der Sicherung und Stützung der Ortsbrust. Diese ist abhängig von den anzutreffenden Baugrundverhältnissen und stellt ein eigenständiges Problem dar. Die Stützung der Ortsbrust bei einem Schildvortrieb kann in fünf Kategorien gegliedert werden [45, 22], deren Funktionsprinzipien nachfolgend beschrieben werden und in Abbildung 2.2 dargestellt sind.

Natürliche Stützung: Die Verwendung eines offenen Schneidschuhschilds setzt eine standfeste Ortsbrust voraus, d.h. es ist keine künstliche Stützung notwendig. Die Ortsbrust kann entweder senkrecht oder geböscht ausgebildet sein. Der Anwendungsbereich liegt bei kohäsiven Böden.

Mechanische Stützung: Die Verwendung von mechanischen Stützschilden kann bei einer weitestgehend standfesten Ortsbrust, die nicht im Grundwasser liegt, erfolgen. Mechanische Verbauplatten stützen die Ortsbrust. Diese Verbauplatten stellen lediglich eine Hilfsabstützung dar. Über die Vorschubpressen kann durch das Schneidewerkzeug ebenfalls ein Anpressdruck erzeugt werden. Der Anwendungsbereich liegt bei kohäsiven Böden.

Druckluftstützung: Die Verwendung von Druckluftschilden dient zur Sicherung gegen Grundwassereindrang in den Tunnel. Die Ortsbrust selbst muss standfest sein, oder durch mechanische Stützung gesichert werden. Der Bereich der Ortsbrust wird durch ein Druckschott abgeschlossen und einem erhöhten Luftdruck ausgesetzt. Bei erhöhter Durchlässigkeit des Baugrunds besteht die Gefahr von Ausbläsern im Firstbereich, d.h. die Druckluft entweicht und ihre stützende Wirkung gegen das

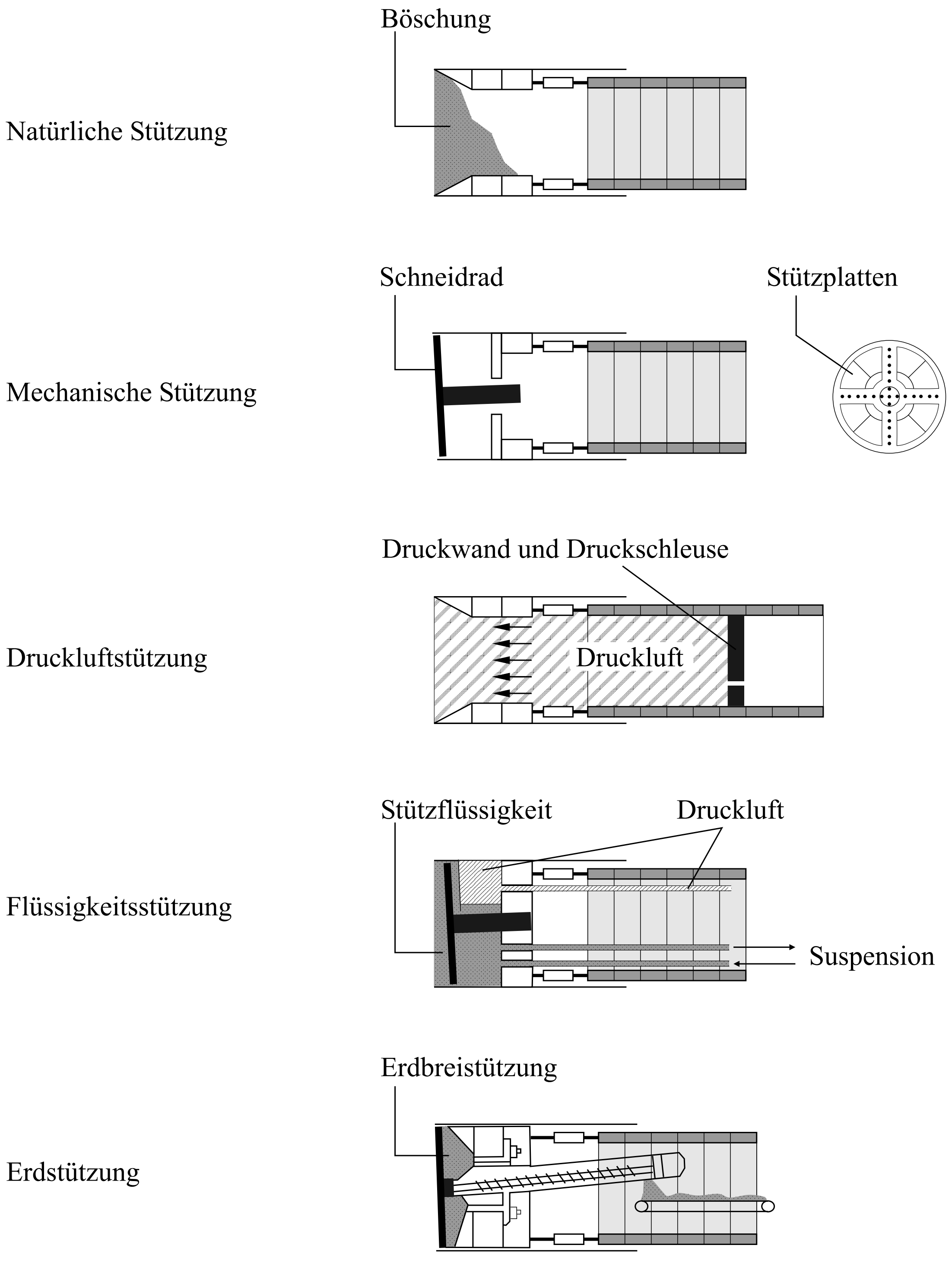


Abbildung 2.2: Stützung der Ortsbrust bei Schildvortrieb

Wasser entfällt. Der Einsatzbereich ergibt sich daher aus der Durchlässigkeit des Bodens, wobei der entsprechende Durchlässigkeitsbeiwert für Wasser kleiner als $k_f = 10^{-4}$ m/s sein muss.

Flüssigkeitsstützung: Bei der Verwendung eines Hydroschilds erfolgt die Stützung der Ortsbrust mit Hilfe einer Bentonitsuspension als Stützmedium. Der Stützdruck wird unmittelbar im Ortsbrustbereich in einer geschlossenen Abbaukammer aufgebracht. Durch die hohe Wichte der Stützsuspension resultiert ein dem Außendruck fast identischer Stützdruckverlauf. Die Stützflüssigkeit dringt in die oberflächennahen Poren des Bodens ein und bildet dadurch eine als Filterkuchen bezeichnete Schicht. Diese ist eine Art Membran die den Boden versiegelt und die Druckübertragung auf die Ortsbrust gewährleistet. Der Hydroschild eignet sich zum Einsatz für fast alle vorkommenden Lockerböden. Besonders geeignet sind sandig-mittelkiesige Böden.

Erdstützung: Erddruckschilde werden in nicht standfesten Böden eingesetzt. Beim Erdruckschild dienen das Schneiderad und der gelößte Boden, der eine breiige Konsistenz haben muss, als Stützmedium. Der Stützdruck wird zunächst über die Vorschubpressen gesteuert, der Druck in der Abbaukammer über den Materialaustrag beim Abbau der Ortsbrust.

Die unterschiedlichen Stützmöglichkeiten und Verfahren beim Vortrieb lassen eine Einteilung der Schilde in verschiedene Kategorien zu. In Abhängigkeit vom Mechanisierungsgrad der Schildkonstruktion führt dies zu folgender Unterteilung:

- Handschilde
- Teilmechanisierte Schilde
- Vollmechanische Schilde

Beim einem Handschild erfolgt der Abbau des Gebirges an der Ortsbrust manuell unter Zuhilfenahme entsprechender Werkzeuge wie z.B. Schaufel und Presslufthammer. Der Transport des Abbaumaterials erfolgt über Transportbänder oder in entsprechenden Förderloren. Die relativ geringe Vortriebsgeschwindigkeit und der entsprechend hohe Lohnkostenanteil schränken das Anwendungsgebiet von Handschilden auf das Auffahren kurzer Strecken ein. Eine Weiterentwicklung des Handschilds sind die teilmechanisierten Schilde oder Teilschnittmaschinen. Diese unterscheiden sich von den Handschilden durch individuell einsetzbare, mechanisierte Abbaumechanismen. Verwendet werden hier zum Beispiel Abbaubagger oder Fräsarme, welche je nach anstehendem Gebirge in der Vortriebsmaschine ausgetauscht werden können. Der Abtransport des Abraummaterials erfolgt automatisch über Förderbänder. Durch die Teilmechanisierung werden gegenüber einem Handschild wesentlich größere Vortriebsgeschwindigkeiten erzielt. Sowohl beim Handschild als auch bei den Teilschnittmaschinen ist die Nutzung von Druckluft zur Wasserhaltung möglich. Die Verwendung von Flüssigkeits- und Erdstützung

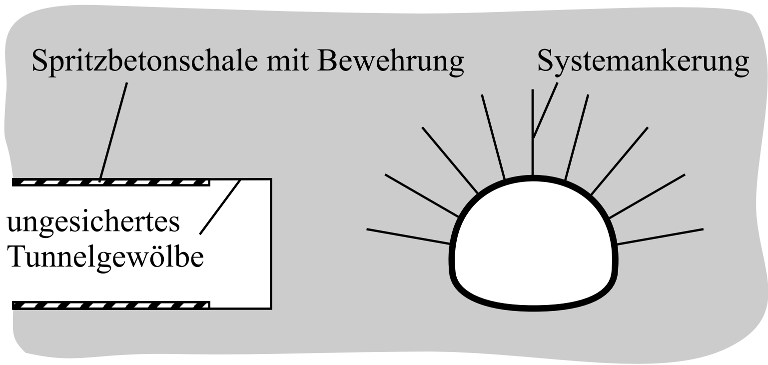


Abbildung 2.3: Grundelemente der Spritzbetonbauweise in einem Längs- und einem Querschnitt

kommt hingegen nur bei vollmechanischen Schilden, den Vollschnittmaschinen, zum Einsatz. Bei Vollschnittmaschinen erfolgt der Abbau an der Ortsbrust über den gesamten Ausbruchsquerschnitt mit Hilfe eines rotierenden Schneidrads, welches mit unterschiedlichen Werkzeugen bestückt werden kann. Je nach Art der Ortsbruststützung wird bei den Vollschnittmaschinen zwischen einem Mixschild und einem EPB-Schild unterschieden. Bei einem Mixschild wird die Ortsbruststützung durch eine druckbeaufschlagte Bentonitsuspension erzielt, beim EPB-Schild durch einen Erdbrei in der Abbaukammer. Der Abtransport des Abbaumaterials erfolgt bei diesen Tunnelbohrmaschinen vollautomatisch über Förderbänder.

2.3 Spritzbetonbauweisen

Der Einsatz von Spritzbetonbauweisen im Tunnelbau reicht von der klassischen Spritzbetonbauweise mit manuellen Vortriebsmethoden bis hin zu vollständig automatisierten Vollschnittmaschinen.
Die klassische Spritzbetonbauweise entwickelte sich aus den *alten Tunnelbaumethoden*, die ihren Ursprung zum Großteil in der Bergbautechnologie haben. Der wesentliche konstruktive Unterschied zwischen der klassischen Spritzbetonbauweise und dem Schildvortrieb liegt darin, dass das Tunnelgewölbe im Bereich der Ortsbrust vorübergehend ungestützt ist, und nicht wie bei einem Schildvortrieb permanent durch den Schild gesichert wird. Der Abbau an der Ortsbrust erfolgt manuell, zumeist im Sprengvortrieb oder mit Baggern. Der dabei entstehende Hohlraum wird in einem anschließenden Arbeitsschritt gesichert. Bei den *alten Tunnelbaumethoden* erfolgte die Sicherung zumeist durch einen Holzverbau, in dessen Schutz das Gewölbe von den Widerlagern ausgehend aufgemauert wurde. Die Verwendung von Holzzimmerung wurde bis gegen Ende des 19. Jahrhunderts weitestgehend durch Stahlausfachungen ersetzt. Die Einführung der Spritzbetontechnologie im Bergbau fand bereits 1914 statt, wobei im Versuchsbergwerk Bruceton (USA) die bis dahin übliche Zimmerung vollständig ersetzt wurde. In Deutschland

kam die Verwendung von Spritzbeton als Tunnelauskleidung zum ersten Mal 1922 beim Bau des 6 km langen Wasserstollens des Heimbach-Kraftwerks (Nordeifel) zum Einsatz [36]. Zur Firstsicherung wurden bereits um 1919 im Bergbaurevier Königshütte (Oberschlesien) eiserne Anker verwendet. Im ingenieurmäßigen Tunnelbau ist aus dem Jahr 1950 die erste Anwendung einer System-Ankerung vom Bau des 250 m langen Umleitungsstollen des Keyhole-Damms (USA) bekannt [37].
Die Verwendung der drei Konstruktionselemente -Ankersicherung, Ausbaubögen aus Stahl sowie Spritzbeton- bilden die Basis der heute gängigen klassischen Spritzbetonbauweise, die häufig auch als Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) bezeichnet wird. Sowohl die Grundlagen der NÖT mit manuellem Vortrieb als auch die Verfahrensweise bei Vortrieb mit automatisierten Vollschnittmaschinen werden nachfolgend erläutert.

2.3.1 Neue Österreichische Tunnelbauweise

Neben dem Spritzbeton ist bei der NÖT die systematische Ankerung das wesentliche Sicherungsmittel. Die NÖT basiert auf dem Zusammenspiel von theoretischen Kenntnissen und aus Beobachtungen in der Praxis. Die Grundlagen der NÖT wurden wesentlich von *v. Rabcewicz* [53, 54] propagiert und vorangetrieben. Im Gegensatz zu den *alten Tunnelbausystemen* bei denen der Tunnelausbau den gesamten Gebirgsdruck aufnehmen sollte, wird bei der NÖT die Wechselwirkung zwischen anstehendem Baugrund und Tunnelsicherung berücksichtigt. Die wesentliche Erkenntnis dabei ist die Einbeziehung des Baugrunds als tragendes Konstruktionselement. Vor dem Einbau der Tunnelschale kann sich das Gebirge verformen. Durch die Gebirgsbewegung bildet sich um den Ausbruchsquerschnitt ein Gebirgstragring aus, d.h. ein Gewölbe im Baugrund, welches eine eigene Tragwirkung entwickelt. Der anschließend eingebrachte Ausbau übernimmt dann nur noch eine geringe Belastung und kann deswegen, im Vergleich zu den bisherigen klassischen Ansätzen, wesentlich schwächer dimensioniert werden. Der optimale Zeitpunkt zum Einbau der Tunnelschale resultiert dabei aus Messungen und Beobachtungen während des Baufortschritts. Einen wesentlichen Beitrag hierzu leistete *Pacher* [52], indem er die Zusammenhänge von Belastung, Deformation und Bemessung der Auskleidung auf der Basis von Deformationsmessungen grafisch darstellte. Dabei entwickelte er Kennlinien des Gebirges, welche den Ausbauwiderstand oder Stützdruck in Abhängigkeit von der Gebirgsdeformation zeigen. Abbildung 2.4 zeigt drei typische Gebirgskennlinien.

Gebirgskennlinie 1 ist typisch für Gebirge, bei dem die Beanspruchung nach dem Ausbruch kleiner als die Festigkeit des Gebirges ist. Ein Ausbau des Tunnels ist von der Statik aus nicht notwendig.

Gebirgskennlinie 2 ist typisch für Gebirge, dessen Beanspruchung nach dem Ausbruch fast bis an die Grenze seiner Festigkeit belastet wird. Es kommt zu lokalen Brüchen und ohne Ausbau des Tunnels entstehen größeren Verformungen.

Gebirgskennlinie 3 ist typisch für Gebirge, das über seine Festigkeit hinaus beansprucht

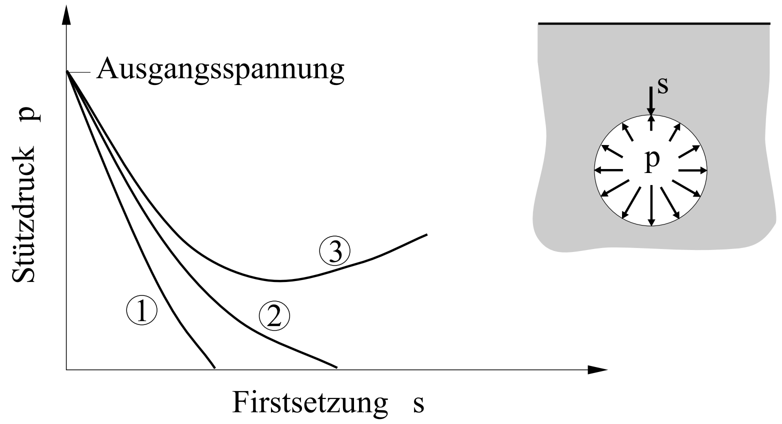


Abbildung 2.4: Gebirgskennlinien für drei unterschiedliche Gebirgsqualitäten

wird und sich entfestigt [69]. Ohne Sicherungsmaßnahmen kommt es zum Verbruch des Tunnels.

Die Interaktion zwischen Gebirge und Tunnelausbau wird in Abbildung 2.5 veranschaulicht. Dargestellt ist eine gegebene Gebirgskennlinie sowie die Kennlinien für einen steifen (1) und für einen weichen (2) Tunnelausbau. Im Schnittpunkt von Gebirgskennlinie und den Kennlinien des Ausbaus ist der Endzustand erreicht. Die Verformungen des Tunnels sind gestoppt und der verbleibende Gebirgsdruck wird von der Tunnelschale aufgenommen. Im vorliegenden Beispiel erfolgt der Einbau der unterschiedlich steifen Tunnelschalen zum gleichen Zeitpunkt. Es wird deutlich, dass beim Einbau einer steifen Tunnelschale die Verformungen deutlich geringer ausfallen als bei Verwendung eines weichen Verbaus. Hingegen ist die Belastung der steifen Tunnelschale erheblich größer als diejenige der weichen Schale. Weiterhin ist für die Verformungen des Baugrunds und die Beanspruchung des Verbaus der Zeitpunkt des Einbaus der Tunnelschale von Wichtigkeit. Erfolgt ein frühzeitiger Einbau der Tunnelschale, so werden die Deformationen gering gehalten, jedoch ist die Beanspruchung der Schale entsprechend groß. Erfolgt der Einbau zu einem späteren Zeitpunkt, dann sind dagegen die Deformationen größer und die Belastung der Tunnelschale geringer. Der Einbau der Tunnelschale sollte jedoch nicht zu spät erfolgen, da sonst eine Auflockerung bzw. Entfestigung des Gebirges eintreten kann und dabei sowohl die Deformationen als auch der Ausbauwiderstand zunehmen. Dieser Teil der Gebirgskennlinie wird als aufsteigender Ast bezeichnet und ist in Abbildung 2.5 gestrichelt dargestellt. Untersuchungen zur Gebirgskennlinie in entfestigendem Baugrund zeigen *Vermeer et al.* [69]. Dabei finden sie für den Verlauf der Gebirgskennlinie eine Abhängigkeit von der Tiefenlage des Tunnels. Bei flachliegenden Tunnels wird eine trogförmige Gebirgskennlinie mit einem aufsteigenden Ast entsprechend Kurve 3 in Abbildung 2.4 gefunden. Für tiefliegende Tunnels wird eine Gebirgskennline ohne trogförmigen Verlauf gefunden, die auch mit zunehmender Firstsetzung keinen Wiederanstieg des Ausbauwiderstands zeigt, sondern einen gleichbleibenden Wert annimmt. Weiter Ausführungen dazu gibt Unterkapitel 7.3.

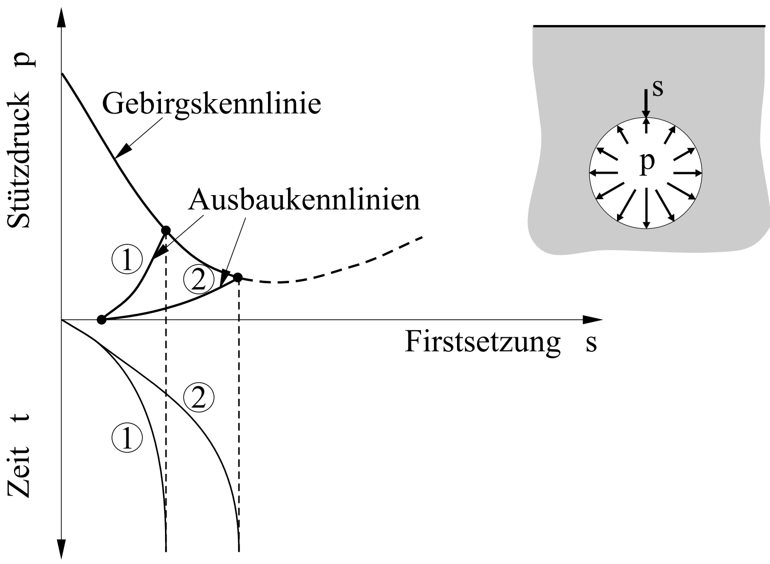


Abbildung 2.5: Zusammenspiel von Gebirgskennlinie und Ausbaukennlinien

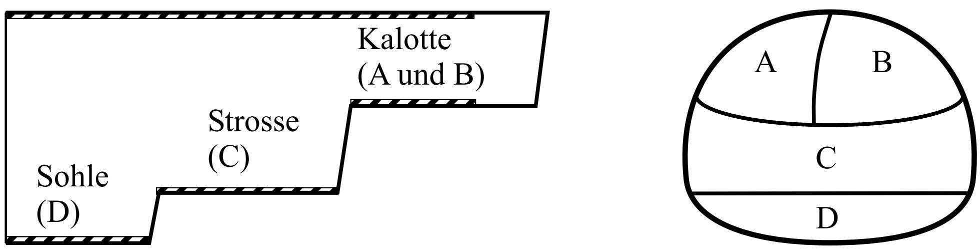


Abbildung 2.6: Typische Unterteilung des Vortriebsquerschnitts bei der NÖT in Längs- und Querschnitt

Während in den Anfangszeiten des Tunnelbaus nur standsichere Gebirge in der NÖT durchörtert wurden, wird die Spritzbetonbauweise mittlerweile nicht nur in Fels sondern auch in Böden eingesetzt. Zur Beurteilung der Standsicherheit der Ortsbrust stellte *Lauffer* [41] für den Tunnel- und Stollenbau ein Klassifizierungssystem vor, welches den Baugrund aufgrund seiner Gebirgsfestigkeit beurteilt. Ein ähnliches System zur Beurteilung von Stehzeit und Abschlagslänge verwendet *Bieniawski* (in [64]). Für eine Behandlung des *Lauffer-Diagramms* wird auf Kapitel 3 verwiesen.
Eine wichtige Maßnahme zur Erhöhung der Standsicherheit der Ortsbrust ist die Verkleinerung der Ausbruchsfläche, wobei der gesamte Tunnelquerschnitt dann abschnittsweise vorgetrieben wird [73]. Dieses Verfahren führt nicht nur zu einer Erhöhung der Standsicherheit der Ortsbrust, sondern auch zu einer Reduzierung der Verformungen im Tunnel und der Setzungen an der Geländeoberfläche. Der Vortrieb in Teilausbrüchen ist typisch für die NÖT; eine schematische Darstellung gibt Abbildung 2.6.
Weitere Verfahren zu Erhöhung der Standsicherheit der Ortsbrust sind zum einen die Verwendung von Ankersicherungen in der Ortsbrust [43], zum anderen die Herstellung

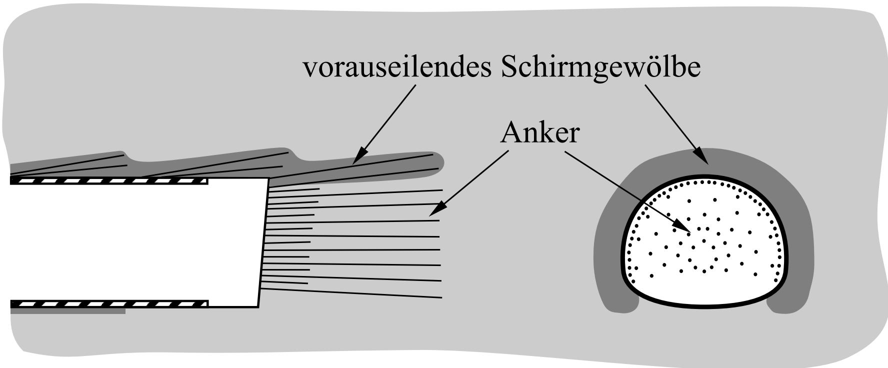


Abbildung 2.7: Anker und vorauseilendes Schirmgewölbe als Sicherungsmittel für die Ortsbrust in Längs- und Querschnitt

eines vorauseilenden Schirmgewölbes [22]. Beide Möglichkeiten sind in Abbildung 2.7 dargestellt. Diese Verfahren werden bevorzugt angewandt, wenn eine Verkleinerung des Vortriebsquerschnitts vermieden werden soll.

Ortsbrustanker wirken baugrundverbessernd. Verwendet werden zumeist verpresste Stahlanker, die von der Ortsbrust aus in Vortriebsrichtung in den Baugrund eingebracht werden. Bei jedem Abschlag müssen die bereits installierten Anker entsprechend gekürzt, und durch neue ergänzt werden. Die Anzahl und Länge der Anker hängt von der Qualität des Baugrunds und der Fläche des Vortriebsquerschnitts ab. Neuere Entwicklungen zur Ortsbruststützung sind Glasfaseranker. Diese werden vor allem eingesetzt, wenn der Vortrieb im Vollquerschnitt aufgefahren werden soll. Erfolgreich wurde dieses Verfahren z.B. beim Bau des La Gaure Tunnels der französischen Schnellbahntrasse oder des Pech Brunet Autobahntunnels mit einem Querschnitt von 155 m^2 angewandt [43].

Vorauseilende Schirmgewölbe sichern beim Vortrieb die Ortsbrust und das nach dem Ausbruch freistehende Gewölbe, bis die konventionelle Gewölbesicherung aus Ausbaubögen, Spritzbeton und Ankern nachgeführt wird. Als vorauseilende Schirmgewölbe werden z.B. Vorpfändbleche, vermörtelte Spiese oder auch HDI-Schirme verwendet. Die Wahl der Sicherungsmittel ergibt sich aus der Qualität des anstehenden Baugrunds sowie der Größe des Ausbruchsquerschnitts und der Abschlagslänge.

2.3.2 Vortrieb mit Vollschnittmaschinen ohne Schild

Im Gegensatz zur klassischen NÖT, bei der der Vortriebsquerschnitt während des Tunnelvortriebs geändert werden kann, ist man bei einem maschinellen Vortrieb durch das Schneidrad an die Querschnittsform gebunden. Der technische Aufwand eines maschinellen Vortriebs ist im Vergleich zur NÖT erheblich höher, weswegen aus betriebswirt-

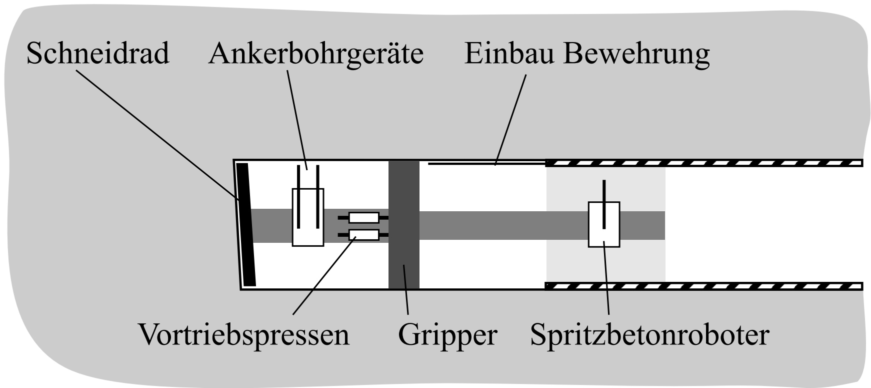


Abbildung 2.8: Verfahrenstechnik einer automatisierten Vollschnittmaschine ohne Schild

schaftlichen Gründen ein maschineller Tunnelvortrieb eher für lange Tunnels, die NÖT für kürzere Tunnels geeignet ist.

Der Vortrieb mit einer Vollschnittmaschine ohne Schild erfordert ein standsicheres Gebirge, die Verfahrenstechnik ist jedoch ähnlich der einer Schildvortriebsmaschine. Mit Hilfe von hydraulischen Pressen wird die TBM entlang der Tunnelachse durch den anstehenden Baugrund geschoben, wobei durch das Schneidrad der Baugrund gelöst wird. Das gelöste Material wird über Fördereinrichtungen abtransportiert. Als Widerlager für die Vortriebspressen kann bei diesem Verfahren nicht die Tunnelschale verwendet werden, weswegen die Lastabtragung der TBM über Gripper erfolgt. Gripper sind eine Verspanneinheit, mit denen sich die Tunnelbohrmaschine gegen das Gebirge abstützt. Sie dienen auf diese Weise als Widerlager für die Vortriebspressen, welche den Vorschub sicherstellen. Im Unterschied zu Tunnelbohrmaschinen mit Schild, bei denen der Ausbau mit Tübbingen erfolgt, wird die Sicherung des Tunnels bei Maschinen ohne Schild, falls erforderlich, wie bei der NÖT durch Systemankerung und Spritzbetonschale erstellt (siehe Abbildung 2.8). Unmittelbar hinter dem Bohrkopf, der nicht durch einen Schild gestützt wird, tritt das Gebirge offen in Erscheinung. An dieser Stelle kann dann eine direkte Beurteilung des Gebirges im Hinblick auf die erforderliche Ausbruchssicherung erfolgen. Je nach Gefährdungsbild (Steinfall, Verbrüche, große Konvergenzen etc.) wird die Ausbruchsicherung in einem mehr oder weniger großen Abstand vom Bohrkopf eingebaut [35]. Die Spannweite des ungestützten oder durch Anker nur teilweise gesicherten Gewölbes kann dabei, abhängig von der jeweiligen TBM, etwa 50 m betragen wie z.B. bei der TBM des Lötschberg Basistunnels in der Schweiz [7]. Der Einbau der Anker und der Spritzbetonschale erfolgt dabei halbautomatisch mit hydraulischen Bohrern sowie mit Spritzbetonrobotern.

Ein Beispiel ist der Bau des über 34 km langen Lötschberg-Basistunnels in der Schweiz. Große Streckenabschnitte wurden hier mit Vollschnittmaschinen ohne Schild aufgefahren wobei die maximale Vortriebsleistung bei 43 m pro Tag lag. Ein Photo der dort verwendeten TBM zeigt Abbildung 2.9 und verdeutlicht die Größe von Tunnelbohrmaschinen. Die am Lötschberg verwendete TBM hat eine Gesamtlänge von 146 m und einen Durch-

Abbildung 2.9: Tunnelbohrmaschine für den Lötschberg-Basistunnel

messer von 9,43 m bei einem Gesamtgwicht von 1470 t. Die Dimensionen dieser TBM verdeutlichen die Tatsache, dass deren Anwendung nur bei Tunnelprojekten entsprechender Größe sinnvoll ist. Auf Streckenabschnitten mit wechselnder oder bautechnisch schwieriger Geologie wurde auf die NÖT zurückgegriffen.
Der erste Tunnelvortrieb in Stuttgart, bei dem eine TBM zum Einsatz kam, ist der Abwasserstollen durch den Zuckerberg. Bei einer Gesamtlänge von 2735 m wurde lediglich der Anfahrtstollen mit 50 m Länge in der Spritzbetonbauweise aufgefahren. Für die überwiegende Strecke kam eine TBM mit einem Durchmesser von 3,4 m zum Einsatz, die maximale Vortriebsleistung lag hier bei 46 m pro Tag. Eine temporäre Sicherung der Tunnelröhre erfolgte lediglich sporadisch in Bereichen mit nachbrüchigem Gebirge durch Anker. Die endgültige Tunnelschale wurde erst nach dem vollständigen Auffahren des Tunnels eingebaut [24].

Kapitel 3: Stand der Wissenschaft

3.1 Einführung

Im Anschluss an eine Diskussion über drainierte und undrainierte Randbedingungen während des Tunnelvortriebs, wird ein Überblick über den Stand von Wissenschaft und Technik im Hinblick auf die Ortsbruststandsicherheit gegeben. Im Hinblick auf die in den nachfolgenden Kapiteln vorgestellten Arbeiten ist in Abbildung 3.1 in einem Längsschnitt entlang der Tunnelachse und in einem Tunnelquerschnitt die verwendete Symbolik dargestellt. Hierin bedeutet H die Tunnelüberdeckung, D der Tunneldurchmesser, d die Abschlagslänge und p der Stützdruck.

Im Tunnelbau besteht häufig die Frage, ob bei statischen Berechnungen mit drainiertem oder undrainiertem Materialverhalten gerechnet werden muss. Bei drainierten Bedingungen ist mit den effektiven Scherparametern c' und φ' zu rechnen, bei undrainiertem Materialverhalten sollten die undrainierte Kohäsion c_u und der undrainierte Reibungswinkel $\varphi_u \approx 0$ zugrunde gelegt werden. Der Beurteilung ob drainierte oder undrainierte Bedingungen näher sind, liegt die Abschätzung des Konsolidationsgrads an der Ortsbrust zugrunde. Der Konsolidationsgrad hängt unter anderem vom Durchlässigkeitsbeiwert k_f des Bodens und von der Standzeit der Ortsbrust und somit von der Vortriebsgeschwindigkeit ab.

Die Spannungsänderung aufgrund eines Tunnelvortriebs kann im Vergleich zum Abbau der Druckunterschiede im Porenwasser schnell ablaufen, so dass während des Vortriebs keine nennenswerte Konsolidation erfolgt. Für diesen Fall ist die Ortsbruststatik für undrainierte Randbedingungen durchzuführen. Findet dagegen der Abbau der Druckunterschiede im Porenwasser im Verhältnis zum Tunnelvortrieb schnell statt und die Konsolidation erfolgt aufgrund hoher Durchlässigkeit des Bodens rasch, dann sind die Berechnungen für drainierte Randbedingungen durchzuführen.

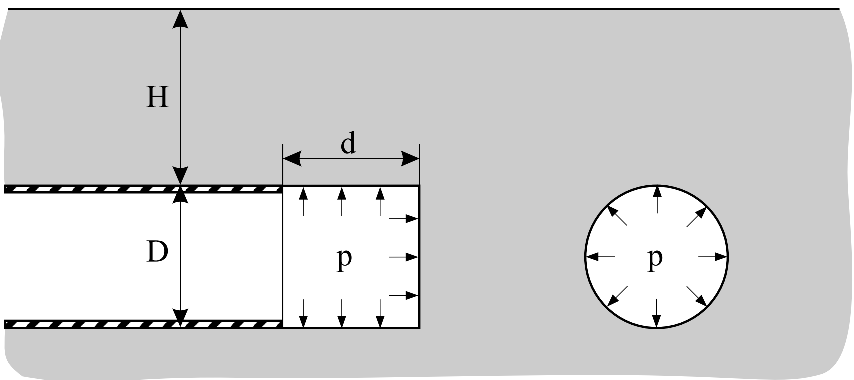


Abbildung 3.1: Längs- und Querschnitt durch einen Tunnel

Nach Angaben von *Anagnostou* [1, 2] ergeben sich drainierte Randbedingungen für Durchlässigkeitsbeiwerte größer 10^{-7} bis $10^{-6} m/s$ und Vortriebsgeschwindigkeiten von 2,5 bis 25 m/Tag oder weniger. Dabei ist der niedrigere Durchlässigkeitsbeiwert mit der geringeren Vortriebsgeschwindigkeit verbunden. In sandigen Böden sind vorwiegend drainierte Bedingungen zugrunde zu legen, in tonigen, gering durchlässigen Böden ist dagegen während des Tunnelvortriebs mit undrainiertem Verhalten zu rechnen. Tritt jedoch während des Tunnelbaus in tonigem Baugrund ein längerer Vortriebsstillstand ein, können sich ebenfalls drainierte Zustände einstellen [75].
Abhängig vom Konsolidationsgrad, ändern sich die Spannungsverhältnisse im Boden und dadurch auch dessen Scherfestigkeit τ_f. Aus der totalen Normalspannung σ und dem Porenwasserdruck u ergibt sich die effektive Normalspannung σ' zu:

$$\sigma'_x = \sigma_x - u \qquad \sigma'_y = \sigma_y - u \qquad \sigma'_z = \sigma_z - u \quad , \tag{3.1}$$

wobei an dieser Stelle darauf hingewiesen werden soll, dass hier Druckspannungen *positiv* definiert sind, Zugspannungen sind *negativ*. Es gilt:

$$u = u_0 + \Delta u \tag{3.2}$$

Hierin ist u_0 der Porenwasserdruck im Ausgangszustand, Δu bezeichnet den sogenannten Porenwasserüberdruck. Vor dem Auffahren eines Tunnels herrscht im Baugrund häufig ein Erdruhedruckzustand, wobei sich der stationäre Porenwasserdruck u_0 und die effektiven Erdruhedruckspannungen in einem Gleichgewichtszustand befinden. Wird ein wenig durchlässiger Boden relativ schnell belastet, dann entwickeln sich Porenwasserüberdrücke ($\Delta u > 0$). Bei einem Tunnelvortrieb handelt es sich an der Ortsbrust hingegen nicht um eine Belastung sondern um einen Entlastungsvorgang. Durch die Entlastung des Bodens entstehen negative Porenwasserüberdrücke ($\Delta u < 0$) wodurch sich der Gesamtporenwasserdruck verringert [67]. Ausgehend vom undrainierten Zustand unmittelbar nach dem Aushub reduzieren sich mit zunehmender Zeit, d.h. voranschreitender Konsolidation, die negativen Porenwasserüberdrücke; der Porenwasserdruck wird größer und die effektiven Spannungen nehmen bei konstanten totalen Spannungen ab. Ist die Konsolidation vollständig abgeschlossen, stellt sich ein neues stationäres Gleichgewicht des Porenwasserdrucks u_0 mit neuen effektiven Spannungen σ' ein. Aufgrund der Reduzierung der effektiven Spannungen im Korngerüst während der Konsolidation der Ortsbrust, reduziert sich folglich auch die Scherfestigkeit τ_f. In einem kohäsiven Boden mit der effektiven Kohäsion c' ergibt sich τ_f nach dem Mohr'schen Bruchkriterium zu:

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi' \; = \; c' + (\sigma - u) \cdot \tan\varphi' \; = \; c' + (\sigma - u_0 - \Delta u) \cdot \tan\varphi' \tag{3.3}$$

Die Stehzeit für Tunnels, d.h. die verstreichende Zeit zwischen Vortrieb und Installation des Tunnelverbaus, kann bei Böden direkt mit der voranschreitenden Konsolidation in

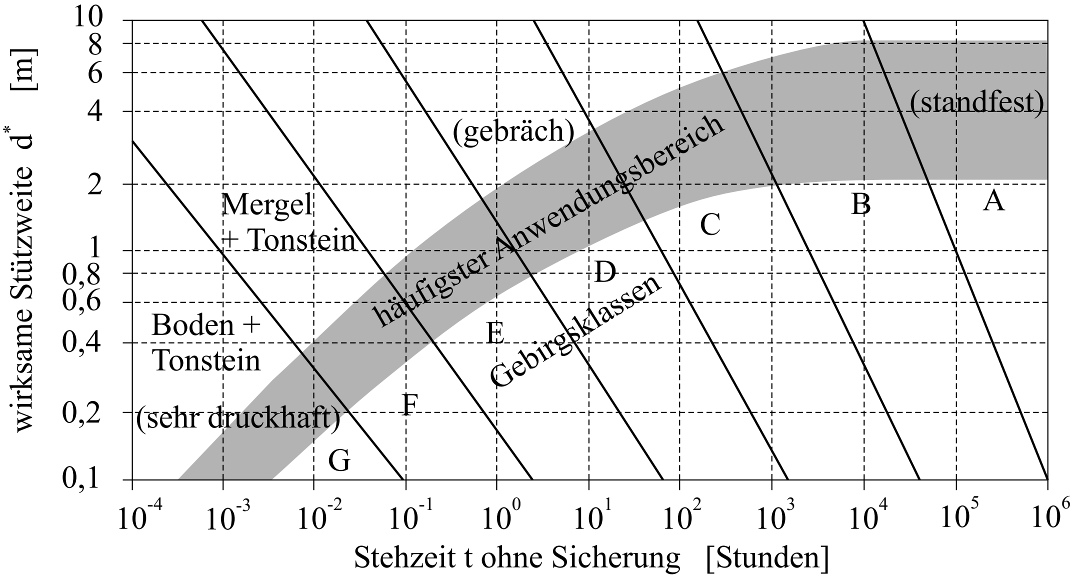


Abbildung 3.2: Gebirgsstandfestigkeit beim Tunnelvortrieb in Abhängigkeit von der Stehzeit t eines ungesicherten Tunnels mit wirksamer Stützweite d^* (nach [41])

Zusammenhang gebracht werden. Unmittelbar nach dem Ausbruch herrschen undrainierte Bedingungen, die sich mit zunehmendem Konsolidationsgrad der drainierten Situation annähern.

Lauffer [41] beschreibt mit einem Diagramm den Zusammenhang zwischen Standfestigkeit des Gebirges, der wirksamen Stützweite d^* und der Stehzeit t des ungesicherten Tunnels. Dabei entspricht die wirksame Stützweite d^* der Abschlagslänge d des Tunnels für den Fall, dass d kleiner als der Tunneldurchmesser D ist. Ist die Abschlagslänge d größer als der Tunneldurchmesser, dann nimmt d^* den Wert des Durchmessers D an. Auf Grundlage neuer Studien, ergibt sich aus der Darstellungsweise von *Lauffer* ein signifikanter Kritikpunkt. In *Lauffer's* Diagramm wird lediglich die Abschlagslänge d berücksichtigt, der Einfluss des Tunneldurchmessers D wird vernachlässigt. In der Vorliegenden Forschungsarbeit wird später gezeigt, dass die Standsicherheit der Ortsbrust sowohl von der Abschlagslänge als auch maßgeblich vom Tunneldurchmesser abhängt. Im Klassifizierungssystem von *Lauffer* (Abbildung 3.2) wird der Baugrund entsprechend seiner Eigenschaften in 7 Klassen, von standfest (A) über gebräch (D) bis sehr druckhaft (G) gegliedert, wobei durch die Gebirgsklassen (A) bis (F) Fels und durch die Klasse (G) Boden beschrieben wird. In Abhängigkeit von den Gebirgsklassen stellt er in einem Diagramm den Zusammenhang zwischen Stehzeit und Größe des ungesichertem Gewölbes dar. Standfestes Gebirge (A) steht im Lauffer-Diagramm für massigen, kompakten Fels wie z.B. Granite und Kalksteine. Die Gebirgsklasse gebräch (D) steht für angewitterte, geklüftete feste Schiefer, harte Sandstein-Mergel oder Schluffstein wechsellagernd sowie Sandsteine mit etwas schwächerer Kornbindung. Als stark druckhaftes Gebirge (G) werden Tonsteine, steife Tone und Schluffe sowie Sande und Kiese mit etwas Kohäsion bezeichnet [20].

Das Diagramm nach *Lauffer* verdeutlicht, dass bei geringer Standfestigkeit des Gebirges zum einen die Stehzeit klein ist, und zum anderen auch die Abschlagslänge d kleiner gewählt werden muss. Weiterhin kann gefolgert werden, dass unmittelbar nach dem Ausbruch die Standsicherheit des Tunnels größer ist, und diese mit Voranschreiten der Zeit abnimmt.

3.2 Drainierte Bedingungen

3.2.1 Bruchdruckformel für drainierte Zustände

Zur Berechnung des Bruchdrucks der Ortsbrust unter drainierten Bedingungen existieren verschiedene Berechnungsmodelle, die in den nachfolgenden Kapiteln vorgestellt werden. Die Idee, den Bruchdruck bei drainierten Bedingungen mit Hilfe einer geschlossenen Formel zu berechnen, wurde für einen kohäsionslosen Reibungsboden zum ersten mal von *Atkinson & Mair* [5] vorgeschlagen. Die Struktur der Bruchdruckformel entspricht dabei der Gleichung zur Berechnung der Grundbruchsicherheit eines Fundaments:

$$p_f = qN_q + \gamma D N_D \tag{3.4}$$

In Gleichung 3.4 ist p_f der Bruchdruck, q eine mögliche Flächenlast an der Geländeoberfläche und D der Durchmesser des Tunnels. N_D sowie N_q sind reibungsabhängige, dimensionslose Koeffizienten, wobei N_D der Durchmesserbeiwert und N_q der Beiwert zur Berücksichtigung einer Flächenlast an der Geländeoberfläche ist.
Anagnostou & Kovári [4] berücksichtigen den Einfluss der Kohäsion auf den Bruchdruck und erweitern so die Bruchdruckformel um einen Kohäsionsanteil. Mit der effektiven Kohäsion c' und dem reibungsabhängigen Kohäsionsbeiwert N_c kann die Bruchdruckformel wie folgt geschrieben werden:

$$p_f = -c'N_c + \gamma D N_D + qN_q \tag{3.5}$$

Dabei wird aus der Bruchdruckformel Gleichung 3.5 deutlich, dass der Kohäsionsanteil den Bruchdruck reduziert und die Anteile aus Tunneldurchmesser D und Flächenlast q an der Geländeoberfläche den Bruchdruck erhöhen.
Nachfolgend werden unterschiedliche Modelle zur Berechnung des Bruchdrucks p_f vorgestellt. Die Ergebnisse der jeweiligen Modelle werden abschließend in Form der dimensionslosen Formelbeiwerte N dargestellt und verglichen.

3.2.2 Bruchkörpermodell für drainierte Zustände nach Horn

Zur Analyse der Standsicherheit der Ortsbrust unter drainierten Bedingungen wird verbreitet das in Abbildung 3.3 dargestellte räumliche Bruchkörpermodell verwendet, welches in seinen Grundzügen bereits von *Horn* [25] vorgestellt wurde. Die Grundidee des

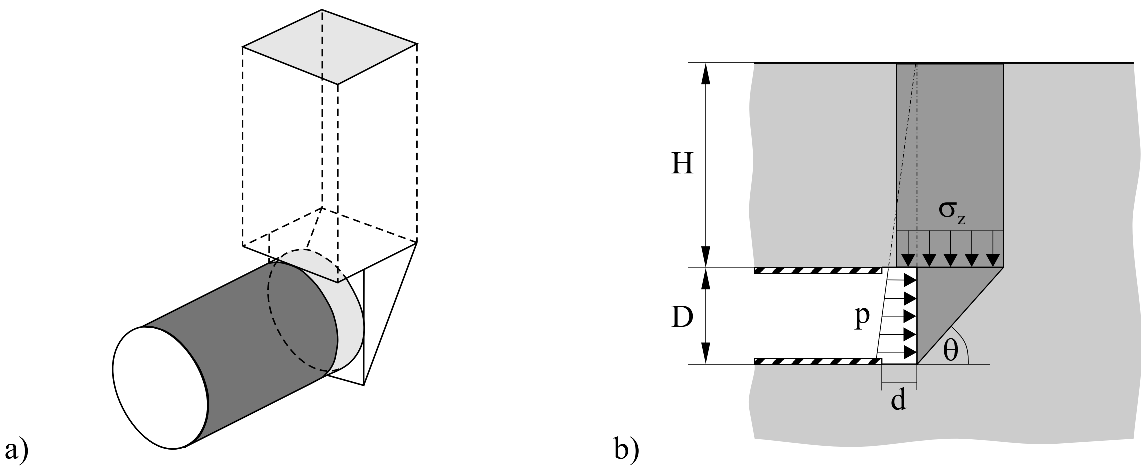


Abbildung 3.3: a) Räumliches Bruchkörpermodell zur Ermittlung des Stützdrucks auf die Ortsbrust; b) Längsschnitt entlang der Tunnelachse

Berechnungsmodells ist ein keilförmiger Bruchkörper vor der Ortsbrust, auf den die vertikale Spannung σ_z wirkt. Aus einer Betrachtung des Kräftegleichgewichts an dem keilförmigen Bruchkörper kann der Bruchdruck p_f ermittelt werden. *Jancsecz & Steiner* [29] verwenden dieses Modell zur Berechnung der Ortsbruststandsicherheit bei einem Schildvortrieb, *Sternath & Baumann* [63] wenden es für die Ortsbrustanalyse bei einem NÖT-Vortrieb an. Ausführliche Beschreibungen des Bruchkörpermodells geben sowohl *Anagnostou & Kovári* [3, 4] als auch *Broere* [13] und *Kolymbas* [33].
Zur Berechnung des Bruchdrucks p_f, d.h. dem Stützdruck an der Ortsbrust im Bruchzustand, wird das Kräftegleichgewicht an dem keilförmigen Bruchkörper vor der Ortsbrust betrachtet. Dabei muss der Neigungswinkel θ der Gleitfläche des Gleitkeils so lange variiert werden, bis p_f erreicht wird (Abbildung 3.3b). Der kritische Neigungswinkel liegt in etwa bei $\theta \approx 45° + 1/2\varphi'$. Da die Gleitfläche, auf welcher der Gleitkörper an der Ortsbrust abrutscht meist nicht gerade, sonder gekrümmt verläuft, verwendet *Murayama* in [39] anstatt dessen eine logarithmische Spirale.
Berechnung der Vertikalspannung: Die Berechnung der Vertikalspannung σ'_z in Abbildung 3.3b basiert auf einer Annahme zur Überlagerungsspannung an der Firste eines Tunnels nach der Silotheorie von *Janssen* [30] für kohäsionslose Böden, welche die Ausbildung eines selbsttragenden Gewölbes über dem Tunnel berücksichtigt. Dieser Ansatz zur Berechnung der Überlagerungsspannung wurde von *Terzaghi & Jelinek* [65] auf kohäsive Reibungsböden erweitert. Die Vertikalspannung σ'_z kann nach Abbildung 3.4 folgendermaßen hergeleitet werden [70, 72]. Es wird davon ausgegangen, dass der in Abbildung 3.3 dargestellte quaderförmige Bruchkörper über dem Gleitkeil durch einen Zylinder (Silo) gleicher Höhe und gleichen Volumens ersetzt wird. Der Siloradius r ergibt sich aus der Grundfläche A des prismatischen Erdkörpers zu $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$. Auf die kreisförmige Siloscheibe mit Radius r und der Dicke dz wirken die Kraft aus dem Bodeneigengewicht $\pi r^2 \gamma dz$, die Kraft aus der vertikalen Spannungsdifferenz $\pi r^2 d\sigma_z$ und die Wandreibungs-

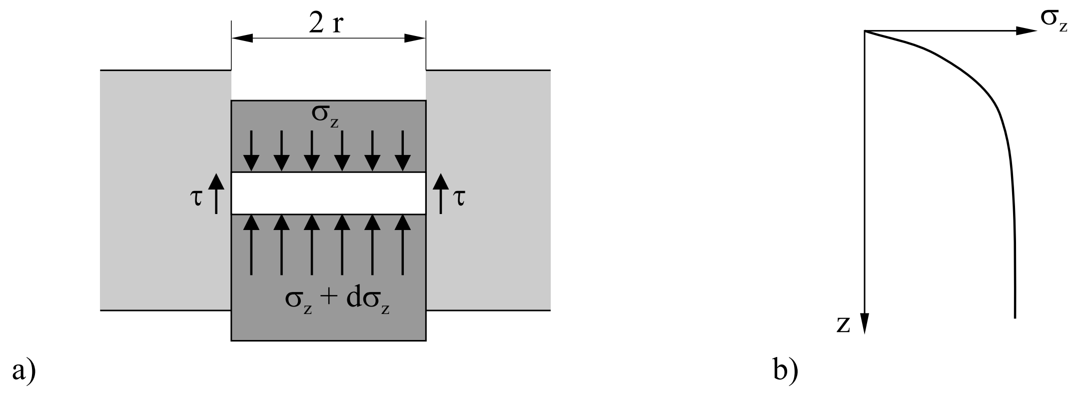


Abbildung 3.4: Vertikalspannungen nach der Silotheorie. a) Darstellung der Komponenten der Differentialgleichung; b) Zunahme der Vertikalspannung σ_z mit der Tiefe z.

kraft $2\pi r \tau_f dz$. Mit der Annahme einer rauen Oberfläche zwischen Bruchkörper und Baugrund gilt mit $\sigma_r = K_0 \sigma_z$ nach dem Mohr'schen Bruchkriterium für die Scherfestigkeit $\tau_f = c' + \sigma_r \tan\varphi'$. In Kombination mit den Gleichgewichtsbedingungen erhält man folgende Differentialgleichung:

$$\frac{d\sigma_z'}{dz} = \gamma - \frac{2c'}{r} - \frac{2K_0 tan\varphi'}{r}\ \sigma_z' \tag{3.6}$$

Für die Randbedingung, dass in einer Tiefe $z = 0 \quad \sigma_z' = 0$ ist, kann die Differentialgleichung für die Vertikalspannung gelöst werden:

$$\sigma_z' = \frac{\gamma r - 2c'}{2K_0 \tan\varphi'}\ (1 - e^{-2K_0 \tan\varphi' \frac{H}{r}}) \tag{3.7}$$

Die Auflast auf den keilförmigen Bruchkörper ist somit abhängig vom Radius des Silos r, von der effektiven Kohäsion c', dem effektiven Reibungswinkel φ', dem Erdruhedruckbeiwert K_0 und der Überdeckung des Tunnels H. *Terzaghi & Jelinek* [65] verwenden zur Berechnung der Vertikalspannung σ_z' einen Erddruckbeiwert $K_0 = 1$, *Anagnostou & Kovári* [3, 4] nehmen für ihre Berechnunen $K_0 = 0,8$ an. Da Zugspannungen in Böden nur eingeschränkt möglich sind, sollte die Gleichung auf den Fall $\sigma_z' > 0$ beschränkt werden. Die vorgestellte Herleitung für die Vertikalspannung gilt für einen kreisrunden Silo, wie sie für kohäsive Böden auch von *Kolymbas* [33] gezeigt wird.

Seitenkräfte: Die Scherfestigkeit auf den Seiten des Gleitkeils ist abhängig von der vorherrschenden Horizontalspannung im Boden. Von *Broere* [13] werden hierzu unterschiedliche Ansätze vorgestellt. Zum einen geht er davon aus, dass die Horizontalspannung entsprechend der Vertikalspannung auf den Gleitkeil nur bis zu einer bestimmten Tiefe zunimmt und berechnet aus den reduzierten Vertikalspannungen σ_z' die Horizontalspannung zu $\sigma_h = K\sigma_z'$. Zum anderen betrachtet er den Gleitkeil völlig unabhängig von der durch die Gewölbewirkung reduzierten Vertikalspannung und berechnet die Horizontalspannung zu $\sigma_h = K\gamma z$. Für den Erddruckbeiwert K verwendet er sowohl den

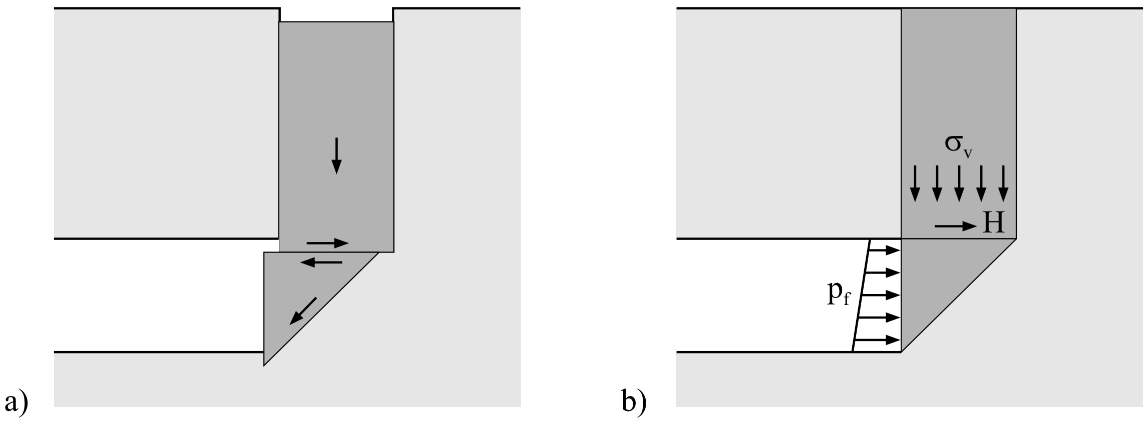


Abbildung 3.5: a) Relativverschiebung zwischen Silo und Gleitkeil; b) zusätzliche Horizontalkraft H am Gleitkeil

Erdruhedruckbeiwert K_0 als auch den Beiwert für den aktiven Erddruck K_a. Im Vergleich zu Messergebnissen aus Laborversuchen von *Chambon & Corté* [15] und *Bezuijen & Messemaeckers-van de Graf* [10] findet *Broere* mit einer Horizontalspannung am Gleitkeil von $\sigma_h = K\gamma z$ und bei Verwendung des Erdruhedruckbeiwerts K_0 die treffendsten Ergebnisse. *Anagnostou & Kovári* [3] verwenden für den Erddruckbeiwert $K_0 = 0,4$. Die Horizontalspannungen am Gleitkeil bestimmen sie wie folgt. An der Oberkante des Gleitkeils herrscht die durch Gewölbewirkung reduzierte Vertikalspannung σ'_z, welche dann entlang des Gleitkeils linear mit der Tiefe zunimmt. Ein stark vereinfachtes Verfahren benutzt Fennker [21] indem er auf den Seitenflächen des Gleitkeil ausschließlich die Kohäsion berücksichtigt und den Anteil aus Reibung überhaupt nicht in Betracht zieht.
Schlussbemerkung: Die unterschiedlichen Ansätze zur Berechnung des Kräftegleichgewichts am Gleitkeil verdeutlichen, dass die Berücksichtigung des realistischen Spannungszustands schwierig zu handhaben ist und mit einigen Unsicherheiten verbunden ist. Dadurch führt auch die Berechnung des Bruchdrucks p_f nicht zu einem eindeutigen Ergebnis. Trotzdem wird dieses Modell in der vorgestellten Form in der Praxis verbreitet angewendet [3, 13, 21, 28, 63].
Ein weiterer Kritikpunkt an dem Bruchkörpermodell ist, dass für eine konsequente Grenzgleichgewichtsbetrachtung die Interaktion zwischen Gleitkeil und dem darüberliegenden Silo von den meisten Autoren nicht vollständig berücksichtigt wird. Bei einer konsequenten Grenzgleichgewichtsbetrachtung muss auch die Relativverschiebung zwischen dem Gleitkeil und dem darüberliegenden Silo und die dadurch entstehenden Reibungskräfte H entsprechend Abbildung 3.5 berücksichtigt werden. Dies führt zu einer zusätzlichen Reduzierung des Bruchdrucks p_f [33, 70].

3.2.3 Weitere Modelle für drainierte Zustände

Léca & Dormieux [42] führen Grenzwertbetrachtungen zur Standsicherheit der Ortsbrust mit Hilfe von kegelförmigen Bruchkörpermodellen durch (Abbildung 3.6a und b). Dabei

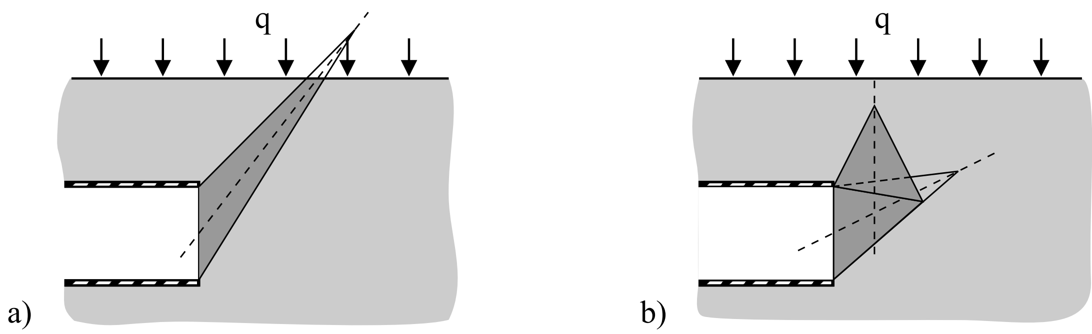


Abbildung 3.6: Kegelförmige Bruchkörpermodelle nach *Léca & Dormieux* [42]

entwickeln sie theoretische Schranken für den Bruchdruck eines vollständig ausgekleideten Tunnels in kohäsionslosem Reibungsmaterial. Eine kinematisch Schranke steht für eine optimistische bzw. unsichere Prognose, d.h. einen niedrigen Wert für den Bruchdruck. Deren entwickelte theoretische Schranke soll in den später vorgestellten Untersuchungen als Vergleich dienen. Bei Ihren Grenzwertbetrachtungen gehen *Léca & Dormieux* von assoziiertem Fließen aus, d.h. der Dilatanzwinkel ψ ist gleich dem effektiven Reibungswinkel φ'. Sie verwenden bei ihren Untersuchungen grundsätzlich zwei verschiedene kinematische Bruchmechanismen, welche in Abbildung 3.6 dargestellt sind. Bei sehr geringen Überdeckungen bis $H/D < 0,25$ oder bei effektiven Reibungswinkeln von $\varphi' < 30°$ ist der Bruchmechanismus aus Abbildung 3.6a maßgebend, in den anderen Fällen der Bruchmechanismus aus Abbildung 3.6b. Bei Überdeckungen die größer als $H = D$ sind, werden mit beiden Bruchmechanismen die gleichen Ergebnisse erzielt.

Die Ergebnisse von *Léca & Dormieux* sind in Abbildung 3.9 als Kurve in Form des dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwerten N_D, abhängig vom effektiven Reibungswinkel und von der relativen Überdeckung H/D, dargestellt. Die Resultate beider Bruchkörpermodelle sind zusammengefasst, wobei jeweils nur der maßgebende Wert dargestellt ist. Ihre Berechnungen zeigen, dass der Bruchdruck p_f für Böden mit Reibungswinkeln zwischen $20°$ und $45°$ nahezu unabhängig von der Überdeckung des Tunnels ist. Bei $H > 0,6D$ hat die Tiefenlage des Tunnels keinen Einfluss mehr auf p_f. Weiterhin zeigt deren Untersuchung, dass auch eine Auflast q an der Geländeoberfläche nur bei geringen Überdeckungen bis $H/D < 0,6$ einen Einfluss auf den Bruchdruck hat. Bei größeren Überdeckungen hat eine Flächenlast an der Geländeoberfläche keinen Einfluss mehr auf den Bruchdruck, d.h. der Auflastbeiwert ist $N_q = 0$. Im Vergleich zu anderen Forschungsarbeiten sind die Resultate für den Durchmesserbeiwert N_D nach Léca & Dormieux für $H > 0,6D$ in Abbildung 3.9 dargestellt. Der Bruchdruck p_f für die Ortsbrust kann dann mit Gleichung 3.5 berechnet werden.

Schalenförmige Bruchkörper vor der Ortsbrust wurden von *Krause* [39] untersucht, welche in Abbildung 3.7 dargestellt sind. Dabei wird von der Unabhängigkeit des Bruchdrucks von der Überdeckung des Tunnels ausgegangen. Ausgehend von einfachen ebenen Bruchkörpern in Form eines Halb- und eines Viertelkreises, entwickelt *Krause* ein räumliches Modell in Form einer Halbkugel. Bei den Bruchkörpern in Form eines Halb-

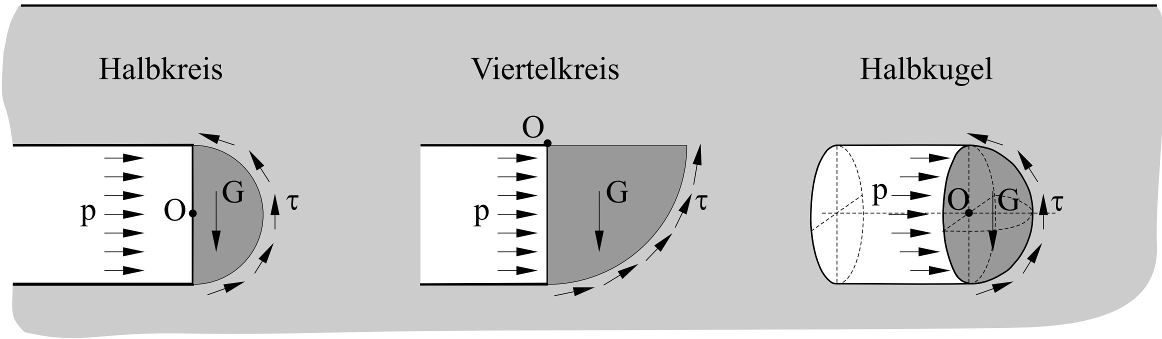


Abbildung 3.7: Idealisierte Bruchkörpermodelle nach *Krause* [39]

kreises und eines Viertelkreises wirkt die Scherfestigkeit ausschließlich auf den Gleitflächen und nicht auf Vorder- und Rückseite; bei dem räumlichen Halbkugel-Modell wirken die Scherparameter am gesamten Bruchkörper. Die Standsicherheit dieser Bruchkörper ist gewährleistet, wenn die rückhaltenden Momente aus Reibung und Kohäsion in der Gleitfuge sowie aus dem aufgebrachten Stützdruck an der Ortsbrust größer sind, als das treibende Moment aus deren Eigengewicht.
Der Durchmesserbeiwert N_D und der Kohäsionsbeiwert N_c ergibt sich für die ebenen Versagensmechanismen wie folgt:

$$\textbf{Halbkreis:} \qquad N_c = \frac{\pi}{2tan\varphi'} \qquad N_D = \frac{1}{6tan\varphi'} \tag{3.8}$$

$$\textbf{Viertelkreis:} \qquad N_c = \frac{\pi}{1+2tan\varphi'} \qquad N_D = \frac{1}{1,5+3tan\varphi'} \tag{3.9}$$

Welche der beiden Gleichungen die maßgebende ist, hängt von den Eigenschaften des Bodens ab. In kohäsionslosen Böden entfällt in der Bruchdruckformel (Gleichung 3.5) das Kohäsionsglied, so dass der Kohäsionsbeiwert N_c keinen Einfluss auf den Bruchdruck hat. p_f ist in diesem Fall lediglich eine Funktion von N_D. In kohäsiven Böden ist dagegen der Bruchdruck sowohl von N_c als auch von N_D abhängig. Für einen Tunnelvortrieb in kohäsionslosem Boden ergibt sich, dass für effektive Reibungswinkel $\varphi' < 26,5°$ der halbkreisförmige Bruchmechanismus mit Gleichung 3.8 maßgebend ist; für $\varphi' > 26,5°$ erhält man mit Gleichung 3.9 (Viertelkreis) den größere Wert für den Bruchdruck. In kohäsiven Böden ergibt sich der Sachverhalt, dass in fast allen Fällen der Bruchmechanismus in Form eines Viertelkreises ausschlaggebend ist (Gleichung 3.9). Dies ist bereits bei gering kohäsiven Böden mit $c' > 0,028\gamma D$ der Fall.
Die entwickelten Gleichungen nach *Krause* [39] zeigen in ihrer Form grundsätzlich eine ähnliche Struktur. Es soll jedoch darauf hingewiesen werden, dass bei der Herleitung der Gleichungen 3.8 und 3.9 keine konsequente Grenzgleichgewichtsbetrachtung durchgeführt wurde. Die beiden Gleichungen wurden für einen ebenen Verformungszustand

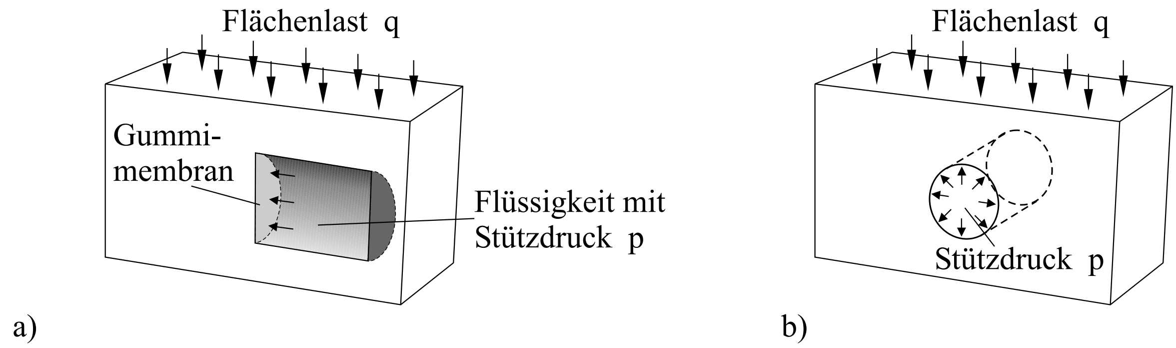


Abbildung 3.8: Aufbau der Modellversuche nach a) *Chambon & Corté* [15] und b) *Atkinson & Potts* [6]

entwickelt, wobei die Reibungsanteile nur in der Scherfuge, jedoch nicht auf der Vorder- und Rückseite der Bruchkörper, angesetzt wurden.
Eine räumliche Betrachtung erfolgte lediglich für den Fall eines halbkugelförmigen Bruchkörpers, weswegen im Weiteren der vorliegenden Arbeit auch nur auf diesen Lösungsansatz zurückgegriffen wird. Der Durchmesserbeiwert N_D und der Kohäsionsbeiwert N_c sind nachfolgend in Gleichung 3.10 dargestellt, wobei auffällt, dass der Kohäsionsbeiwert N_c der gleiche ist, wie für den Halbkreis (Gleichung 3.8):

$$\textbf{Halbkugel:} \qquad N_c = \frac{\pi}{2tan\varphi'} \qquad N_D = \frac{1}{9tan\varphi'} \tag{3.10}$$

Es wird später in Kapitel 5 gezeigt, dass *Krause's* Erkenntnisse für den halbkugelförmigen Bruchkörper eine sehr treffende Übereinstimmung mit den Resultaten dreidimensionaler Finite Elemente Berechnungen haben.

3.2.4 Experimentelle Untersuchungen für drainierte Zustände

In diesem Kapitel werden experimentelle Untersuchungen zur Beurteilung der Ortsbruststandsicherheit für drainierte Bedingungen vorgestellt. Experimentelle Untersuchungen zur Standsicherheit der Ortsbrust sind meist sehr aufwändig. Die Versuche werden zumeist in Geozentrifugen durchgeführt, wobei die Untersuchungen an kleinen Modellen durchgeführt, und die dabei erzielten Ergebnisse anschließend auf reale Tunnels, abhängig von der Beschleunigung, skaliert werden. Der Modelltunnel von *Chambon & Corté* [15] hat einen Durchmesser von $10cm$, die Tunnelröhre wird durch eine starre Schale gesichert und die Ortsbrust wird über eine Gummimembran durch eine Flüssigkeit gestützt (Abbildung 3.8a). In der Regel wurde der Tunnel bis hin zur Ortsbrust vollständig ausgekleidet, bei einigen Versuchen wurde aber auch eine Abschlagslänge von 20% des Tunneldurchmessers belassen. Durchgeführt wurden die Untersuchungen in einem trockenen, kohäsionslosen Sand mit einer Trockenwichte von $\gamma_d = 15,3kN/m^3$ bis $16,1kN/m^3$

und einem relativ hohen effektiven Reibungswinkel von φ' = $38°$ bis $42°$. Die relative Tunnelüberdeckung H/D wurde von $0,5$ bis 4 variiert.
Während der Versuche ist das Modell in der Geozentrifuge Beschleunigungen von $50g$, $100g$ bzw. $130g$ ausgesetzt, was bei einem Modelldurchmesser von $10cm$ entsprechende Tunneldurchmesser von $5m$, $10m$ sowie $13m$ bedeutet. Der Stützdruck p der Stützflüssigkeit wird während der Versuchsdurchführung so lange reduziert, bis der Bruchdruck p_f erreicht ist und die Ortsbrust versagt.
Die Ergebnisse der Untersuchungen können unter der Voraussetzung drainierter Bedingungen und eines hohen effektiven Reibungswinkels φ' auf folgende vier Aussagen zusammengefasst werden:
Der Bruchdruck p_f

- ist unabhängig von der Überdeckung des Tunnels
- hängt linear vom Tunneldurchmesser linear ab
- hängt linear von der Wichte des Bodens ab
- nimmt bei kleinen Abschlagslängen von 20% des Tunneldurchmessers nur gering zu

Modellversuche von *Atkinson & Potts* [6] bestätigen sowohl die Unabhängigkeit des Bruchdrucks von der Tunnelüberdeckung für $H > 0,5D$ und die lineare Abhängigkeit sowohl vom Tunneldurchmesser als auch von der Wichte des Bodens. Sie führten Versuche in einer Geozentrifuge an einem Modelltunnel mit unausgekleideter Röhre in einem dicht gelagerten Sand mit einem sehr hohen Reibungswinkel von $\varphi' \approx 50°$ durch. Bei den Versuchen wurde der Stützdruck in der gesamten Röhre bis zum Eintreten eines Verbruchs reduziert (siehe Abbildung 3.8b). Da es sich beim Standsicherheitsproblem der Ortsbrust um ein dreidimensionales und nicht um ein ebenes Problem handelt, wird auf das Resultat von *Atkinson & Potts* erst wieder in Kapitel 6 zurückgegriffen. In diesem Kapitel wird der Einfluss der Abschlagslänge auf den Bruchdruck p_f analysiert sowie der Bruchdruck einer ungestützten Tunnelröhre besprochen.
Jancsecz & Steiner [29] führten beim Bau des Grauholzunnels (Bern, Schweiz) Versuche bei einem Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust durch. Der Tunnel mit einem Durchmesser von $11,6m$ verläuft durch eine glaziale Kiesschicht. Der Kies hat einen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 38°$, eine Kohäsion $c' = 0$ und eine Wichte von $22kN/m^3$. Der aufgebrachte Stützdruck an der Ortsbrust wurde reduziert, bis an der Ortsbrust bei Stützdrücken von $15kN/m^2$ bis $25kN/m^2$ Instabilitäten beobachtet wurden. Diese Messergebnisse sind in Form des Durchmesserbeiwerts N_D in Abbildung 3.9 als vertikaler Balken verzeichnet. Sie haben eine ausgezeichnete Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen von *Chambon & Corté* [15] und den Resultaten von *Léca & Dormieux* [42] wie in Abbildung 3.9 zu erkennen ist.

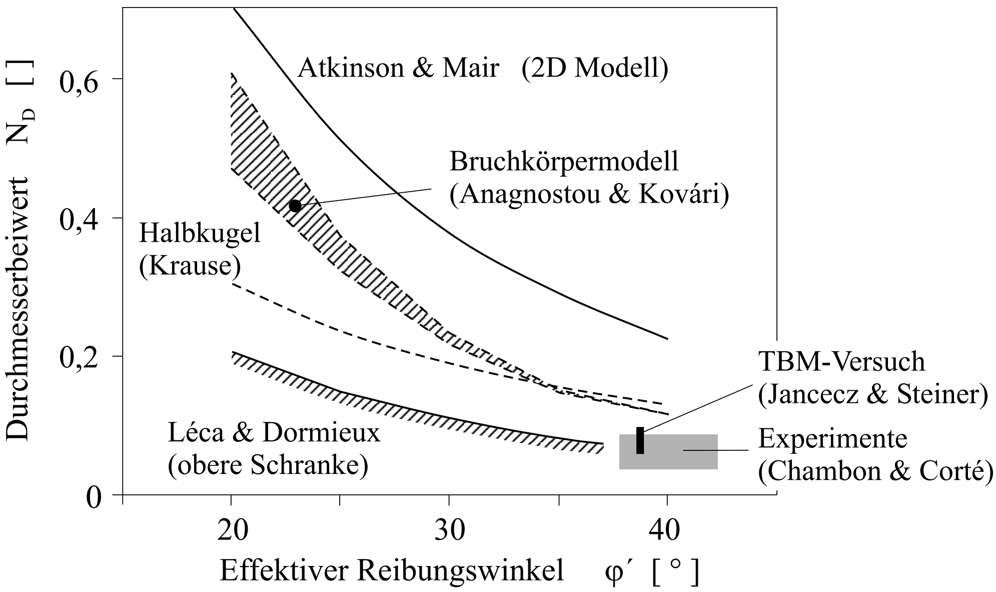


Abbildung 3.9: Durchmesserbeiwert N_D nach unterschiedlichen Modellen für $d = 0$

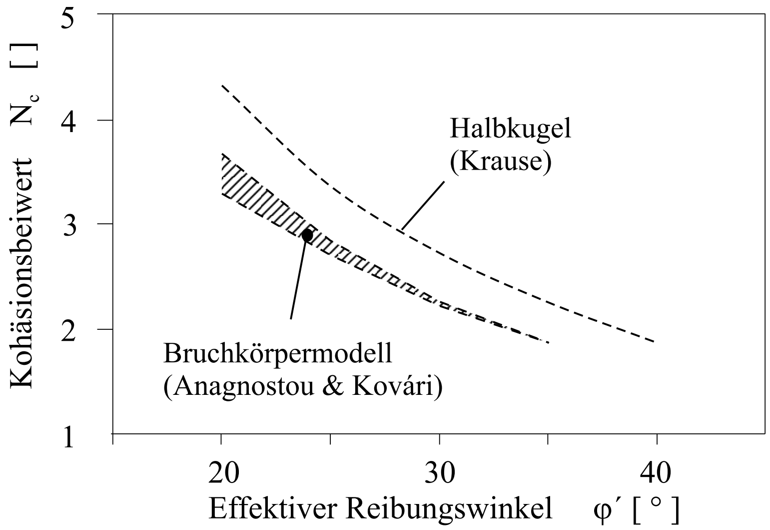


Abbildung 3.10: Kohäsionsbeiwert N_c nach unterschiedlichen Modellen für $d = 0$

3.2.5 Resümee der Kenntnisse für drainierte Zustände

Die Ergebnisse der vorgestellten Untersuchungen, sowohl der Berechnungsmodelle als auch der experimentellen Untersuchungen, sind in den beiden Abbildungen 3.9 und 3.10 in Form der dimensionslosen Tragfähigkeitsbeiwerte N_c und N_D als Funktion des effektiven Reibungswinkels φ' dargestellt. Alle Untersuchungen haben gemein, dass beide Tragfähigkeitsbeiwerte bei zunehmendem effektivem Reibungswinkel abnehmen. Bei Betrachtung der Bruchdruckformel Gleichung 3.5 zeigt sich aus dieser Feststellung folgender Zusammenhang. Der Kohäsionsanteil reduziert den Bruchdruck; dieser Anteil wird mit zunehmendem effektivem Reibungswinkel kleiner. Im entgegengesetzten Sinne reduziert sich jedoch der Anteil des Bruchdrucks aus Tunneldurchmesser und Bodenwichte bei größerem φ'. Sowohl für den Durchmesserbeiwert N_D als auch für den Kohäsionsbeiwert N_c finden *Anagnostou & Kovári* [4] mit dem Bruchkörpermodell aus Abbildung 3.3 eine deutliche Abhängigkeit des Bruchdrucks von der Überdeckung des Tunnels, welche durch den schraffierten Bereich in den Abbildungen 3.9 und 3.10 charakterisiert wird. Die obere Begrenzung des schraffierten Bereichs steht jeweils für Überdeckungen $H \geq 5D$, die untere für $H = D$.

Für kohäsionslose Reibungsböden ist lediglich der Durchmesserbeiwert N_D aus Abbildung 3.9 von Bedeutung. Die von *Léca & Dormieux* [42] entwickelte obere Schranke hat mit den experimentellen Resultaten von *Chambon & Corté* [15] eine sehr gute Übereinstimmung. Die Ergebnisse von *Atkinson & Mair* [5] bilden eine konservativ liegende untere Schranke. Für den tatsächlichen Durchmesserbeiwert bedeutet dies, dass dieser zwischen den Ergebnissen von *Léca & Dormieux* und denen von *Atkinson & Mair* liegen muss.

3.3 Undrainierte Bedingungen

3.3.1 Berechnungsmodelle für undrainierte Zustände

Erste Standsicherheitsuntersuchungen für Tunnels unter undrainierten Bedingungen wurden von *Broms & Bennermark* [14] durchgeführt. Zur Berechnung des Bruchdrucks führten sie Gleichungen ein, die entsprechend der Bruchdruckformel für drainierte Bedingungen, auch für undrainierten Verhältnisse geschrieben werden können:

$$p_f = -c_u N_{cu} + \gamma D N_{Du} + q N_{qu} \tag{3.11}$$

wobei q eine mögliche Flächenlast an der Geländeoberfläche, γ die Bodenwichte, D der Tunneldurchmesser und c_u die undrainierte Scherfestigkeit ist. In der Gleichung ist N_{cu} der Kohäsionsbeiwert, N_{Du} der Durchmesserbeiwert und N_{qu} der Auflastbeiwert für undrainierte Bedingungen. Zur Vermeidung von Verwechslungen mit Stabilitätsbeiwerten für drainierte Bedingungen, steht bei den Koeffizienten für undrainierte Bedingungen zusätzlich ein u im Index. Der Durchmesserbeiwert ergibt sich zu $N_{Du} = (1/2 + H/D)$ und der Auflastbeiwert zu $N_{qu} = 1$.
Zur Bestimmung von N_{cu} führten *Davis et al.* [16] Grenzwertbetrachtungen für Tunnels mit einem Kreisquerschnitt durch. Zunächst betrachten sie einen Querschnitt durch die Tunnelröhre und einen Längsschnitt entlang der Tunnelachse im Bereich der Ortsbrust, d.h. für beide Fälle liegt eine zweidimensionale Situation vor. Von spezieller Bedeutung für die vorliegende Arbeit sind deren räumliche Analysen zur Ortsbruststandsicherheit, für die sie anschließend ebenso Grenzwertbetrachtungen durchgeführt haben. Die Untersuchungen beschränken sich dabei auf den Fall $d = 0$, d.h. die Tunnelauskleidung reicht bis zur Ortsbrust. Dies ist vor allem für den Schildvortrieb relevant. Bei ihren Grenzwertbetrachtungen wird davon ausgegangen, dass der Stützdruck and der Ortsbrust konstant über den gesamten Vortriebsquerschnitt ist. Unter dieser Annahme entwickelten sie eine untere Schranke für N_{cu} aufgrund von zwei verschiedenen Lösungen, wobei von einem um die Tunnellängsachse zylindrischen sowie von einem kugelförmigen Spannungsfeld an der Ortsbrust ausgegangen wird. Die entsprechenden Stabilitätszahlen N_{cu} für das untere-Schranken-Theorem ergeben sich nach *Davis et al.* [16] zu:

Zylindrisches Spannungsfeld:

$$N_{cu} = 2 + 2\ln\left(\frac{2H}{D}\right) \tag{3.12}$$

Kugelförmiges Spannungsfeld:

$$N_{cu} = 4\ln\left(\frac{2H}{D}\right) \tag{3.13}$$

Eine andere Ermittlung der Stabilitätszahl N_{cu} nach dem untere-Schranken-Theorem gibt *Kolymbas* [32]. Im Unterschied zu *Davis et al.* [16] geht *Kolymbas* von einem mit der Tiefe

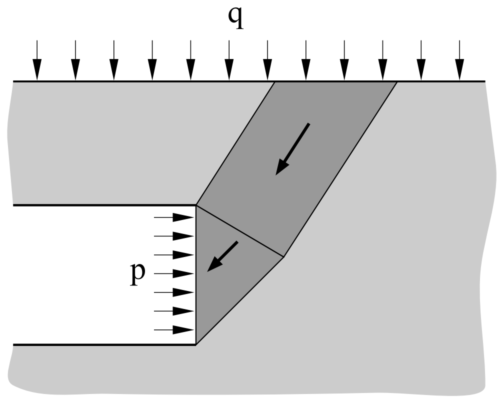


Abbildung 3.11: Bruchmechanismus für die obere Schranke nach *Davis et al.* [16]

linear zunehmenden Stützdruck p auf die Ortsbrust aus. Für diese Situation ergibt sich die Stabilitätszahl N_{cu} zu:

Kugelförmiges Spannungsfeld:
$$N_{cu} = 4\ln\left(1 + \frac{2H}{D}\right) \tag{3.14}$$

Die Ergebnisse nach *Davis et al.* und *Kolymbas* bilden untere Schranken in dem Sinne, dass die wirkliche Lösung über deren Ergebnisse liegen muss. Insgesamt können deswegen deren Lösungen grafisch überlagert werden und bilden auf diese Weise eine gemeinsame untere Schranke. Der mögliche Bereich für N_{cu} wird in Abbildung 3.12 durch den grau schraffierten Bereich beschrieben und durch die Lösungen von *Davis et al.* und *Kolymbas* nach unten abgegrenzt.
Der Bruchdruck p_f an der Ortsbrust kann bei Grenzwertbetrachtungen auch nach dem Prinzip der oberen Schranke ermittelt werden. Nach dem oberen-Schranken-Theorem wird ein möglicher Bruchmechanismus betrachtet, auf dessen Gleitflächen die Scherkräfte den Gewichtskräften der Gleitkörper entgegenwirkt. Sind die treibenden Kräfte größer als die haltenden, dann tritt ein Versagen der Ortsbrust auf. Die Bruchkinematik, bei welcher der Stüzdruck einen Maximalwert erreicht, gilt als obere Schranke. Der tatsächliche Bruchdruck p_f liegt zwischen oberer und unterer Schranke.
Davis et al. [16] verwenden den in Abbildung 3.11 dargestellten Bruchmechanismus zur Ermittlung einer oberen Schranke. Die Bruchkörper haben einen kreisförmigen Querschnitt. Durch Variation der Geometrie, d.h. der Winkel zwischen den Bruchkörpern, kann der maximale Ausbauwiderstand ermittelt werden. Die Resultate von *Davis et al.* sind entsprechend in Form der Stabilitätszahl N_{cu} in Abbildung 3.12 im Vergleich zu den unteren Schranken aufgetragen. Für die tatsächliche Stabilitätszahl N_{cu} bedeutet dies in Abbildung 3.12, dass sie einen Wert in dem grau schraffierten Bereich zwischen der oberen und den unteren Schranken hat.

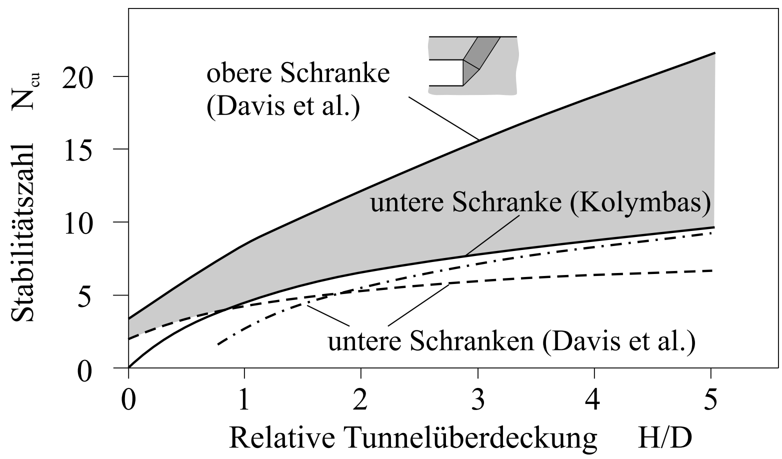


Abbildung 3.12: Stabilitätszahl N_{cu} für eine kreisförmige Ortsbrust für $d = 0$ (nach [16, 32])

3.3.2 Experimentelle Untersuchungen für undrainierte Zustände

Untersuchungen zur Standsicherheit kreisrunder vertikaler Öffnungen führten *Broms & Bennermark* [14] bereits 1967 in undrainiertem, kohäsivem Material durch. Aus theoretischen Überlegungen finden sie für Tunnels mit einer relativen Überdeckung von $H/D = 4$, dass ein Versagen der Ortsbrust eintritt, wenn die Überlagerungsspannung in Tunnelmitte das sechs- bis achtfache der undrainierten Scherfestigkeit übersteigt. Die Überlagerungsspannung ist die Summe einer möglichen Flächenlast an der Geländeoberfläche plus dem Anteil aus Bodeneigengewicht. Durch eine Reihe von Laborversuchen an einem breiigen Ton bestätigen sie dieses Stabilitätskriterium. Weiterhin finden sie auch aus Beobachtungen im Tunnelbau und auch aus Feldversuchen an kreisförmigen Öffnungen in einem Baugrubenverbau die Feststellung, dass die undrainierte Scherfestigkeit mindestens das sechsfache der Überlagerungsspannung betragen muss.
Versuche zur Untersuchung der Ortsbruststandsicherheit unter undrainierten Bedingungen wurden von *Kimura & Mair* [31] in der Geozentrifuge von Cambridge durchgeführt, welche von *Schofield* [57] ausführlich beschrieben wird. Durchgeführt wurden die Versuche an einem Tunnelmodell in Ton mit einer undrainierten Scherfestigkeit von $c_u = 26kN/m^2$. Der Modelldurchmesser von $6cm$ entspricht dabei bei einer Beschleunigung von $75g$ bzw. $125g$ einem äquivalenten Tunneldurchmesser von $4,5m$ bzw. $7,5m$. Die Versuche dienten zur Erfassung des Einflusses der Tunnelüberdeckung H und der Abschlagslänge d. *Kimura & Mair* zeigen Versuchsergebnisse in Form von Design-Kurven für relative Überdeckungen H/D von 1 bis $3,5$ und für relative Abschlagslängen d/D zwischen 0 und 3. Für $d/D = \infty$ werden Versuchsergebnisse gezeigt, bei denen der Stützdruck in der gesamten Tunnelröhre reduziert wurde. Die Resultate der Studien sind in den Abbildungen 3.13 und 3.14 dargestellt. Für $d/D = 0$ in Abbildung 3.13 sind die Ergebnisse von *Kimura & Mair* durch Resultate von *Mair & Taylor* [46] für relative Tunnelüberdeckungen $H/D < 1$ aus weiteren Laborversuchen und aus Rückrechnung von

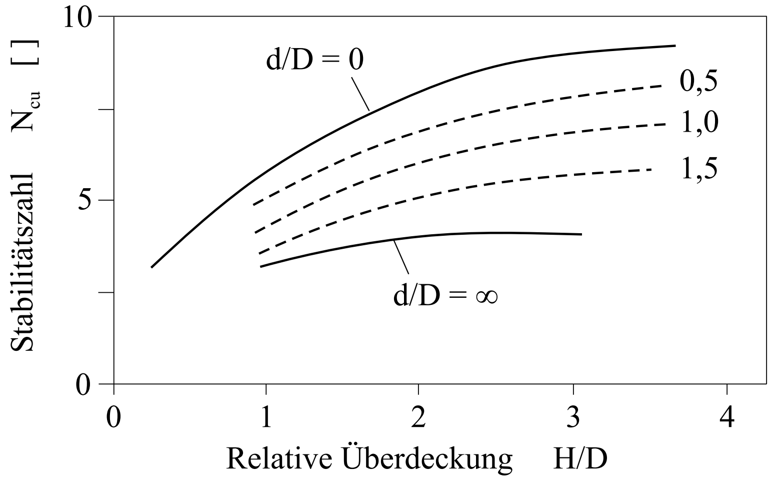


Abbildung 3.13: Einfluss der Tunnelüberdeckung und der Abschlagslänge auf die Stabilitätszahl N_{cu} im Bruchzustand (nach [31, 46])

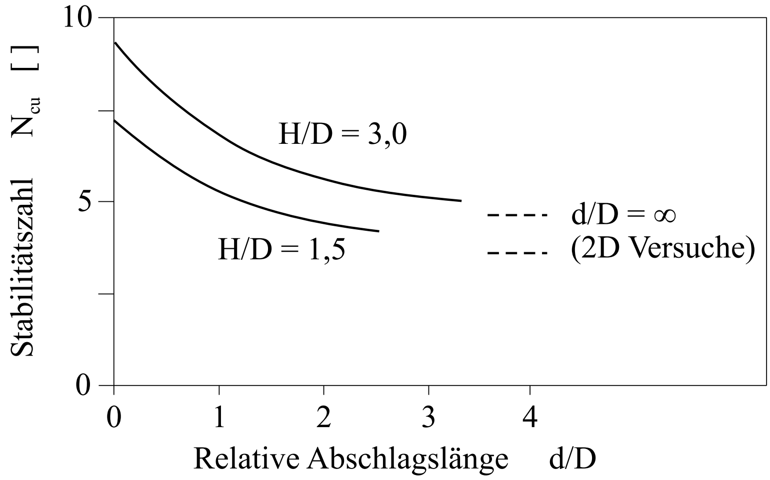


Abbildung 3.14: Einfluss der Tunnelüberdeckung und der Abschlagslänge auf die Stabilitätszahl N_{cu} im Bruchzustand (nach [31])

realen Tunnelverbrüchen ergänzt.

Die Design-Kurve für Tunnels im Schildvortrieb mit $d/D = 0$ aus Abbildung 3.13 lässt sich für relative Überdeckungen von $H/D = 0,25$ bis $H/D = 3,5$ sehr gut mit der von *Jancsecz et al.* [28] vorgestellten Gleichung für N_{cu} beschreiben.

$$N_{cu} = 5,86 \left(\frac{H}{D}\right)^{0,42} \tag{3.15}$$

Für Überdeckungen bis $H/D = 5$ wurde Gleichung 3.15 numerisch durch dreidimensionale Finite Elemente Berechnungen von *Vermeer & Ruse* [73] überprüft. Dies wird später auch noch in Abschnitt 5.3.1 aufgezeigt.

Sowohl aus Abbildung 3.13 als auch aus Abbildung 3.14 ist ein deutlicher Einfluss der Abschlagslänge d erkennbar. Je größer die Abschlagslänge ist, desto kleiner wird die Sta-

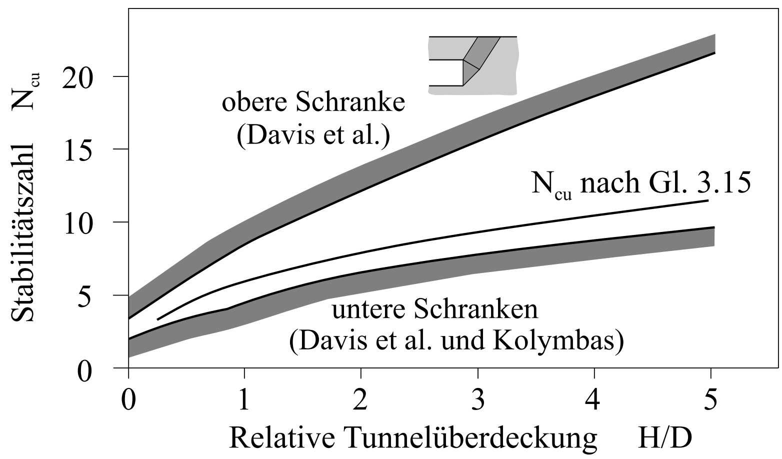


Abbildung 3.15: Vergleich der Stabilitätszahlen N_{cu} für $d = 0$

bilitätszahl N_{cu} woraus ein größerer Bruchdruck resultiert. Eine deutliche Zunahme des Bruchdrucks ist bei zunehmender Abschlagslänge bis $d/D \approx 3$ festzustellen. Für größere Werte von d/D nimmt der Bruchdruck nur noch wenig zu, dabei streben die Stabilitätszahlen N_{cu} ihren Grenzwerten für $d = \infty$ entgegen (Abbildung 3.14).

3.3.3 Resümee der Kenntnisse für undrainierte Zustände (d=0)

Der in den vorigen beiden Kapiteln gegebene Überblick über den Stand der Wissenschaft für undrainierte Bedingungen im Boden kann wie folgt zusammengefasst werden. Im Gegensatz zu den drainierten Bedingungen, ist bei undrainierter Situation der Bruchdruck p_f von der Überdeckung des Tunnels und einer eventuellen Flächenlast an der Geländeoberfläche abhängig. Weiterhin ist eine deutliche Abhängigkeit des Bruchdrucks von der Abschlagslänge d festzustellen (Abbildung 3.14).
Der Bruchdruck nimmt mit der Überdeckung des Tunnels und einer möglichen Flächenlast q an der Geländeoberfläche linear zu. Dies wird auch durch Gleichung 3.11 zum Ausdruck gebracht. Der Bruchdruck p_f ergibt sich mit $N_{Du} = (1/2 + H/D)$ und $N_{qu} = 1$ zu:

$$p_f = -c_u N_{cu} + \gamma D(1/2 + H/D) + q \qquad \text{mit} \qquad N_{cu} = 5,86 \left(\frac{H}{D}\right)^{0,42} \tag{3.16}$$

Zur Stabilitätszahl N_{cu} wurden Grenzwertbetrachtungen für Tunnels mit $d = 0$ von *Davis et al.* [16] und *Kolymbas* [32] vorgestellt. Im Sinne der Schrankentheorie muss das reale Ergebnis zwischen der Lösung einer oberen und einer unteren Schranke liegen. In Abbildung 3.15 sind die Ergebnisse der Grenzwertbetrachtungen zusammengefasst. Die obere Schranke bildet die Untersuchung von *Davis et al.*, die untere Schranke wird durch Resultate von *Davis et al.* und *Kolymbas* entsprechend Abbildung 3.12 gebildet. Die auf Versuchsergebnissen basierende reale Lösung nach Gleichung 3.15 liegt zwischen der oberen und der unteren Schranke, dabei ist aus Abbildung 3.15 deutlich zu erkennen, dass die obere Schranke nach *Davis et al.* sehr optimistische Resultate liefert. Für Tunnels mit einer

Abschlagslänge $d > 0$ kann zur Berechnung des Bruchdrucks die Stabilitätszahl N_{cu} aus Abbildung 3.13 entnommen werden.

Kapitel 4: Bestimmung des Bruchdrucks mit der FEM

4.1 Einführung

In der Bodenmechanik beruhen die klassischen Berechnungsverfahren zur Ermittlung von Grenztragfähigkeiten auf empirischen Ansätzen oder auf der Plastizitätstheorie. Später hat sich in der Bodenmechanik dann auch die Finite Elemente Methode (FEM) durchgesetzt [18, 76]. Diese soll auch in dieser Arbeit eingesetzt werden.
Um bei der Untersuchung von Tunnels die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk genau erfassen zu können, hat sich im Bauingenieurwesen vor allem die Finite Elemente Methode in den vergangenen Jahren zu einem unverzichtbaren Hilfsmittel entwickelt. Bereits 1980 hat *Semprich* [59] als einer der ersten dreidimensionale FE-Berechnungen im Tunnelbau eingesetzt. Aktuellere Studien zur Standsicherheit der Ortsbrust mit der FEM in Kombination mit dem elasto-plastischem Stoffgesetz nach *Mohr-Coulomb* zeigen *Baumann et al.* [9].
Zur Berechnung von Setzungen und / oder zur Erfassung der Schnittgrößen in der Tunnelschale sind zur Zeit weit überwiegend zweidimensionale Finite Elemente Berechnungen Standard. Um räumliche Spannungszustände und Deformationen zu erfassen, sind jedoch dreidimensionale FE-Berechnungen notwendig. Mit der stetigen Zunahme der Computerleistung steht diese nicht mehr nur Forschungseinrichtungen oder großen Firmen zur Verfügung, sondern wird in Zukunft auch für Ingenieurbüros realisierbar werden. Die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit wurden mit der 3D-Version des Finite Elemente Programms PLAXIS [12] ausgeführt, das zu Beginn der Forschungsarbeit noch im Entwicklungsstadium war, sich aber mittlerweile zu einem komfortablen Arbeitswerkzeug entwickelt hat.
Nachfolgend wird zunächst das bei dieser Arbeit verwendete Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb beschrieben, anschließend wird auf die Finite Elemente Methode und das für die Berechnungen verwendete dreidimensionale Berechnungsmodell eingegangen.

4.2 Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb

Von mehreren Autoren, u.a. *Vermeer & Van Langen* [76] und *Zienkiewicz et al.* [81], wurde gezeigt, dass die Verwendung eines elasto-plastischen Stoffgesetzes, z.B. dem Stoffgesetz nach *Mohr-Coulomb*, zur Berechnung von Bruchlasten geotechnischer Strukturen mit Hilfe der FEM gut geeignet sind. Für Grenzlastberechnungen sind Deformationen, die vor dem Bruch eintreten von geringer Bedeutung und werden als linear-elastisch angenommen, wie dies auch im verwendeten *Mohr-Coulomb'schen* Stoffgesetz der Fall ist. Eine ausführliche Beschreibung des *Mohr-Coulomb'schen* Stoffgesetzes geben *Vermeer & De Borst* [68].

Die nachfolgende Betrachtungen beschreiben Annahmen hinsichtlich des Stoffverhaltens, die bei den durchgeführten FE-Berechnungen getroffen wurden. Eine Abhängigkeit der Spannungen und Verformungen von der Zeit und der Temperatur wird nicht berücksichtigt. Ein Stoffgesetz stellt unter Annahme gewisser Vereinfachungen eine Idealisierung des Materialverhaltens dar. Das Stoffverhalten von Boden ist dadurch gekennzeichnet, dass bei Belastungen sowohl elastische, reversible als auch plastische, irreversible Formänderungen auftreten. Die dabei auftretenden Dehnungen werden in Form des Vektors $\boldsymbol{\varepsilon}$ geschrieben, die Spannungen als Vektor $\boldsymbol{\sigma}'$:

$$\boldsymbol{\sigma}' = \begin{pmatrix} \sigma'_{xx} & \sigma'_{yy} & \sigma'_{zz} & \tau'_{xy} & \tau'_{yz} & \tau'_{zx} \end{pmatrix}^T \tag{4.1}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{zz} & \gamma_{xy} & \gamma_{yz} & \gamma_{zx} \end{pmatrix}^T \tag{4.2}$$

Das verwendete Stoffgesetz nach *Mohr-Coulomb* berücksichtigt sowohl elastische als auch plastische Verformungen. Zur Beschreibung von elasto-plastischem Verhalten werden die Dehnungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ in einen elastischen und einen plastischen Anteil zerlegt. Bei Stoffgesetzen werden die Dehnungen häufig in Dehungsraten $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ als zeitliche Ableitung von $\boldsymbol{\varepsilon}$ ausgedrückt:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^e + \boldsymbol{\varepsilon}^p \qquad\qquad \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \tag{4.3}$$

Ein einfaches Materialmodell, das isotrop linear-elastisches Verhalten beschreibt, ist das *Hooke'sche Gesetz*. In Ratenschreibweise:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}^e \ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e \tag{4.4}$$

In Gleichung 4.4 ist $\dot{\boldsymbol{\sigma}}'$ eine Spannungsrate und $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$ ist der elastische Anteil der Dehnungsrate $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$. Dass es sich hierbei jeweils um eine Dehnungsrate sowie um eine Spannungsrate handelt wird durch den Punkt auf dem jeweiligen Vektor ausgedrückt. $\mathbf{D}^e$ ist die elastische Steifigkeitsmatrix mit der Querdehnungszahl ν (*Poisson-Zahl*) und dem Elastizitätsmodul E als unabhängige Parameter:

$$\mathbf{D}^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}-\nu \end{bmatrix} \tag{4.5}$$

Wird Gleichung 4.3 in das *Hookesche Gesetz* 4.4 implementiert ergibt sich folgende Beziehung:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}^e \ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e = \mathbf{D}^e \ \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p\right) \tag{4.6}$$

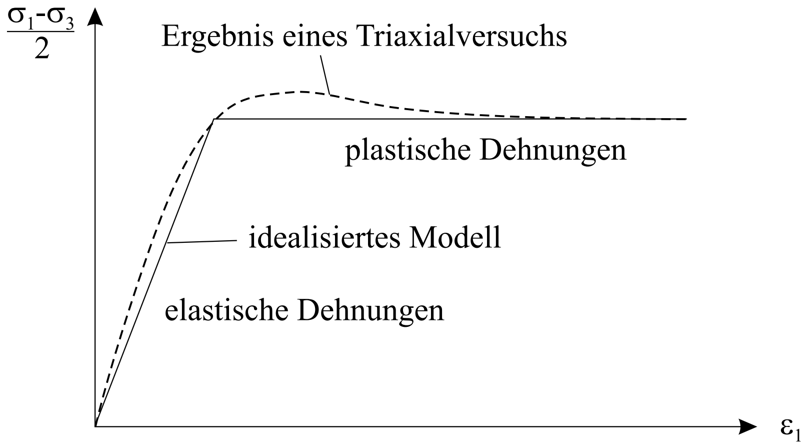


Abbildung 4.1: Exemplarisches Ergebnis eines Triaxialversuchs und die Idealisierung nach dem *Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetz*

Die plastischen Dehnungsraten $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ werden durch eine Fließregel mit dem plastischem Potential g bestimmt:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \qquad \text{mit} \qquad g = \tau^\star - \sigma^\star \sin\psi \tag{4.7}$$

wobei λ ein plastischer Multiplikator ist. Für rein elastisches Materialverhalten ist $\lambda = 0$ und im Fall von plastischem Verhalten wird λ positiv [12]. $\tau^\star$ ist in grafischer Darstellung der Radius des *Mohr'schen* Spannungskreises und $\sigma^\star$ dessen Mittelpunkt (siehe Abbildung 4.3).

$$\tau^\star = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \sigma_{xy}^2} \qquad \sigma^\star = \frac{1}{2}\left(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}\right) \tag{4.8}$$

Der Dilatanzwinkel ψ beschreibt Volumenänderungen infolge von plastischen Verformungen. Die plastischen Verformungen können entweder nach einer assoziierten oder nicht assoziierten Fließregel berücksichtigt werden. Bei Anwendung einer assoziierten Fließregel wird der Dilatanzwinkel gleich dem effektiven Reibungswinkel gesetzt. Die Anwendung der nicht assoziierten Fließregel führt für $\psi < \varphi'$ zu einer Verringerung der plastischen Volumenzunahme im Vergleich zu assoziiertem Verhalten mit $\psi = \varphi'$. Für $\psi = 0$ ist die plastische Volumendehung gleich Null, d.h. die plastischen Verformungen sind volumenkonstant. Das Grundprinzip plastischer Volumenvergrößerung ist in Abbildung 4.2 dargestellt, eine ausführliche Beschreibung geben *Vermeer & De Borst* [68].
Die Spannungsraten ergeben sich mit den Gleichungen 4.6 und 4.7 zu:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{D}^e \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}'}\right) \tag{4.9}$$

Die Abgrenzung des elastischen Bereichs gegenüber dem plastischen Bereich geschieht über eine Fließfunktion f. Bei dem verwendeten Stoffgesetz beruht die Fließfunktion auf dem Bruchkriterium nach *Mohr-Coulomb*.

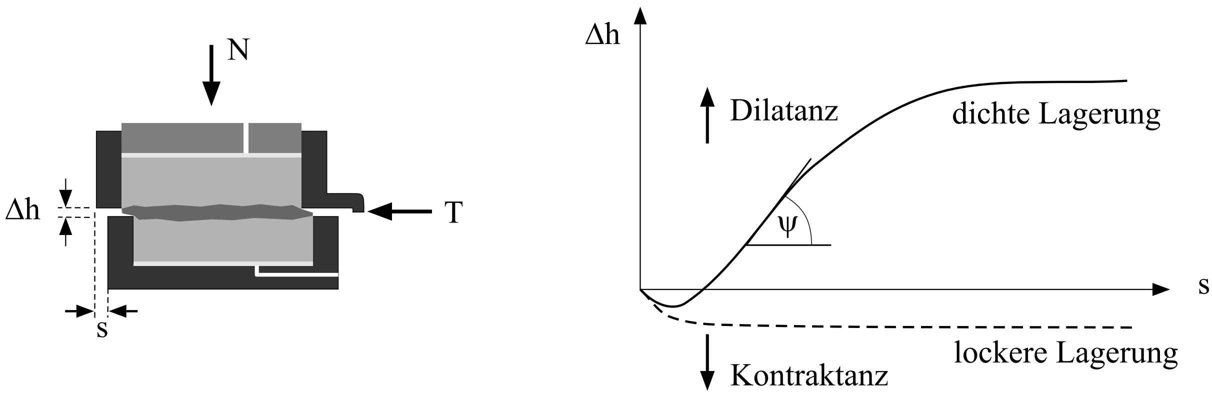


Abbildung 4.2: Volumenänderung bei einem lockeren und einem dichten Sand in einem Rahmenscherversuch

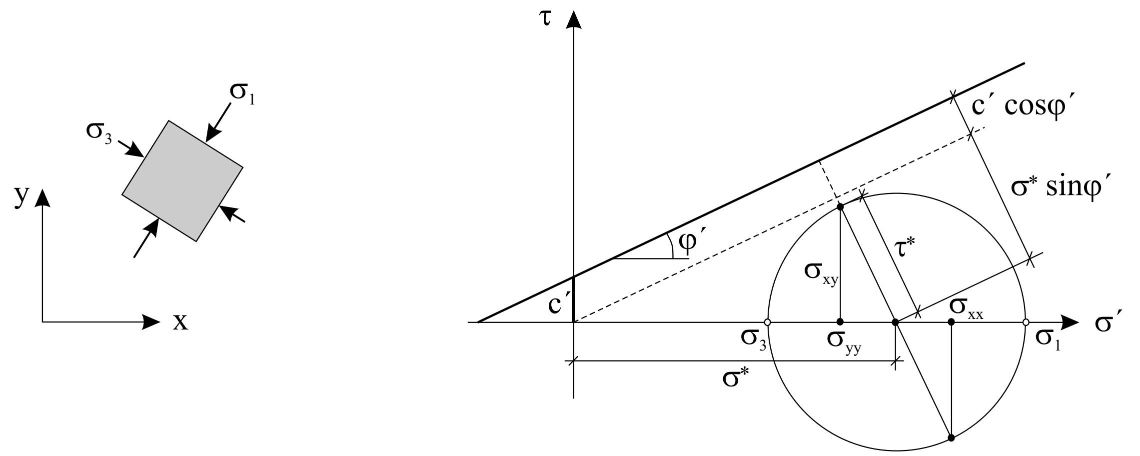


Abbildung 4.3: Koordinatensystem und Spannungskreis für ein Materialelement im ebenen Spannungszustand

Nach Abbildung 4.3 wird die Bruchbedingung durch die nachfolgende Gleichung beschrieben:

$$\tau^\star - \sigma^\star \sin\varphi' - c' \cos\varphi' \leq 0 \tag{4.10}$$

Zur Abgrenzung elastischer und plastischer Dehungsanteile wird Gleichung 4.10 gewöhnlich in Form einer Fließfunktion f geschrieben:

$$f = \tau^\star - \sigma^\star \sin\varphi' - c' \cos\varphi' \leq 0 \tag{4.11}$$

Die Funktion f ist negativ für den Fall, dass der *Mohr'sche* Spannungskreis die Umhüllende nicht berührt. Spannungszustände wobei der Spannungskreis die Umhüllende schneidet, sind nicht möglich. Bei Berührung des Spannungskreises mit der Umhüllenden tritt plastisches Fließen auf, d.h. es entstehen plastische Verformungen.

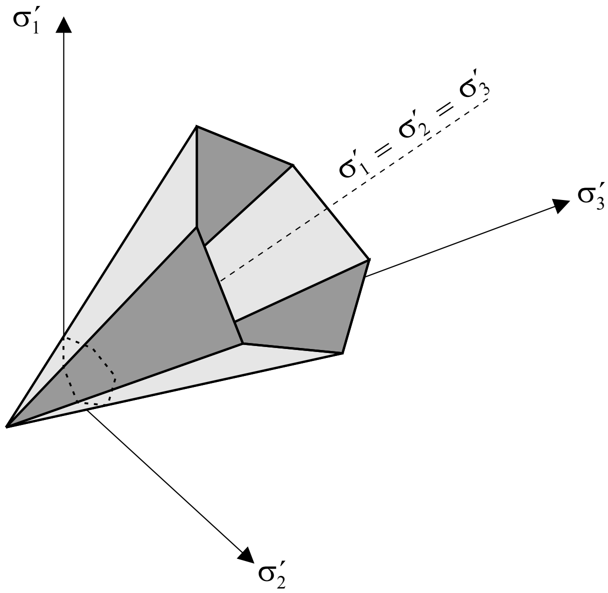


Abbildung 4.4: Die Fließfläche nach Mohr-Coulomb im Hauptspannungsraum für einen kohäsiven Boden

Mit Hilfe der Fließfunktion f und der Konsistenzbedingung $\dot{f} = 0$ kann der zuvor beschriebene Proportionalitätsfaktor λ hergeleitet und so der Anteil der plastischen Dehnungsänderungen $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ bestimmt werden. Mit Gleichung 4.9 ergibt sich die Konsistenzbedingung zu:

$$\dot{f} = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \mathbf{D}^e \left(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \right) = \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \lambda \frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} = 0 \tag{4.12}$$

Aus dieser Gleichung ergibt sich der plastische Multiplikator λ zu:

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \mathbf{D}^e \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{\frac{\partial f^T}{\partial \boldsymbol{\sigma'}} \mathbf{D}^e \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma'}}} \tag{4.13}$$

Erweiterung: Erweitert man die im Vorigen vorgestellte Herleitung der Fließfunktion vom ebenen Spannungszustand auf den dreidimensionalen Spannungszustand mit den Hauptspannungen $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$, kann die größte sowie die kleinste Hauptspannung wie folgt geschrieben werden:

$$\sigma'_1 = \sigma^\star + \tau^\star \qquad\qquad \sigma'_3 = \sigma^\star - \tau^\star \tag{4.14}$$

Substituiert man in Gleichung 4.11 $\tau^\star$ und $\sigma^\star$ durch die Beziehungen aus Gleichung 4.14 erhält man für die Fließfunktion folgende Formulierung:

$$f = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \qquad mit \qquad f \leq 0 \tag{4.15}$$

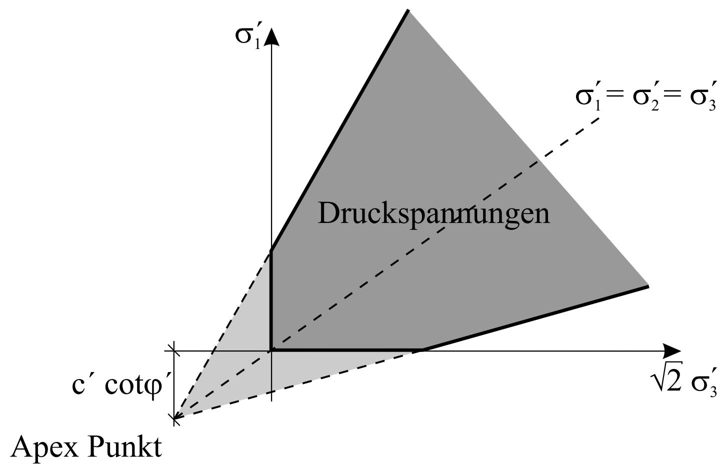


Abbildung 4.5: Das *Zugbruch-Kriterium* in der *Rendulic-Ebene* für das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz

Beschreibt man die vollständige *Mohr-Coulomb'sche* Fließbedingung für den Hauptspannungsraum mit effektiven Spannungen, erhält man folgende 3 Fließfunktionen.

$$
\begin{aligned}
f_1 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_1' - \sigma_3'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_3' + \sigma_1'\right)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0\\
f_2 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_2' - \sigma_3'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_3' + \sigma_2'\right)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0\\
f_3 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_1' - \sigma_2'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_2' + \sigma_1'\right)\sin\varphi' - c'\cos\varphi' \leq 0
\end{aligned}
\tag{4.16}
$$

Zusätzlich zu den Fließfunktionen ergeben sich 3 Funktionen für das plastische Potential g zu:

$$
\begin{aligned}
g_1 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_1' - \sigma_3'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_3' + \sigma_1'\right)\sin\psi\\
g_2 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_2' - \sigma_3'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_3' + \sigma_2'\right)\sin\psi\\
g_3 &= \frac{1}{2}\left|\sigma_1' - \sigma_2'\right| - \frac{1}{2}\left(\sigma_2' + \sigma_1'\right)\sin\psi
\end{aligned}
\tag{4.17}
$$

Die beschriebenen Fließfunktionen f bilden im Hauptspannungsraum eine Fließfläche in Form einer hexagonalen Pyramide. Für einen kohäsiven Boden ist die Fließfläche in Abbildung 4.4 dargestellt. Da Boden in der Regel nur Druckspannungen aufnehmen kann, werden im Normalfall bei den Berechnungen keine Zugspannungen zugelassen, d.h. es wird mit einem sogenannten *Zugbruch-Kriterium* eine abgeschnittene Fließfläche in Form eines hexagonalen Pyramidenstumpfs beschrieben [12, 78]. Die Fließfläche ist nicht stetig, sondern weist Singularitäten auf. Im dreidimensionalen Raum entsprechen diese Kanten oder Ecken. Es gibt dann Punkte auf ihr, in denen die partiellen Ableitungen nicht eindeutig gegeben sind oder sämtlich verschwinden. Für die Handhabung solcher singulären Fließflächen sei auf ZIEGLER [80] verwiesen.

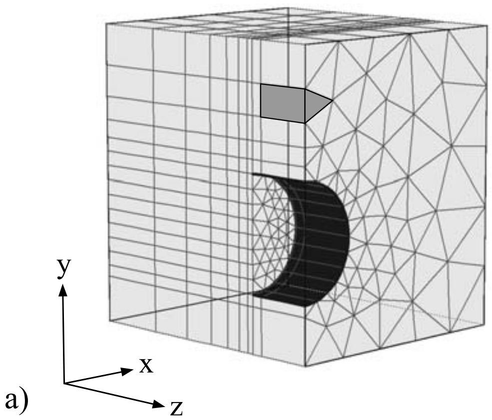
Durch das oben beschriebene *Zugbruch-Kriterium* wird im verwendeten Stoffgesetz festgelegt, ob der Boden Zugspannungen aufnehmen kann, oder nicht. In Abbildung 4.5 ist in der *Rendulic-Ebene* das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium für einen kohäsiven Boden dargestellt. Es gilt dabei $\sigma'_1 > \sigma'_2 = \sigma'_3$. Sind keine Zugspannungen im Boden zugelassen, dann werden die Fließfunktionen durch die σ'_1-Achse und die σ'_3-Achse abgeschnitten. Der hier zulässige Spannungsbereich ist in Abbildung 4.5 dunkelgrau hinterlegt. Werden dagegen im Boden Zugspannungen zugelassen, dann schneiden sich die Fließfunktionen in einem Apex-Punkt im Bereich negativer Hauptspannungen. Dieser Bereich mit zulässigen Zugspannungen ist hellgrau hinterlegt dargestellt. Der Apex-Punkt ist dabei, im Vergleich zu einem kohäsionslosen Boden, um den Betrag $\sqrt{3}\ c' \cot\varphi'$ auf der Raumdiagonalen ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) in den Bereich der Zugspannungen verschoben. Der zulässige Spannungsbereich wird jeweils durch die Fließfunktionen abgegrenzt. Da Boden für gewöhnlich keine oder nur sehr geringe Zugspannungen aufnehmen kann, werden diese in den nachfolgenden Berechnungen nicht zugelassen, es sei denn es wird ausdrücklich darauf hingewiesen.

4.3 Grundlagen der Finiten Elemente Methode

Die Methode der Finiten Elemente (FEM) ist ein comptergestütztes Berechnungsverfahren, mit dem ingenieurtechnische Problemstellungen auf mathematische Problemstellungen zurückgeführt werden, welche dann mit Hilfe eines Näherungsverfahrens gelöst werden. Die grundlegende Vorgehensweise dabei ist, dass komplexe mathematische Gleichungssysteme durch eine Reihe von algebraischen Funktionen angenähert werden. Diese Ansatzfunktionen werden an diskreten Stellen überprüft. Die Formulierung der Ansatzfunktionen erfolgt so, dass der Abweichungsfehler zur exakten Lösung minimiert wird.

Bei der FEM wird der Baugrund als Kontinuum betrachtet. Der erste Schritt einer FE-Analyse besteht darin, das Kontinuum in einzelne Finite Elemente endlicher Größe zu unterteilen und aus diesen ein FE-Netz zu erstellen, wie z.B. angegeben in Abbildung 4.6. Zur Diskretisierung des Baugrunds stehen im verwendeten Programm 15-knotige Pentaeder-Elemente zur Verfügung. Diese dreidimensionalen Elemente basieren auf zweidimensionalen 6-knotigen dreieckigen Elementen, die in räumlicher Richtung erweitert wurden. Die einzelnen Finiten Elemente sind über Knotenpunkte miteinander verknüpft. Diese Elementknoten sind die Punkte im FE-Netz, an denen die Primärvariablen berechnet werden. Bei Verformungsanalysen haben die Primärvariablen die Größe von Verschiebungen. Die Verschiebungen innerhalb eines Elements werden durch die Verschiebung der einzelnen Knoten beschrieben. Dies wird durch Interpolationsfunktionen, wie nachfolgend für das 15-knotige Pentaeder-Element beschrieben, erreicht.

In Abbildung 4.6a ist ein durch Elemente diskretisiertes Tunnelmodell dargestellt, dabei zeigt Abbildung 4.6b ein einzelnes herausgelöstes Finites Element. Symbolisch für alle Elementknoten, sind an drei Elementknoten die Verschiebungskomponenten $(u_i, v_i,\ w_i)$



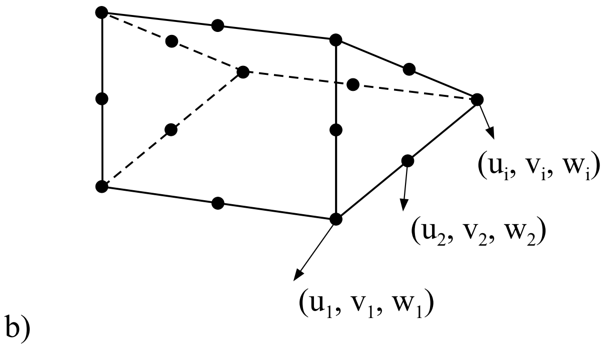


Abbildung 4.6: a) Diskretisiertes dreidimensionales FE-Modell eines Tunnels; b) 15-knotiges Pentaeder-Element

durch Pfeile dargestellt. Die Verschiebungen eines bestimmten Punktes in der x, y und z-Richtung innerhalb eines Elementes sind entsprechend die Verschiebungen u, v und w. Diese Verschiebungen erhält man aus der Interpolation zwischen den einzelnen Knotenverschiebungen. Die Ansatzfunktion der verwendeten 15-knotigen Pentaeder-Elemente ist eine Kombination aus einem quadratischen und einem kubischen Ansatz folgender Form:

$$\begin{aligned} u(x,y,z) = {} & a_0 + a_1 x + a_2 y + a_3 z + a_4 xy + a_5 yz + a_6 xz + a_7 x^2 + a_8 y^2 \\ & + a_9 z^2 + a_{10} xyz + a_{11} xz^2 + a_{12} yz^2 + a_{13} zx^2 + a_{14} zy^2 \\ v(x,y,z) = {} & b_0 + b_1 x + b_2 y + b_3 z + b_4 xy + b_5 yz + b_6 xz + b_7 x^2 + b_8 y^2 \\ & + b_9 z^2 + b_{10} xyz + b_{11} xz^2 + b_{12} yz^2 + b_{13} zx^2 + b_{14} zy^2 \\ w(x,y,z) = {} & c_0 + c_1 x + c_2 y + c_3 z + c_4 xy + c_5 yz + c_6 xz + c_7 x^2 + c_8 y^2 \\ & + c_9 z^2 + c_{10} xyz + c_{11} xz^2 + c_{12} yz^2 + c_{13} zx^2 + c_{14} zy^2 \end{aligned} \tag{4.18}$$

Die Ansatzfunktionen haben Gültigkeit für das 15-knotige Pentaeder-Element unter der Bedingung, dass die Seiten der Elemente nicht gekrümmt sind. In den Ansatzfunktionen sind die Konstanten $a_0, a_1, ...a_{14}$, $b_0, b_1, ...b_{14}$ und $c_0, c_1, ...c_{14}$ abhängig von den Knotenverschiebungen. Für das dreidimensionales Pentaeder-Element besitzt eine Ansatzfunktion insgesamt 15 Konstanten. Diese Konstanten können durch die insgesamt 15 Knotenverschiebungen eines Elements beschrieben werden.

Im Gegensatz zu den Verschiebungen, die an den Elementknoten bestimmt werden, werden die Spannungen und Dehnungen an den einzelnen Gauss'schen Integrationspunkten des Elements berechnet. Die Dehnungen innerhalb eines Elements können über die Ansatzfunktionen aus den Verschiebungsinkrementen ermittelt werden. Ein typisches

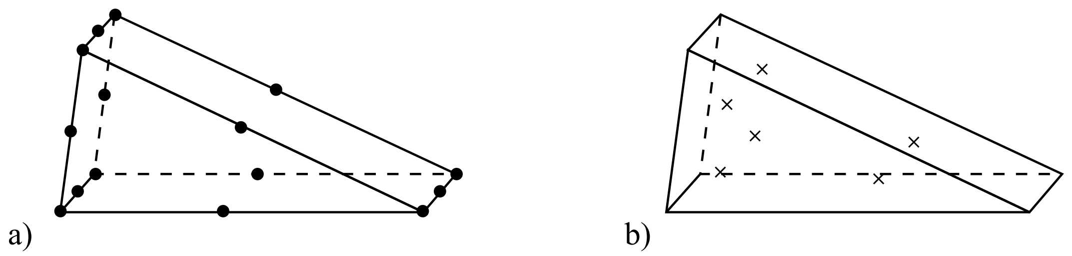


Abbildung 4.7: 15-knotiges Pentaeder-Element; a) mit Elementknoten b) mit 6 Gauss'schen Integrationspunkten

Pentaeder-Element mit 15 Elementknoten und 6 Gauss'schen Integrationspunkten ist in Abbildung 4.7 dargestellt.
Für das 15-knotige Pentaeder-Element erhält man aus den Gleichungen 4.18 die Dehnungen:

$$
\begin{aligned}
\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} &= a_1 + a_4 y + a_6 z + 2a_7 x + a_{10} yz + a_{11} z^2 + 2a_{13} xz \\
\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} &= b_2 + b_4 x + b_5 z + 2b_8 y + b_{10} xz + b_{12} z^2 + 2b_{14} yz \\
\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} &= c_3 + c_5 y + c_6 x + 2c_9 z + c_{10} xy + 2c_{11} xz + 2c_{12} yz + c_{13} x^2 + c_{14} y^2
\end{aligned}
\tag{4.19}
$$

Die Schubverzerrungen ergeben sich zu:

$$
\begin{aligned}
\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} &= a_2 + b_1 + x\,(a_4 + 2b_7) + y\,(2a_8 + b_4) + z\,(a_5 + b_6) \\
&\quad + xz\,(a_{10} + 2b_{13}) + yz\,(2a_{14} + b_{10}) + x^2\,(a_{12} + b_{11}) \\
\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} &= a_3 + c_1 + x\,(a_6 + 2c_7) + y\,(a_5 + c_4) + z\,(2a_9 + c_6) + a_{10} xy \\
&\quad + a_{13} x^2 + a_{14} y^2 + a_{11} z^2 + xz\,(2a_{11} + 2c_{13}) + yz\,(2a_{12} + c_{10}) \\
\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} &= b_3 + c_2 + x\,(b_6 + c_4) + y\,(b_5 + 2c_8) + z\,(2b_9 + c_5) + b_{10} xy \\
&\quad + b_{13} x^2 + b_{14} y^2 + c_{12} z^2 + xz\,(2b_{11} + c_{10}) + 2yz\,(b_{12} + c_{14})
\end{aligned}
\tag{4.20}
$$

Um aus den berechneten Dehnungen die Spannungen zu berechnen, wird ein dem Materialverhalten entsprechendes Stoffgesetz verwendet. Aus den Dehnungen werden mit

Hilfe des Stoffgesetzes die Spannungen in den Gauss'schen Integrationspunkten berechnet.
Neben den obigen Gleichungen für die Dehnungen und den konstitutiven Gleichungen müssen die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein. Im Fall der FE-Methode ergeben sich solche Gleichungen für jeden Knotenpunkt. Für ein FE-Netz mit N Knotenpunkten führt dies also zu $3N$ Gleichungen. Diese können letztendlich als Matritzengleichung geschrieben werden. Für ein linear-elastisches Material sind alle Gleichungen linear und man erhält:

$$\mathbf{S}\mathbf{u} = \mathbf{q} \tag{4.21}$$

In obiger Gleichung ist $\mathbf{S}$ die globale Steifigkeitsmatrix, $\mathbf{u}$ ist ein Supervektor mit $3N$ Knotenverschiebungen und $\mathbf{q}$ ist ein Supervektor mit Knotenkräften. Die Knotenkräfte entstehen aus Gewichtskräften und vorgeschriebenen externen Kräften. An den Rändern, und manchmal auch in der Mitte eines FE-Netzes, sind zum Teil vorgeschriebene Verschiebungen zu berücksichtigen.

4.4 Nichtlineare elastoplastische FE-Methode

Elastoplastische Stoffgesetze führen zu nichtlinearen Gleichngen für das Gleichgewicht. Es entsteht ein Gleichungssystem der Form

$$\mathbf{F}(\mathbf{\Delta u}) = \mathbf{\Delta q} \tag{4.22}$$

in dem $\mathbf{\Delta u}$ ein Supervektor von inkrementellen Knotenverschiebungen ist; der Vektor $\mathbf{\Delta q}$ bezeichnet die inkrementellen Knotenkräfte. Bei sehr kleinen Lastschritten könnte man die Gleichungen vielleicht abschnittsweise linearisieren, aber dies ist bekanntlich uneffizient. Stattdessen wird im Allgemeinen ein Iterationsverfahren durchgeführt. Ein gängiges Verfahren beruht auf der Gleichung

$$\mathbf{M\Delta u} = \mathbf{\Delta q} + \mathbf{M\Delta u} - \mathbf{F}(\mathbf{\Delta u}) \tag{4.23}$$

in der $\mathbf{M}$ eine passend gewählte Matrix ist. Wird die Matrix aufgrund der Elastizität des Materials gewählt, so führt dies zur *elastic stiffness* Methode, aber es kann anstatt dessen auch eine Tangentenmatrix gewählt werden. Das zugehörige Iterationsverfahren ist:

$$\mathbf{M\Delta u_k} = \mathbf{\Delta q} + \{\mathbf{M\Delta u} - \mathbf{F}(\mathbf{\Delta u})\}_{k-1} \tag{4.24}$$

für $k = 1, 2$ bis k_{max} und z.B. $\mathbf{\Delta u_0} = \mathbf{0}$. Wie in Abbildung 4.8b) angegeben, kann statt $\mathbf{\Delta u_0} = \mathbf{0}$ auch ein Startwert aus dem vorigen Lastschritt entnommen werden. Das Verfahren mit $\mathbf{\Delta u_0} = \mathbf{0}$ wird in Abbildung 4.9 graphisch erläutert.
Die Iteration wird im verwendeten Programm (PLAXIS 3D Tunnel) häufig unter Verwendung der elastischen Steifigkeitsmatrix durchgeführt. Im ersten Iterationsschritt wird die

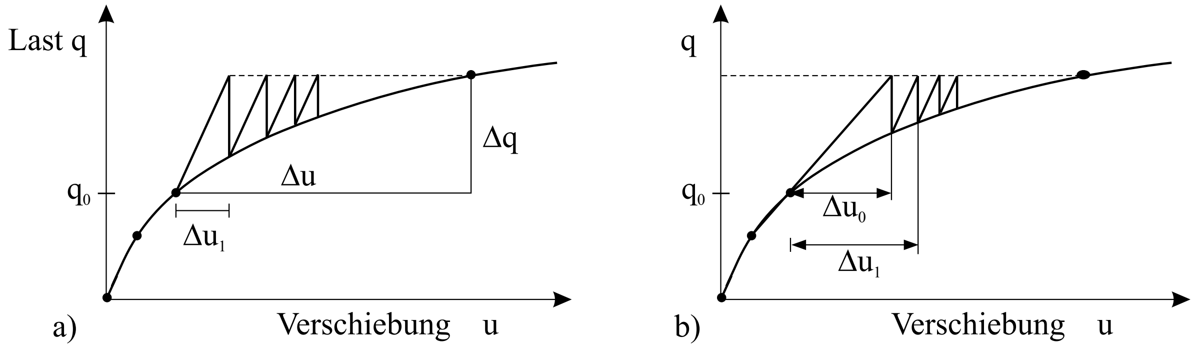


Abbildung 4.8: a) $\mathbf{\Delta u_1}$ für $\mathbf{\Delta u_0} = \mathbf{0}$; b) $\mathbf{\Delta u_1}$ wenn $\mathbf{\Delta u_0}$ aus dem vorigen Lastschritt extrapoliert wird

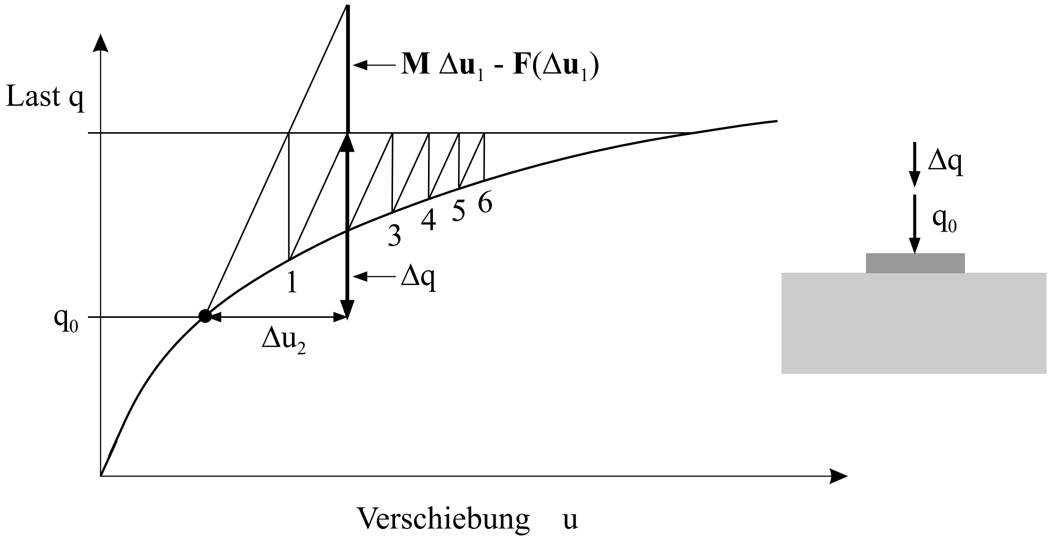


Abbildung 4.9: Iterationsverfahren für $\mathbf{\Delta u_0} = \mathbf{0}$ zur Laststeigerung bei einer FE-Berechnung mit nicht-linearem Materialverhalten.

Sekantensteifigkeit aus dem vorigen Lastschritt verwendet. Durch Extrapolation wird dabei die Verschiebungslösung aus dem vorangegangenen Lastschritt als erste Näherung ($\mathbf{\Delta u_0}$) für das neue Lastinkrement verwendet. Nach dieser ersten Schätzung werden alle weiteren Iterationen mit der elastischen Steifigkeitsmatrix durchgeführt.
Das Iterationsverfahren wird abgebrochen, nachdem eine gewisse Genauigkeit erreicht ist. Dazu wird eine relative Genauigkeit definiert als

$$\text{Fehler} = \frac{\|\mathbf{\Delta q} - \mathbf{F}(\mathbf{\Delta u})\|}{\|\mathbf{q}\|} \tag{4.25}$$

und das Verfahren wird abgebrochen, sobald ein tolerierter Gleichgewichtsfehler unterschritten wird. Für eine Untersuchung des Einflusses des tolerierten Fehlers wird auf Lastverschiebungskurven in Unterkapitel 4.8 hingewiesen.
Bei den üblichen Verfahren wird die maximale Anzahl an Iterationen durch den tolerierten Fehler, die Nichtlinearität des Problems und die Größe des Lastschritts $\mathbf{\Delta q}$ bedingt.

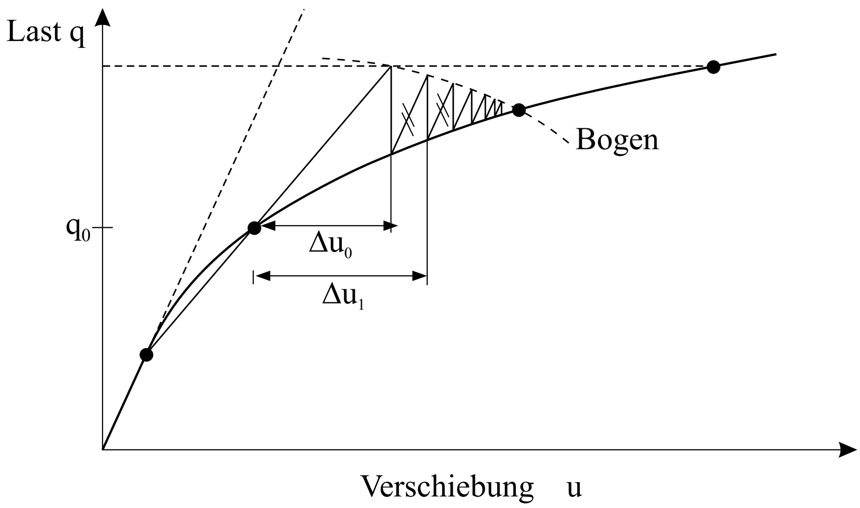


Abbildung 4.10: Iterationsverfahren zur Laststeigerung mit der Bogenlängen-Methode für nicht-lineares Materialverhalten in Kombination mit der Extrapolation von $\mathbf{\Delta u_0}$ aus dem vorigen Lastschritt

Im gewählten Verfahren zur Bestimmung des Bruchdrucks wurde k_{max} jedoch festgelegt $(k_{max} = 50)$ und $\mathbf{\Delta q}$ wurde variabel genommen.
Der Iterationsprozess wurde bei den Berechnungen zusätzlich mit der sogenannten *Bogenlängen-Methode* durchgeführt (Abbildung 4.10). Für Lastzustände nahe dem oder im Bruchzustand ergibt sich mit der Bogenlängenmethode gegenüber dem Iterationsverfahren aus Abbildung 4.9 ein wichtiger Vorteil. Im Bruchzustand nehmen die Verschiebungen u bei gleichbleibender Belastung stetig zu. Ist dies der Fall, dann ist es bei dem Iterationsverfahren aus Abbildung 4.9 nicht möglich zu konvergieren und einen stabilen horizontalen Verlauf der Last-Verschiebungs-Kurve zu erhalten. Dies ist dagegen bei der Bodenlängen-Methode der Fall, da hier das entsprechende Lastinkrement während des Iterationsprozesses verkleinert wird. Dadurch kann die Berechnung konvergieren.
Eine ausführliche Beschreibung der FEM geben *Bathe* [8] und *Steinbuch* [61], das verwendete Programm PLAXIS wird ausführlich von *Brinkgreve & Vermeer* [12] beschrieben, die Vorgehensweise zur Bruchlastermittlung beschreiben *Vermeer & Van Langen* [76].

4.5 Berechnung des Bruchdrucks mit der FEM

Untersucht werden zunächst kreisrunde Tunnels in homogenem Baugrund, so dass sich ein symmetrisches Berechnungsmodell ergibt. Diese Symmetrie kann bei der Erstellung des FE-Modells ausgenutzt werden, so dass für die Berechnungen jeweils nur ein entlang der Längsachse halbierter Tunnel verwendet wird. Ein typisches FE-Netz mit 3445 Elementen, wie es für die Berechnungen verwendet wird, ist in Abbildung 4.11a dargestellt. Der Einfluss der Diskretisierung bzw. der Feinheit des FE-Netzes auf die Genauigkeit der Berechnung wird in Unterkapitel 4.7 gesondert diskutiert. Die Abmessungen für ein

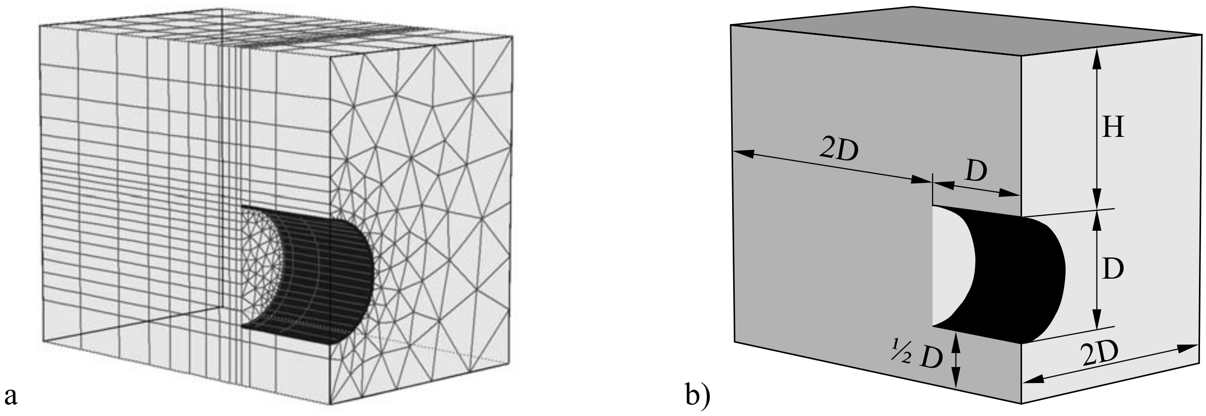


Abbildung 4.11: a) Typisches FE-Netz, wie es für die Berechnungen verwendet wird; b) Abmessungen des FE-Modells in Bezug zum Tunneldurchmesser

typisches Modell, in Bezug auf den Tunneldurchmesser D, zeigt Abbildung 4.11b. Die Überdeckung H ist variabel. Die dunkle Tunnelinnenfläche in Abbildung 4.11a und b stellt eine Auskleidung dar. Der Einfluss der Modellabmessungen auf die Genauigkeit der FE-Berechnung wird separat in Unterkapitel 4.6 behandelt.

Die Randbedingungen der verwendeten FE-Modelle für die Ermittlung des Bruchdrucks p_f stellen sich wie folgt dar. Die Geländeoberfläche ist frei, die seitlichen Begrenzungsflächen haben eine Rollenlagerung und die Grundfläche ist unverschieblich. Die frei verschiebliche Ortsbrust wird durch eine Flächenlast entsprechend den initialen Spannungen im Boden unterstützt. In der Mitte der Ortsbrust hat sie die Größe p. Im Initialzustand der FE-Berechnungen existiert im Baugrund ein primärer Spannungszustand mit $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$, wobei σ'_h die Horizontalspannung, σ'_v die Vertikalspannung und K_0 der Erdruhedruckbeiwert ist. Der Einfluss des Erdruhedruckbeiwerts auf den Bruchdruck p_f wird in Absschnitt 5.2.1 analysiert.

Der erste Berechnungsschritt besteht darin, die Volumenelemente des Tunnels zu entfernen und die Schalenelemente im Tunnel zu aktivieren. Das Gleichgewicht wird hierbei nicht gestört, da ein äquivalenter Druck auf das Tunnelinnere gegeben wird. In Abbildung 4.12 ist der Ausgangszustand mit Erdruhedruck auf die Ortsbrust in einem Tunnellängsschnitt dargestellt.

Zur Bestimmung des Bruchdrucks p_f wird bei der Berechnung der Stützdruck p auf die Ortsbrust schrittweise reduziert und die Verschiebung der Knotenpunkte berechnet. Bei abnehmendem Stützdruck nehmen die Verschiebungen zu. Die Verschiebungen werden an einem Kontrollpunkt z.B. in der Mitte der Ortsbrust beobachtet, wie dargestellt in Abbildung 4.13. Die Lage des Kontrollpunkts sollte innerhalb des entstehenden Fließbereichs (siehe Abbildung 4.13b) gewählt werden. Wählt man den Kontrollpunkt außerhalb des Fließbereichs, dann würde die Last-Verschiebungskurve zu einem abrupten Ende kommen und es wäre dann nicht möglich den Bruchdruck sicher zu bestimmen. Es ist angebracht, deswegen mehrere Kontrollpunkte bei einer Berechnung zu beobachten.

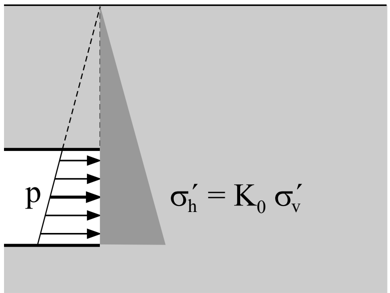
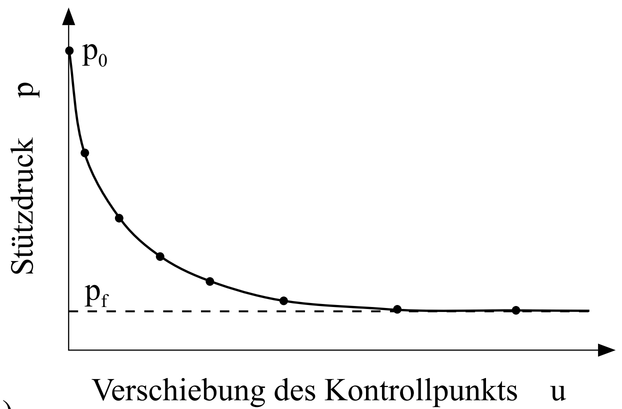
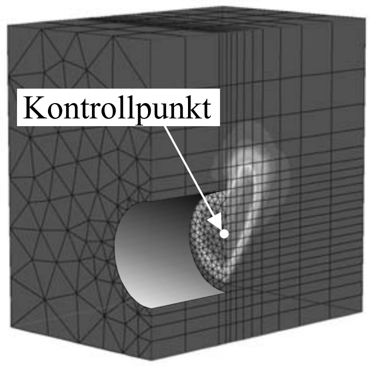


Abbildung 4.12: Initialzustand mit geostatischer Spannungsverteilung in einem Tunnellängsschnitt



a)



b)

Abbildung 4.13: a) Typische Druck-Verschiebungskurve, b) Fließbereich im Bruchzustand

Ein Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust hat sich bei allen Berechnungen als sinnvoll erwiesen. In diesem Bereich entstehen die größten Verschiebungen während der Reduzierung des Stützdrucks.
Zunächst sind bei der Reduzierung des Stützdrucks nur geringe Verformungen zu beobachten (Abbildung 4.13a). Mit erreichen des Bruchdrucks nehmen die Verschiebungen sehr stark zu und der Kurvenverlauf nähert sich einer horizontalen Gerade an. Bei stetiger Zunahme der Verschiebungen kann der Stützdruck nicht weiter reduziert werden. Nun ist der Bruchdruck p_f erreicht, d.h. ein konstanter Druck bei dem die Verschiebung kontinuierlich zunimmt. Kann andererseits der Stützdruck vollständig bis auf null abgebaut werden, dann ist die Ortsbrust standsicher. Eine typische Druck-Verschiebungskurve für einen Verbruch der Ortsbrust zeigt Abbildung 4.13a. Neben der Druck-Verschiebungskurve ist in Abbildung 4.13b ein berechneter Fließbereich dargestellt. Die Verschiebung u bezieht sich auf einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust. Bei dem flach liegenden Tunnel in Abbildung 4.13b zeigt sich ein lokaler Bruch an der Ortsbrust. Dargestellt sind die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand als helle und graue Schattierungen.

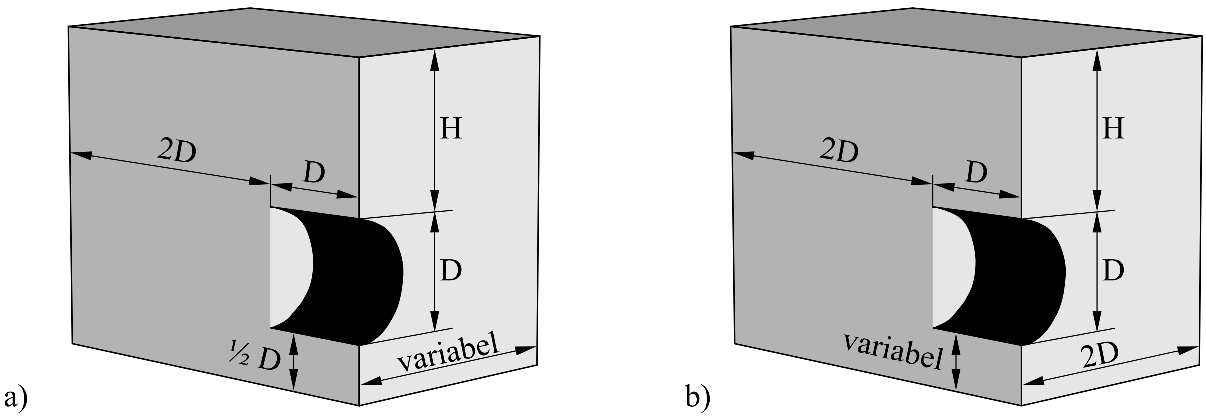


Abbildung 4.14: Modelldimensionen bei der Untersuchung des Einflusses der Modellgröße quer zur Tunnelachse

4.6 Einfluss der Modellränder auf die Genauigkeit

Zur Untersuchung des Einflusses der geometrischen Abmessungen des FE-Modells auf die Genauigkeit der Berechnungen wird ein Tunnel mit einem Durchmesser von $D = 5m$ und einer Überdeckung von $H = 1,5D$ in kohäsionslosem Boden betrachtet. Der Boden hat einen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ und eine Wichte von $\gamma = 20kN/m^3$.
Ausgehend von einem Grundmodell, wurde die Geometrie des FE-Modells systematisch variiert, wie dargestellt in den Abbildungen 4.14 und 4.19. Zum einen wurde der Einfluss der Modellabmessungen quer zur Tunnelachse, zum anderen der Einfluss der Modelldimensionen entlang der Tunnelachse untersucht. Bei jeder Untersuchungsreihe wurde jeweils nur eine Modellabmessung variiert, die anderen wurden konstant belassen. Die Abmessungen der Berechnungsmodelle sind in den Abbildungen jeweils in Bezug zum Tunneldurchmesser D angegeben, die untersuchte Größe ist mit *variabel* bezeichnet.

4.6.1 Einfluss der Modellränder quer zur Tunnelachse

Bei der Untersuchung des Einflusses der Modellränder quer zur Tunnelachse auf die Genauigkeit wurde zum einen die Breite des FE-Modells (Abbildung 4.14a) und zum anderen der Abstand zwischen dem unteren Modellrand und der Tunnelsohle (Abbildung 4.14b) variiert. Die Abmessungen des FE-Modells längs der Tunnelachse blieben bei diesen Untersuchungen konstant. Der Abstand vom vorderen Modellrand bis hin zur Ortsbrust beträgt $1D$, von der Ortsbrust bis zur hinteren Modellbegrenzung ist $2D$.
In der ersten Analyse beträgt der Abstand von der Tunnelsohle zum unteren Modellrand $0,5D$, die Breite des Modells wurde im Bereich von $0,6D$ bis $4D$ variiert (Abbildung 4.14a). Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Abbildung 4.15 in Form des normierten Bruchdrucks für die verschiedenen Modellbreiten dargestellt. Aus den Ergebnissen in Abbildung 4.15 wird deutlich, dass bei einer Breite des FE-Modells, die größer als das Einfache des Tunneldurchmessers ist, der berechnete normierte Bruchdruck konstant ist.

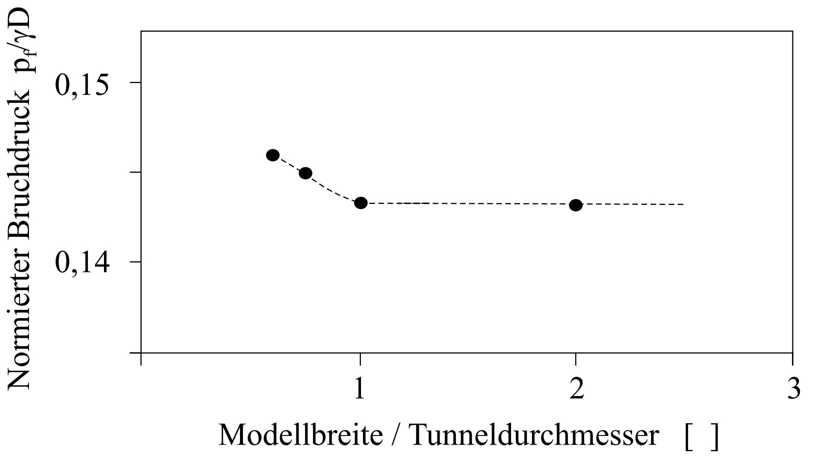


Abbildung 4.15: Einfluss der Modellbreite auf die Genauigkeit der Berechnung

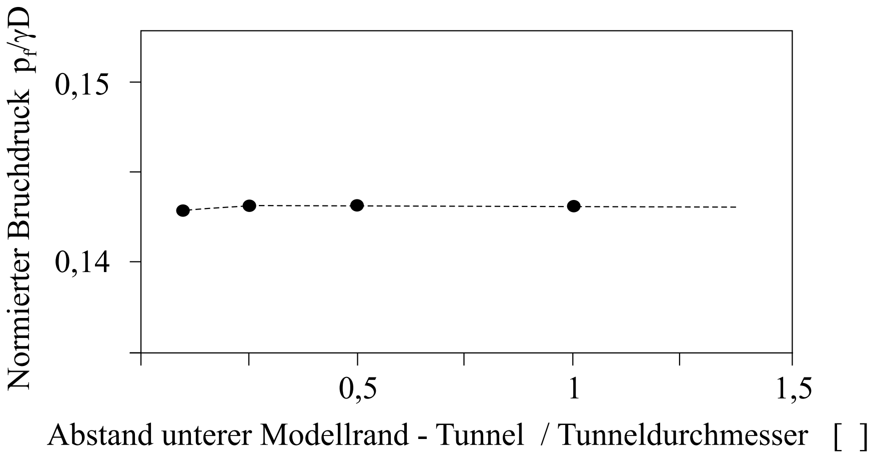
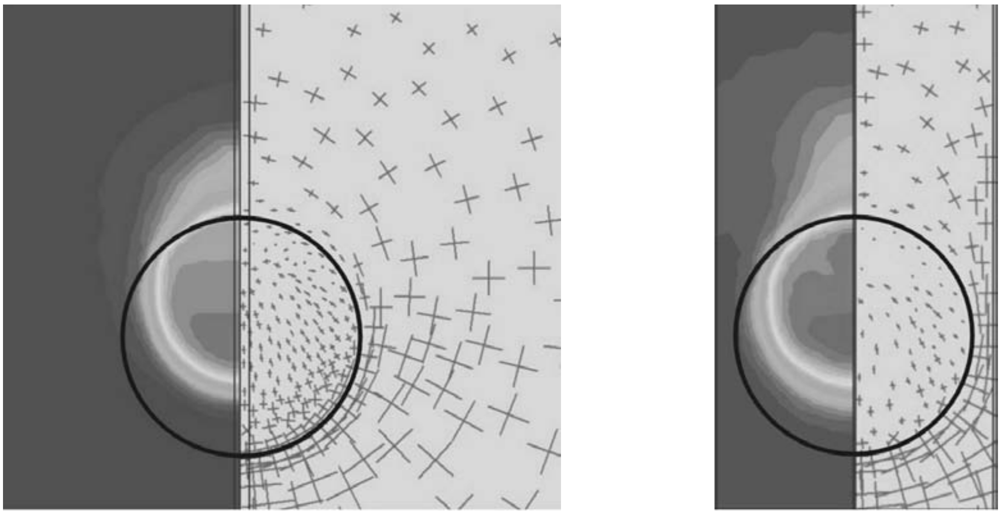


Abbildung 4.16: Einfluss des Abstands zwischen Tunnelsohle und dem unteren Modellrand auf die Genauigkeit der Berechnung

Bei einer Modellbreite kleiner als das einfache des Tunneldurchmessers, machen sich die Einflüsse der Modellränder im Ergebnis deutlich bemerkbar und die Berechnung liefert ein unzuverlässiges Ergebnis. Der berechnete Bruchdruck wird in diesen Fällen als zu groß berechnet, wobei der Grund darin liegt, dass im Baugrund im Bereich der Ortsbrust die Spannungsumlagerung gestört wird und sich das räumliche Gewölbe nicht mehr vollständig entwickeln kann. Diesen Umstand bringen die Abbildungen 4.17 und 4.18 zum Ausdruck. Dargestellt sind jeweils die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand und die Hauptspannungen, welche durch Kreuze dargestellt sind. Die Größe und Richtung der Spannungskreuze geben Auskunft über die Größe und Richtung der Hauptspannungen. Jeweils die linken Abbildungen zeigen einen Ausschnitt der Berechnungsergebnisse für das FE-Modell mit einer Breite von $2D$, die rechten Bilder zeigen die Resultate für eine Modellbreite von $0,6D$ (Originalbreite). In Abbildung 4.17 ist ein Querschnitt durch den Baugrund unmittelbar im Anstehenden hinter der Ortsbrust abgebildet, in Abbildung 4.18 jeweils ein horizontaler Schnitt auf Höhe der Tunnelachse.

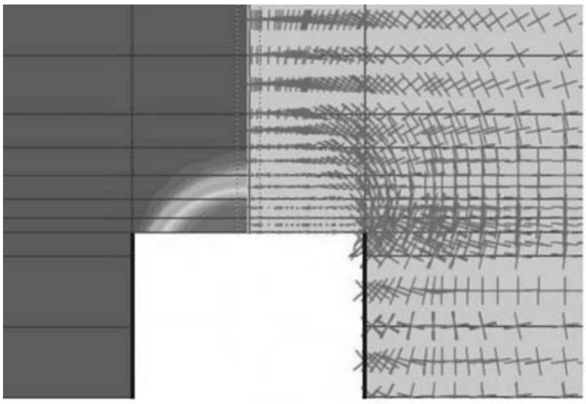


Modellbreite 2 D Modellbreite 0,6 D

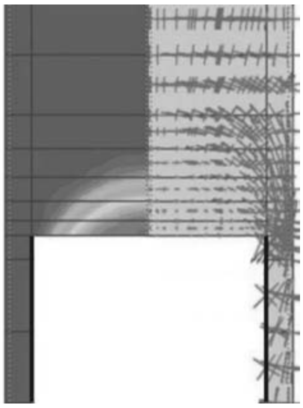
Abbildung 4.17: Einfluss der Modellbreite auf die inkrementellen Verschiebungen und die Hauptspannungen im Bruchzustand, dargestellt in einem Querschnitt im Baugrund unmittelbar hinter der Ortsbrust

Sowohl bei Betrachtung der Hauptspannungen im Querschnitt als auch im horizontalen Schnitt wird deutlich, dass bei dem FE-Modell mit einer Breite von $2D$ die Hauptspannungen ungestört um die Ortsbrust umgelagert werden. Es bildet sich sowohl ein vertikales als auch ein horizontales Gewölbe aus, welches nicht durch Modellränder beeinflusst wird. Diese Spannungsumlagerung wird durch die mit $0,6D$ in den rechten Abbildungen zu klein gewählten Modellränder gestört und verhindert. Die Spannungen im Baugrund können nicht sauber umgelagert werden, und es entstehen zwischen Tunnel und Modellrand unrealistische Spannungskonzentrationen. Der durch die zu klein gewählten Modellränder unrealistsiche räumliche Verlauf der Hauptspannungen führt letztendlich auch zu einem unzuverlässigen nicht realistischen Ergebnis für den Bruchdruck p_f der Ortsbrust. Durch das gestörte Gewölbe im Baugrund bei zu klein gewählten Modellrändern, ergeben sich auch Unterschiede im berechneten Bruchmechanismus im Vergleich zur Berechnung mit einer größeren Modellbreite von $2D$. Während sich bei einer Modellbreite von $2D$ die Bruchfigur in Form eines deutlichen Ovals entwickelt, ist der Bruchkörper bei den kleinen Modellrändern etwas diffuser und nicht so deutlich abgegrenzt (Abbildung 4.17). Der Bruchkörper erstreckt sich über einen größeren Bereich im Baugrund, sowohl in seiner Größe über dem Tunnel als auch etwas hin zu den Modellrändern. In den horizontalen Schnitten auf Höhe der Tunnelachse (Abbildung 4.18) zeigt sich lediglich für die kleinen Modellränder mit $0,6D$ gegenüber der Modellbreite von $2D$ ein nicht so deutlich abgegrenzter Bruchkörper, eine räumliche Ausdehnung weist keine Unterschiede auf und beschreibt bei beiden Berechnungen einen schalenförmigen Bruchkörper.

Bei den weiteren Berechnungen wurde die Modellbreite zu $2D$ gewählt, da hierfür ein



Modellbreite 2 D



Modellbreite 0,6 D

Abbildung 4.18: Einfluss der Modellbreite auf die inkrementellen Verschiebungen und die Hauptspannungen im Bruchzustand, dargestellt in einem horizontalen Schnitt auf Höhe der Tunnelachse

Berechnungsresultat gewähleistet ist welches nicht durch die Randbedingungen beeinflusst wird (siehe Abbildung 4.15). Das räumliche Gewölbe kann sich dann vollständig ausbilden. Der starke Einfluss der Gewölbewirkung auf den Bruchdruck p_f wird in Unterkapitel 5.3 ausführlich beschrieben.
Bei der zweiten Berechnungsreihe entsprechen die Modellabmessungen entlang der Tunnelachse denen der vorigen Analysen. Im Unterschied zu den vorigen Berechnungen wird die Breite des Modells mit $2D$ konstant belassen und der Abstand zwischen Tunnelsohle und Modelluntergrenze von $0,1D$ bis $2D$ variiert (Abbildung 4.14b). Die jeweils berechneten normierten Bruchdrücke sind in Abhängigkeit des Abstands zwischen Tunnelsohle und Modelluntergrenze in Abbildung 4.16 dargestellt, wobei sich hier eine Unabhängigkeit des Bruchdrucks vom unteren Modellrand zeigt. Bei einem geringen Abstand zwischen der Tunnelsohle und dem unteren Modellrand von nur $0,1D$ können sich bei der Generierung des FE-Netzes Elemente ergeben, die sehr schlank sind. Elemente, welche sehr schlank sind, können zu numerischen Problemen führen. Es ist deswegen sinnvoll, den Abstand etwas größer zu wählen, um mit weniger schlanken Elementen einen sauberen Übergang des FE-Netzes vom Tunnel hin zur unteren Modellbegrenzung generieren zu können. Für die nachfolgenden Berechnungen wurde deswegen der Abstand zwischen Tunnel und unterem Modellrand zu $0,5D$ genommen, obwohl auch deutlich geringer Abstände möglich sind.

4.6.2 Einfluss der Modellränder längs der Tunnelachse

Der Einfluss der Modelldimensionen längs der Tunnelachse auf die Genauigkeit der FE-Berechnung wurde mit den nachfolgenen Berechnungsreihen untersucht. Zum einen wurde der Abstand von der Ortsbrust bis zur hinteren Begrenzung des FE-Modells variiert (Abbildung 4.19a), zum anderen der Abstand zwischen der Ortsbrust und dem vorderen

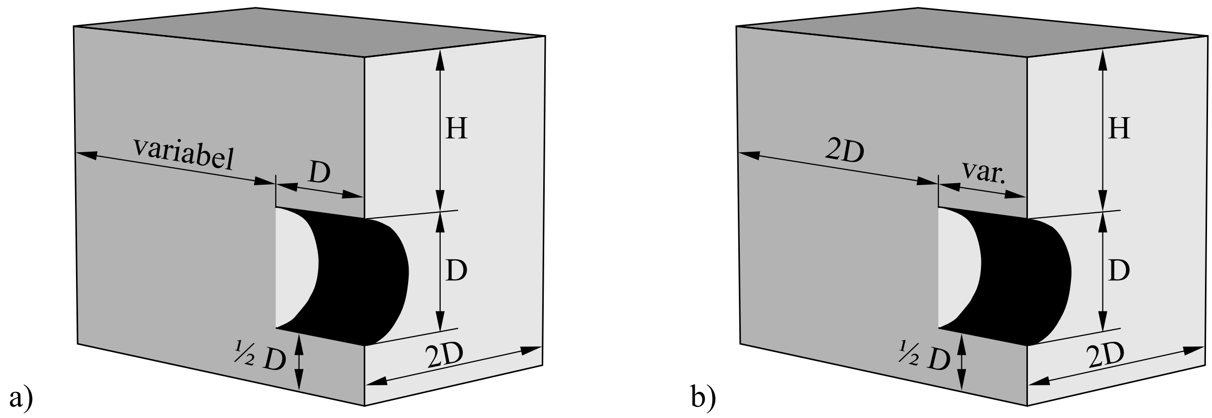


Abbildung 4.19: Modelldimensionen bei der Untersuchung des Einflusses der Modellgröße entlang der Tunnelachse

Modellrand (Abbildung 4.19b). Die Abmessungen des FE-Modells quer zur Tunnelachse blieben bei diesen Untersuchungen unverändert. Die Breite des FE-Modells beträgt $2D$, der Abstand zwischen Tunnelsohle und unterem Modellrand ist $0,5D$.
Zunächst ist der Abstand von der vorderen Modellbegrenzung bis zur Ortsbrust des Tunnels mit $1D$ konstant. Die Modellausdehung zwischen der Ortsbrust und dem hinteren Modellrand wurde zwischen $0,4D$ und $4D$ (Abbildung 4.19a) systematisch verändert. In Abbildung 4.20 sind die Resultate der Bruchdruckberechnungen dargestellt. Für alle Berechnungen, bei denen der Abstand zwischen Ortsbrust und hinterem Modellrand größer als der einfache Tunneldurchmesser ist, ergibt sich der gleiche normierte Bruchdruck. Wird andererseits der Abstand zwischen der Ortsbrust und der hinteren Modellbegrenzung kleiner gewählt, macht sich der Einfluss des Modellrands deutlich bemerkbar, was zu unzuverlässigen Berechnungsergebnissen führt. In diesem Fall ist es im Baugrund vor der Ortsbrust nicht mehr möglich, die Spannungen umzulagern und ein räumliches Gewölbe auszubilden. Weiterhin wird bei einem derart geringen Abstand zwischen Ortsbrust und der hinteren Modellbegrenzung die Entwicklung eines realistischen Bruchkörpers verhindert. Es tritt sogar der Fall auf, dass sich nicht nur das Gewölbe nicht mehr richtig einstellen kann, sondern dass zusätzlich der Bruchkörper durch die hintere Modellbegrenzung quasi abgeschnitten wird. Es sei an dieser Stelle auf die Abbildungen 5.9 und 5.10 in Kapitel 5.3.1 hingewiesen. In den Abbildungen b und c werden für effektive Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ sowie für $\varphi' = 35°$ die Hauptspannungen und die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand in Längsschnitten durch den Tunnel dargestellt. Die Größe der dargestellten Bruchfiguren verdeutlicht, dass die Modellabmessung zwischen Ortsbrust und hinterer Modellbegrenzung entsprechend groß gewählt werden muss. Bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ erstreckt sich der Bruchkörper um mindestens das einfache des Tunneldurchmessers von der Ortsbrust hinein in den Baugrund. Bei dem größeren Reibungswinkel von $\varphi' = 35°$ bildet sich in Längsrichtung ein deutlich kleinerer Bruchmechanismus aus.
Abgeschlossen werden kann diese Analyse mit der der Empfehlung, dass der Abstand

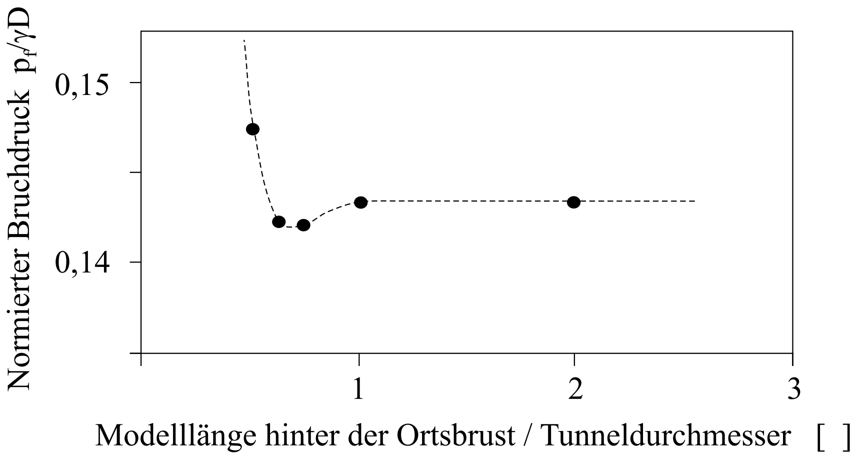


Abbildung 4.20: Einfluss des Abstands zwischen Ortsbrust und dem hinteren Modellrand auf die Genauigkeit der Berechnung

zwischen Ortsbrust und hinterer Modellbegrenzung das zweifache des Tunneldurchmessers betragen soll. Hält man sich an diese Empfehlung, dann sind Berechnungsergebnisse sichergestellt, welche nicht durch Randeinflüsse beeinträchtigt werden und dadurch auch ein zuverlässiges Ergebnis ermittelt wird.
Bei der Untersuchung des Einflusses der Modelllänge zwischen dem vorderen Modellrand und der Ortsbrust ist der Abstand zwischen der Ortsbrust und der hinteren Modellbegrenzung mit $2D$ entsprechend Abbildung 4.19b konstant. Der Abstand zwischen der Ortsbrust und der Vorderseite des Modells, d.h. der Länge der Tunnelröhre, wurde zwischen $D/16$ und $2D$ variiert. Die ermittelten normierten Bruchdrücke der einzelnen Berechnungen sind in Abhängigkeit der Länge der Tunnelröhre in Abbildung 4.21 dargestellt. Bei dieser Berechnungsreihe zeigt sich eine Unabhängigkeit des Bruchdrucks, wenn der Abstand zwischen vorderem Modellrand und der Ortsbrust etwa $0,5D$ beträgt. Wird der Abstand kleiner gewählt, so ist die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Berechnung nicht mehr sichergestellt.
Die vorgestellten Untersuchungen zum Einfluss der Modellränder auf die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der FE-Berechnungen wurden für einen Tunnel durchgeführt, der in einem Boden mit $\varphi' = 30°$ aufgefahren wird. Hat der Boden mit $\varphi' = 40°$ einen größeren effektiven Reibungswinkel, so ist davon auszugehen, dass die Feststellungen bezüglich der Modellabmessungen auch hier ihre Gültigkeit haben. Bei einem kleineren effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ sind die minimalen Modellabmessungen etwas größer zu wählen, als für $\varphi' = 30°$. Dies hat zur Ursache, dass die Gewölbewirkung im Boden bei kleineren Reibungswinkeln nicht so stark ausgeprägt ist wie bei einem höheren Reibungswinkel und sich dadurch auch ein etwas größerer Bruchkörper ausbildet. Auf den Einfluss der Gewölbewirkung im Baugrund wird auf Unterkapitel 5.3 verwiesen.
Zur Erstellung eines FE-Modells ergeben sich aus den vorangegangenen Untersuchungen folgende Modellabmessungen als Empfehlung: Im Schnitt quer zur Tunnelachse ergibt sich eine Modellbreite vom zweifachen des Tunneldurchmessers und die Distanz

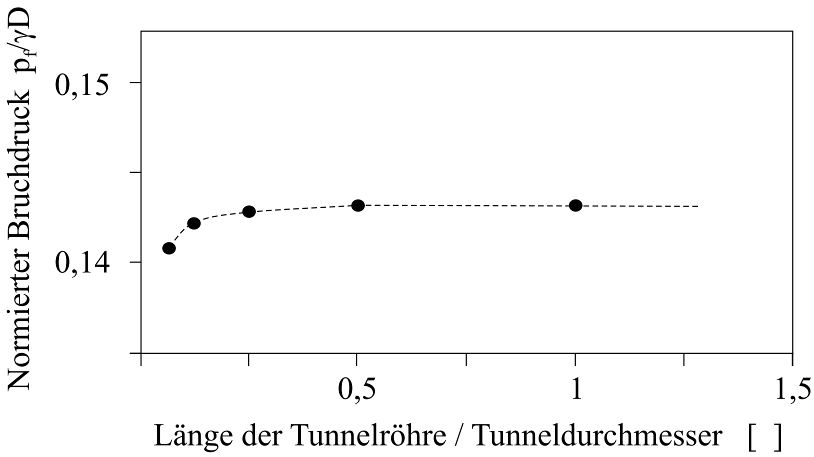


Abbildung 4.21: Einfluss des Abstands zwischen Ortsbrust und dem vorderen Modellrand auf die Genauigkeit der Berechnung

zwischen der Tunnelsohle und der unteren Modellbegrenzung sollte zu $0,5D$ genommen werden. Entlang der Tunnelachse ergibt sich der Abstand von der vorderen Modellbegrenzung zur Ortsbrust zu mindestens $0,5D$ und die hintere Modellbegrenzung sollte zur Ortsbrust einen Abstand von $2D$ haben. Werden die Abmessungen des FE-Modells kleiner gewählt, dann ist ein zuverlässiges Berechnungsergebnis nicht mehr gewähleistet.

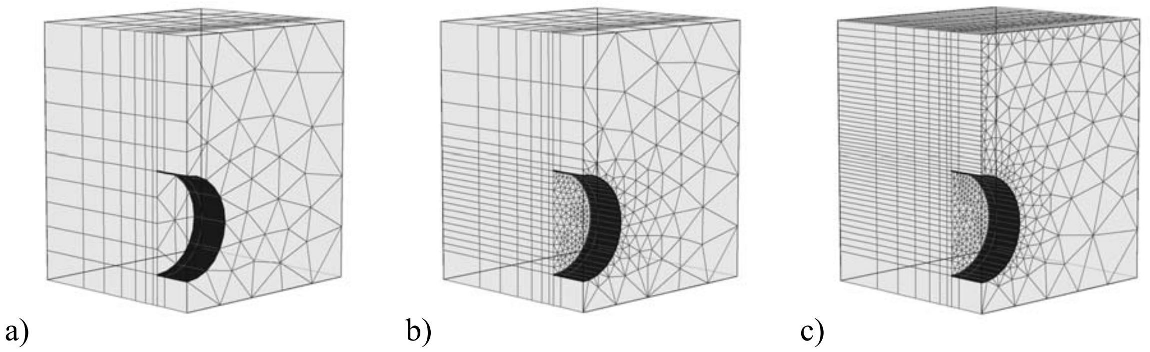


Abbildung 4.22: FE-Netze mit a) 702 Elementen und 2278 Elementknoten, b) 3699 Elementen und 10625 Elementknoten, c) 5400 Elementen und 15879 Elementknoten

4.7 Einfluss der Diskretisierung auf die Genauigkeit

Die Generierung des FE-Netzes bedarf gesonderter Beachtung. Da die FE-Methode ein Näherungsverfahren ist, steigt die Genauigkeit der FE-Berechnung mit zunehmender Netzfeinheit. Wird das Berechnungsmodell mit zu wenigen Elementen diskretisiert, dann wird das Ergebnis zu ungenau, andererseits wächst jedoch der Rechenaufwand mit zunehmender Netzfeinheit sehr schnell an. Wichtig ist bei der Diskretisierung vor allem, den Bereich der Ortsbrust, in dem der Bruchkörper erwartet wird, durch eine genügend große Anzahl an Elementen entsprechend fein abzubilden. Bei der Generierung des FE-Netzes wird zuerst das Netz quer zur Tunnelachse erstellt, anschließend wird es in Längsrichtung räumlich erweitert.

Um den Einfluss des Diskretisierungsgrads auf die Berechnung zu untersuchen, wird ein Tunnel mit einem Durchmesser von $5m$ und einer Überdeckung von $6,5m$ betrachtet. Der kohäsionslose Boden hat eine Wichte von $20kN/m^3$ und einen effektiven Reibungswinkel von $30°$. Zunächst werden die Einflüsse der Netzfeinheit quer zur Tunnelrichtung betrachtet. Das Netz quer zur Tunnelachse wird hierzu sukzessive verfeinert, in räumlicher Ausdehnung bleibt das Netz unverändert. Von der Ortsbrust hinein in den Baugrund sind bei diesen Berechnungen 8 Netzebenen angebracht (siehe Abbildung 4.22). Anschließend wird der Diskretisierungsgrad in räumlicher Richtung betrachtet, wobei das Netz quer zur Tunnelachse konstant bleibt, und in Längsrichtung schrittweise verfeinert wird. Die Abmessungen des FE-Modells wurden für diese Untersuchungen etwas kleiner gehalten, wie dies in Unterkapitel 4.5 beschrieben wurde, jedoch in ihren Dimensionen so groß gehalten, dass sich sowohl das Gewölbe im Baugrund als auch der Bruchkörper entwickeln konnte. Dies erfolgte, da vor allem die Gesamtanzahl an Elementen reduziert werden sollte, um ausreichend Computerkapazität für eine extreme Netzverfeinerung im Bereich der Ortsbrust durchführen zu können. Das feinste verwendete FE-Netz dieser Untersuchung hat bei 7398 Elemente 20390 Elementknoten mit je drei Verschiebungsfreiheitsgraden.

Das FE-Netz wurde zunächst mit 702 Elementen und 2278 Elementknoten relativ grob

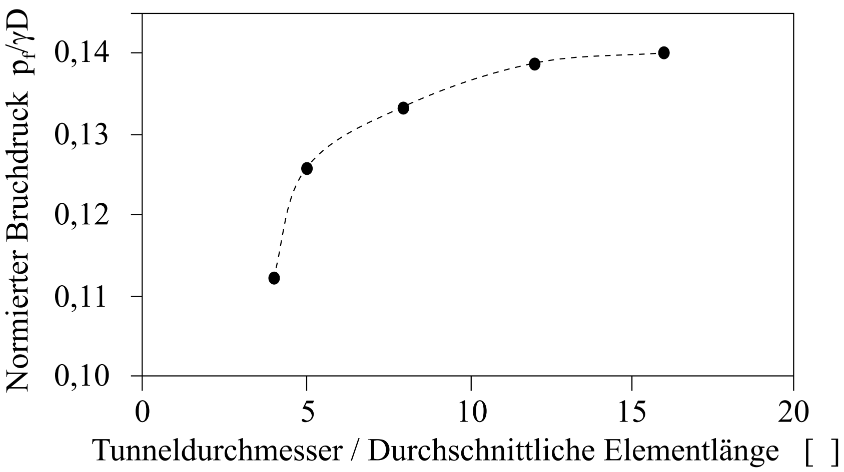


Abbildung 4.23: Normierter Bruchdruck als Funktion der Feinheit des Netzes quer zur Tunnelachse

gehalten, dabei sind 4 Elemente auf den Tunneldurchmesser verteilt. Der Diskretisierungsgrad wurde daraufhin schrittweise erhöht wobei die Anzahl an Elementen an der Ortsbrust auf 16 entlang des Tunneldurchmessers steigt. Dadurch vergrößert sich die Anzahl an Elementen auf 3699, die Anzahl der Elementknoten auf 10625. Die FE-Netze sind in Abbildung 4.22a und b dargestellt. Die Resultate der Berechnungsreihe zeigt Abbildung 4.23, wobei hier der normierte Bruchdruck in Abhängigkeit vom Diskretisierungsgrad aufgetragen ist. Der Grad der Diskretisierung wird hier dimensionslos als *Tunneldurchmesser / Durchschnittliche Elementlänge an der Ortsbrust* beschrieben. Dies bedeutet, dass aus dem Diagramm für einen bestimmten Tunneldurchmesser die durchschnittliche Elementlänge bestimmt werden kann. Die Ergebnisse der einzelnen FE-Berechnungen sind als Punkte abgebildet. Mit zunehmender Anzahl an Elementen steigt der normierte Bruchdruck zunächst rasch an. Ab einer Elementlänge von $D/12$ ist nur noch ein sehr geringer Zuwachs des Bruchdrucks zu verzeichnen, d.h. es ist ein Diskretisierungsgrad erreicht, der eine weitere Verfeinerung des FE-Netzes quer zur Tunnelrichtung nicht erfordert. Weitere Berechnungen mit dem FE-Netz aus Abbildung 4.22c zeigen, dass auch eine Erhöhung des Diskretisierungsgrads zwischen Tunnelfirste und Geländeoberfläche keinen weiteren Anstieg des Bruchdrucks bewirkt. Das FE-Netz hat 5400 Elemente und 15879 Elementknoten.

Die Untersuchungen zum Einfluss der Diskretisierung in räumlicher Ausrichtung längs der Tunnelachse erfolgten auf der Grundlage des FE-Netzes aus Abbildung 4.22b mit einer Elementlänge von $D/16$ im Bereich der Ortsbrust. Der Abstand der Netzebenen entlang der Tunnellängsachse wurde systematisch variiert, d.h. die Dicke der einzelenen Elementscheiben wurde verändert. Das 2D-Netz quer zur Tunnelachse bleibt unverändert. Beginnend bei weiten Abständen wurde der Abstand der Ebenen schrittweise dadurch verringert, dass zusätzliche Netzebenen eingefügt wurden und so die Dicke der Elementscheiben reduziert wurde. Hierbei ist vor allem wichtig darauf zu achten, das FE-Netz im Bereich des erwarteten Bruchkörpers direkt vor der Ortsbrust fein zu halten. Je größer die

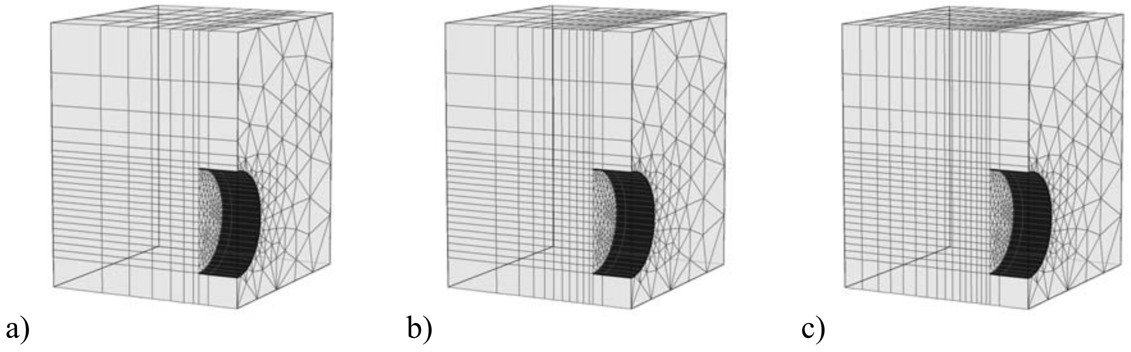


Abbildung 4.24: FE-Netze mit a) 3288 Elementen und 9540 Elementknoten, b) 5373 Elementen und 14965 Elementknoten, c) 7398 Elementen und 20390 Elementknoten

Entfernung zum Bruchkörper ist, desto weiter dürfen die Abstände der Netzebenen sein. Abbildung 4.24 zeigt drei der verwendeten FE-Netze mit unterschiedlichem Diskretisierungsgrad, wobei die Anzahl an Elementebenen, ausgehend von Abbildung 4.24a über b zu Abbildung c, stetig vergrößert wurde. Dies lässt sich durch die steigende Anzahl an Elementen und Elementknoten zum Ausdruck bringen. Das Netz in Abbildung 4.24a hat 3288 Elemente und 9540 Elementknoten, das Netz in Abbildung b hat 5373 Elemente und 14965 Elementknoten. Abbildung 4.24c zeigt das FE-Netz mit dem höchsten Diskretisierungsgrad der Untersuchung mit 7398 Elementen und 20390 Elementknoten.
Das Resultat der Analyse zeigt Abbildung 4.25, wobei die Ergebnisse der einzelnen FE-Berechnungen als Punkte dargestellt sind. Gezeigt wird der berechnete normierte Bruchdruck als Funktion des Diskretisierungsgrads entlang der Tunnellängsachse.
Um allgemeine Aussagen treffen zu können, ist der Diskretisierungsgrad dimensionslos als *Tunneldurchmesser / Durchschnittlichen Dicke der Elementscheiben* dargestellt. Das bedeutet, dass aus dem Diagramm für einem bestimmten Tunneldurchmesser die durchschnittliche Dicke der Elementscheiben bestimmt werden kann. Entsprechend der vorigen Studie zur Diskretisierung quer zur Tunnelachse zeigt sich hier der gleiche Sachverhalt. Bei einem sehr groben Netz mit einer durchschnittlichen Dicke der Elementscheiben von $D/4$ ergibt sich ein relativ niedriger normierter Bruchdruck. Mit zunehmender Feinheit des Netzes nimmt auch der Bruchdruck entsprechend zu und nähert sich asymptotisch einem Grenzwert, der bereits bei einer durchschnittlichen Dicke der Elementscheiben von etwa $D/10$ gut angenähert wird. Der Grenzwert des Bruchdrucks liegt dabei um etwa 10% über dem Startwert der Untersuchung mit bei einer Scheibendicke von $D/4$.
Die vorgestellten Untersuchungen zum Einfluss der Diskretisierung des FE-Netzes auf den Bruchdruck zeigen eine deutliche Netzabhängigkeit. Dies gilt sowohl für das FE-Netz quer zur Tunnelachse als auch für dessen Erweiterung in räumlicher Ausrichtung. Ab einer bestimmten Feinheit des Netzes wird für den Bruchdruck dann ein konstanter Wert berechnet. Für die Elementlänge im Querschnitt der Ortsbrust sind $1/10$ des Tunneldurchmessers ein sinnvoller Wert, für den ausreichend genaue Ergebnisse erzielt werden. Die Abweichungen zum Grenzwert mit noch feineren FE-Netzen bleiben dann im Bereich

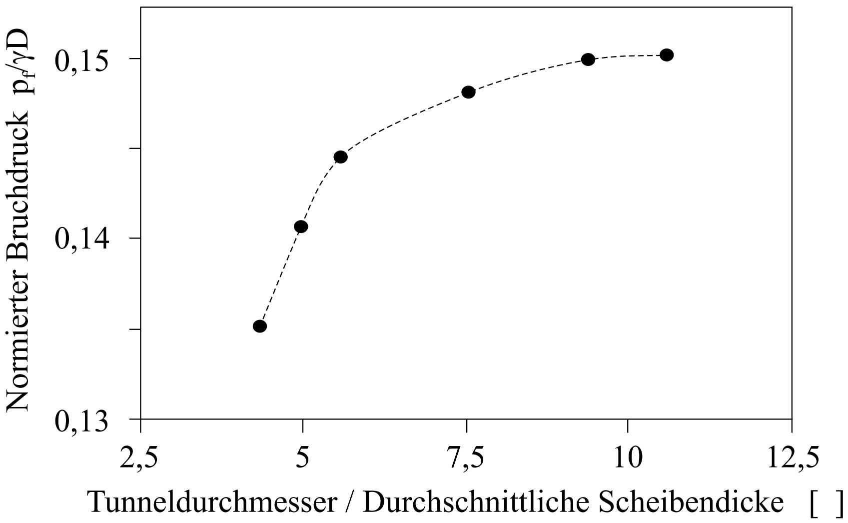


Abbildung 4.25: Normierter Bruchdruck als Funktion der Feinheit des Netzes längs der Tunnelachse

Abbildung 4.26: a) sinnvolle Anordung der Netzebenen, b) schlechte Anordnung der Netzebenen. Der Bruchkörper vor der Ortsbrust ist in hellgrauer Farbe hinterlegt

von etwa 2%. Um ein ausreichend genaues Ergebnis zu erzielen, sollte in räumlicher Ausdehnung des FE-Netzes, im Bereich des Bruchkörpers, ebenfalls im Mittel eine Dicke der Elementscheiben von etwa $10-12\%$ des Tunneldurchmessers eingehalten werden. Unmittelbar an der Ortsbrust ist der Abstand klein zu wählen, dieser kann mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust dann schrittweise vergrößert werden. Dies ist exemplarisch in einem Längsschnitt in Abbildung 4.26 dargestellt, wobei Bruchkörper vor der Ortsbrust symbolisch in hellgrauer Farbe angedeutet ist.
Eine übertrieben feine Netzgenerierung ist in Anbetracht der damit verbundenen Berechnungszeit abzuwägen. Mit der entsprechenden Feinheit des FE-Netzes nimmt die Rechenzeit sehr stark zu. Die Vorgestellten Untersuchen wurden mit einem Computer mit einer Taktfrequenz von $500MHz$ und einem Arbeitsspeicher von $512MB$ durchgeführt. Die Berechnungen mit einem grob gehaltenen FE-Netz entsprechend Abbildung 4.22a benötigt etwa 10 Minuten, bei einem feinen Netz entsprechend Abbildung 4.24 kann die Berechnungszeit auf 1 bis 2 Stunden ansteigen. Durch Programmoptimierung und durch die rasche Entwicklung der Hardware-Technik wird wohl in Zukunft der Zeitfaktor je-

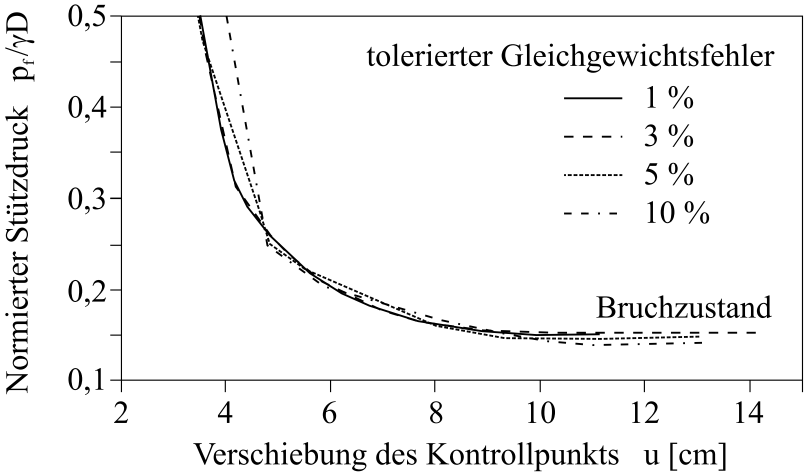


Abbildung 4.27: Einfluss des tolerierten Gleichgewichtsfehlers auf die Genauigkeit der Berechnung

doch immer weiter in den Hintergrund treten, so dass die Verwendung feiner FE-Netze problemlos möglich sein wird.

4.8 Einfluss des tolerierten Gleichgewichtsfehlers auf die Genauigkeit

Zur Beurteilung des Einflusses des tolerierten Gleichgewichtsfehlers (siehe Unterkapitel 4.5) wurden Berechnungen für einen Tunnel in kohäsionslosem Boden mit einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ und einer Wichte von $\gamma = 20kN/m^3$ durchgeführt. Verwendet wurde das sehr fein diskretisierte FE-Netz aus Abbildung 4.24c mit 7398 Elementen und 20390 Elementknoten. Bei unveränderten Ausgangsbedingungen wurde für die Berechnung zur Ermittlung des Bruchdrucks p_f systematisch der tolerierte Gleichgewichtsfehler variiert. Berechnungen wurden durchgeführt für einen Fehler von 1%, 3%, 5% sowie 10%. Die Ergebnisse der Analysen sind in Form von Lastverschiebungskurven in Abbildung 4.27 dargestellt, wobei auf der vertikalen Achse der normierte Stützdruck und auf der Horizontalachse die Verschiebung des Kontrollpunkts dargestellt ist. Der Kontrollpunkt befindet sich in der Mitte der Ortsbrust. Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist nicht der gesamte Verlauf der Kurven dargestellt, sondern lediglich der Bereich für normierte Stützdrücke $\leq 0,5$. Der Startpunkt der Kurven liegt bei einem Wert von $1,8$ für den normierten Stützdruck.
Der prinzipielle Verlauf der vier Stützdruck-Verschiebungskurven ist zunächst bei allen Kurven ähnlich. Bei der Reduzierung des Stützdrucks nehmen die Verschiebungen nur in geringem Maße zu, werden jedoch mit Erreichen des Bruchdrucks p_f sehr groß, so dass die Kurven einen horizontalen Verlauf annehmen. Der Unterschied der Stützdruck-Verschiebungskurven liegt im Detail. Bei tolerierten Gleichgewichtsfehlern von 1% und

3% ist im Verlauf der beiden Kurven kein Unterschied festzustellen. Die Kurven haben einen stetigen gleichmäßigen Verlauf und konvergieren in gleicher Weise. Der Vergleich der beiden Kurven zeigt, dass der numerische Fehler sich nicht auf das Ergebnis auswirkt und bei einer weiteren Reduzierung des tolerierten Gleichgewichtsfehlers kein akkurateres Ergebnis zu erwarten ist. Die Berechnung mit einem tolerierten Fehler von 3% ist also ausreichend genau. Mit nur geringen Abweichungen ist für das vorliegende Beispiel auch mit einem relativ großen tolerierten Gleichgewichtsfehler von 5% ein akkurates Ergebnis für den Bruchdruck zu verzeichnen. Eine andere Situation ergibt sich für die berechnete Druck-Verschiebungskurve mit einem tolerierten Gleichgewichtsfehler von 10%. Die Kurve weicht deutlich von den Berechnungen mit kleinen Fehlern ab und zeigt dabei keinen gleichmäßigen, sondern einen abgehackten eckigen Verlauf. Dies ist vor allem im Anfangsbereich der Kurve der Fall. Durch den größeren tolerierten Fehler sind bei der Reduzierung des Stützdrucks größere Lastschritte möglich, da durch die größere Toleranz der Iterationsprozess schneller beendet wird und das Programm daraufhin die Größe des folgenden Lastschritts erhöht. Deswegen sind bei einem größeren tolerierten Fehler insgesamt weniger Berechnungsschritte notwendig, um den Stützdruck zu reduzieren. Wird dagegen nur ein niedriger tolerierter Fehler von z.B. 3% zugelassen, dann sind insgesamt mehr Lastschritte erforderlich und man erhält dadurch einen gleichmäßigeren und genaueren Verlauf der Kurven. Nähert sich der Kurvenverlauf dem Bruchdruck, so gleichen sich die Verläufe aller Kurven jedoch wieder an. Zwar wird bei allen Berechnungen ein ähnlicher Bruchdruck p_f berechnet, jedoch bewirkt der hohe Gleichgewichtsfehler 10% eine gewisse Streuung der Ergebnisse, was zu einem ungenauen Wert für den Bruchdruck p_f mit einer Abweichung von 6% führt.

Als Empfehlung kann aus den vorgestellten Berechnungen geschlossen werden, dass bei einem tolerierten Gleichgewichtsfehler von 3% (Standard-Einstellung im verwendeten FE-Programm PLAXIS 3D-TUNNEL) ein akkurates, genaues Ergebnis erzielt wird. Ein akkurates Ergebnis wird im vorgestellten Beispiel zwar auch mit einem tolerierten Gleichgewichtsfehler von 5% erzielt, jedoch sollte dies nicht als eine allgemein gültige Empfehlung aufgenommen werden, da in der vorliegenden Untersuchung nur ein spezielles Randwertproblem behandelt wurde. In Studien weiterführender Forschungsarbeiten wären diesbezüglich z.B. Analysen für Tunnels mit unterschiedlichen Überdeckungen oder auch für Tunnels mit verschiedenen Abschlagslängen durchzuführen. Abschließend bleibt festzustellen, dass die Verwendung von großen tolerierten Gleichgewichtsfehlern zwar zu kürzeren Berechnungszeiten führt, jedoch erhält man dadurch auch ein ungenaueres Ergebnis und ist deswegen nicht zu anzuraten.

Kapitel 5: Bruchdruck beim Schildvortrieb

5.1 Einführung

Die Verfahrenstechnik des Schildvortriebs und die unterschiedlichen Methoden zur Stützung der Ortsbrust wurden ausführlich in Unterkapitel 2.2 beschrieben. Charakteristisch für den Schildvortrieb ist, dass die Sicherung der Tunnelröhre durch den Schild bis hin zur Ortsbrust sichergestellt ist, d.h. die Abschlagslänge d in Abbildung 3.1 ist gleich null. Auf der Grundlage von Gleichung 3.5 soll mit Hilfe von dreidimensionalen FE-Berechnungen eine einfache Formel zur Berechnung des Bruchdrucks p_f für den Schildvortrieb entwickelt werden. Ziel ist es dabei, die Formelbeiwerte N_D, N_c und N_q zu bestimmen. Die Koeffizienten sollen möglichst durch einfache Funktionen, abhängig vom Reibungswinkel φ', beschrieben werden, wie schematisch in Abbildung 5.1 für N_D und N_c dargestellt. Dafür ist es notwendig, die Auswirkung der einzelnen Parameter des verwendeten Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetzes sowie der geometrischen Daten des Tunnels festzustellen und zu charakterisieren. Diese sind der Erdruhedruckbeiwert K_0, der Dilatanzwinkel ψ, der Reibungswinkel φ', die Kohäsion c', der Durchmesser D und die Überdeckung H des Tunnels. Der Einfluss der einzelnen Parameter wird in den nachfolgenden Kapiteln analysiert.

5.2 Einfluss der Parameter K_0, ψ, ν und E

5.2.1 Einfluss des Erdruhedruckbeiwerts K_0

Bei der Durchführung von numerischen Stabilitätsanalysen der Ortsbrust, wie in Unterkapitel 4.3 beschrieben, stellt sich die Frage welcher Erdruhedruckbeiwert K_0 für die Ermittlung des Primärspannungszustands zu wählen sei. Ein hoher Wert für K_0 ist im Primärspannungszustand mit einer großen Horizontalspannung, ein niedriger K_0-Wert mit einer geringen Horizontalspannung verbunden. In der nachfolgenden Studie gilt es nun zu untersuchen, ob der Erdruhedruckbeiwert K_0 nun auch auf den Bruchdruck p_f Einfluss nimmt. Um dies zu erfassen, werden sowohl Berechnungen für flach- als auch für tiefliegende Tunnels in unterschiedlichen Baugrundsituationen mit variierten Erddruckbeiwerten vorgestellt.
In der ersten Studie wurden Analysen mit dem assoziierten *Tresca*-Modell, d.h. dem Mohr-Coulomb'schen Sonderfall $\psi = \varphi = 0°$, für einen flachliegenden Tunnel mit einem Durchmesser von $D = 10m$ und einer Überdeckung von $H = D$ durchgeführt. Der Erdruhedruckbeiwert wurde für die Berechnungen zu $K_0 = 0,75$ bzw. zu $K_0 = 1,25$ angenommen. An der Ortsbrust wurde in beiden Fällen der Stützdruck bis zum Erreichen des Bruchdrucks p_f reduziert. Abbildung 5.2 zeigt die Ergebnisse dieser Analysen in Form

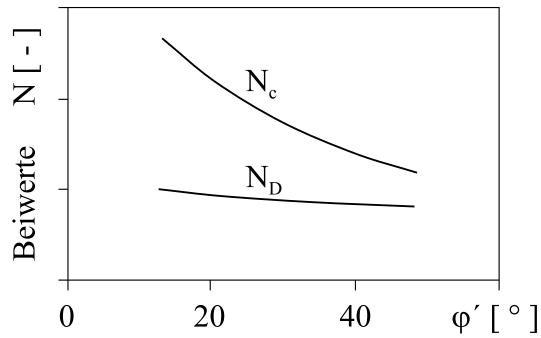


Abbildung 5.1: Erwarteter Verlauf der Koeffizienten N_c und N_D als Funktion des Reibungswinkels φ'

von Druck-Verschiebungskurven für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust. Trotz des unterschiedlichen Primärspannungszustands wird bei beiden Berechnungen der selbe Wert für den Bruchdruck p_f gefunden.

Im zweiten Fall wird ein tiefer liegender Tunnel mit $D = 4m$ und $H = 5D$ in einem dilatanzlosen Boden mit einem Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ und einer effektiven Kohäsion von $c' = 5kN/m^2$ betrachtet; d.h. es liegt ein nicht-assoziiertes Materialverhalten $(\varphi' \neq \psi)$ vor. Der Stützdruck an der Ortsbrust wird bis zum Erreichen des Bruchzustands reduziert. Abbildung 5.3 zeigt die entsprechenden Berechnungsergebnisse, wobei die Verschiebungen für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust, abhängig vom Stützdruck, aufgetragen sind. Die Berechnungen wurden in diesem Beispiel zum einen für $K_0 = 0,5$ und zum anderen für $K_0 = 2$ durchgeführt. Obwohl es durch die verschiedenen Erdruhedruckbeiwerte zu einem deutlichen Unterschied der Ausgangsspannungen im Baugrund führt, zeigt sich auch bei diesem Beispiel deutlich, dass für unterschiedliche Erdruhedruckbeiwerte K_0 der gleiche Bruchdruck für die Ortsbrust berechnet wird.

Zusammenfassend kann aus den vorgestellten Analysen festgestellt werden, dass der Erdruhedruckbeiwert K_0 keinen Einfluss auf den Bruchdruck ausübt. Bei hohen Werten von K_0 ergeben sich zwar bis zum Erreichen des Bruchdrucks größere Verformungen der Ortsbrust, der Bruchdruck dagegen ändert sich nicht. Aufgrund der Unabhängigkeit des Bruchdrucks vom Erdruhedruckbeiwert, sind alle weiteren Berechnungen für einen Erdruhedruckbeiwert von $K_0 = 1$.

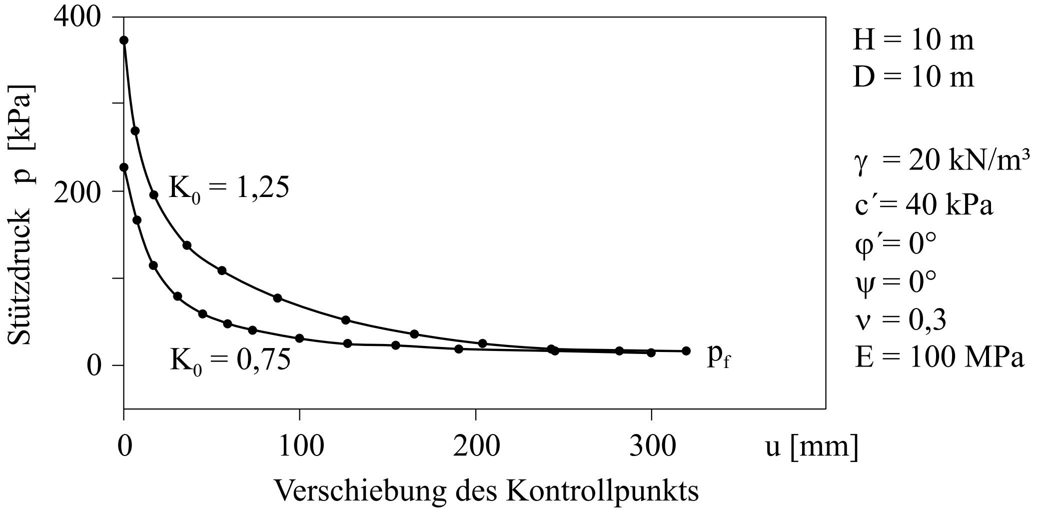


Abbildung 5.2: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein reibungsfreies Materialverhalten. Sowohl für die Berechnung mit $K_0 = 0,75$ als auch mit $K_0 = 1,25$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

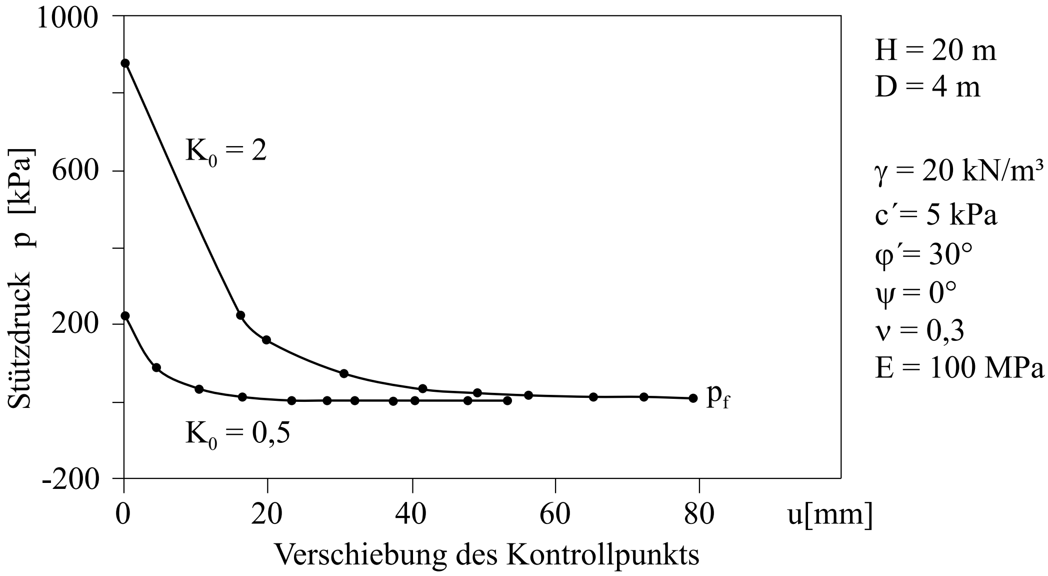


Abbildung 5.3: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein Reibungsmaterial. Sowohl für die Berechnung mit $K_0 = 0,5$ als auch mit $K_0 = 2$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

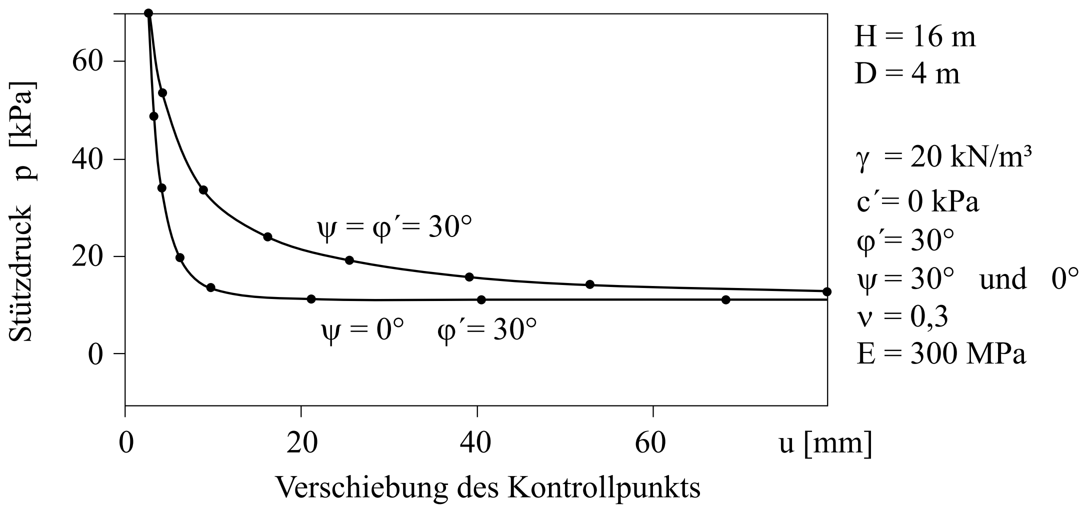


Abbildung 5.4: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein Reibungsmaterial. Sowohl für die Berechnung mit $\psi = 0°$ als auch mit $\psi = 30°$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

5.2.2 Einfluss des Dilatanzwinkels ψ

Im vorigen Abschnitt wurde gezeigt, dass der Bruchdruck p_f unabhängig von K_0 ist. Es ist hingegen nicht auszuschließen, dass der Bruchdruck vom Dilatanzwinkel ψ beeinflusst wird. Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Dilatanz bei Grenzlastberechnungen zeigen *De Borst & Vermeer* [18]. Für die Grundbruchlast eines völlig schlaffen kreisförmigen Fundaments stellen sie fest, dass der Dilatanzwinkel keine Auswirkung auf die Bruchlast hat. Erklärt wird dieser Sachverhalt dadurch, dass der Boden nicht daran gehindert wird, seitlich auszuweichen und deswegen einer Volumendehnung durch Dilatanz nichts entgegenwirkt. Es stellt sich nun die Frage, ob sich für den Bruchdruck p_f der Ortsbrust ein vergleichbares Verhalten ergibt, oder nicht. Entsprechend den Untersuchungen in Abschnitt 5.2.1 zum Ausgangsspannungszustand, werden nachfolgend zwei Berechnungsbeispiele vorgestellt, die diesen Einfluss aufzeigen sollen.

Im ersten Beispiel wird ein Tunnel mit Durchmesser $D = 4m$ und einer Überdeckung $H = 16m$ in kohäsionslosem Boden mit einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ untersucht. Für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust zeigt Abbildung 5.4 Ausschnitte der berechneten Druck-Verschiebungskurven ab einem Stützdruck von $70kPa$. Die Anfangsbereiche der beiden Kurven sind aus Gründen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt. Beide Druck-Verschiebungskurven beginnen bei einem Ausgangsdruck von $p = 360kPa$. Die obere Kurve ist für einen hypothetischen Boden mit $\varphi' = \psi = 30°$. Die untere Kurve ist für ein realistisches nicht-dilatantes Material mit $\psi = 0°$. Die Druck-Verschiebungskurven der beiden FE-Berechnungen zeigen, dass der Einfluss des Dilatanzwinkels vernachlässigbar ist; bei beiden Berechnungen wird der gleiche Bruchdruck p_f berechnet.

Abbildung 5.5 zeigt die berechneten Druck-Verschiebungskurven des zweiten Berech-

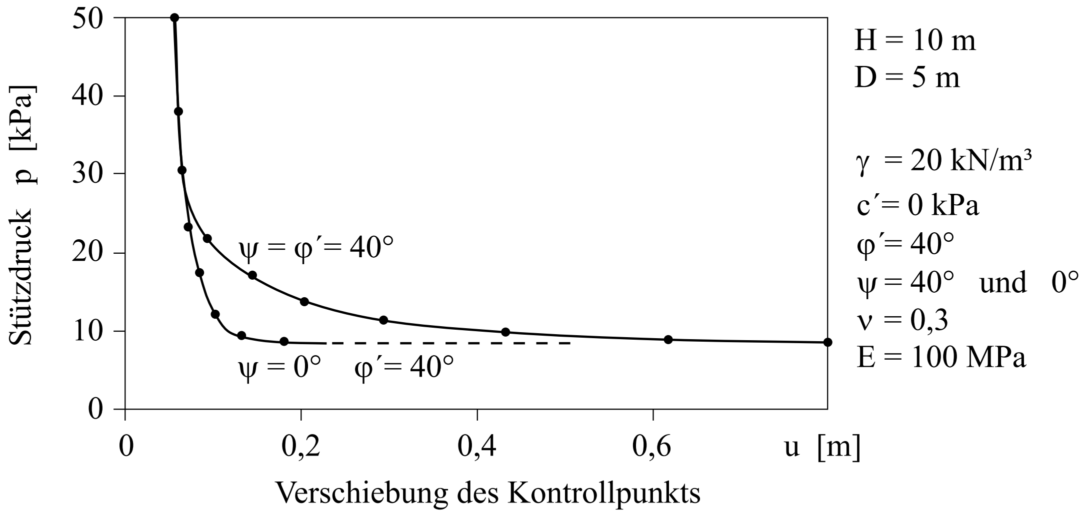


Abbildung 5.5: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein Reibungsmaterial. Sowohl für die Berechnung mit $\psi = 0°$ als auch mit $\psi = 40°$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

nungsbeispiels. Betrachtet wird der Einfluss von ψ auf den Bruchdruck eines Tunnels mit Durchmesser $D = 5m$ und einer Überdeckung von $H = 10m$. Der Tunnel befindet sich in einem kohäsionslosen Boden mit einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 40°$. Entsprechend dem vorigen Beispiel sind Ausschnitte der berechneten Druck-Verschiebungskurven dargestellt. Die Druck-Verschiebungskurven beginnen beide bei einem initialen Stützdruck von $p = 250kPa$, dargestellt ist jedoch nur der Bereich ab $p = 50kPa$. Die obere Kurve ist für einen hypothetischen Boden mit $\varphi' = \psi = 40°$, die untere Kurve wurde für ein nicht-dilatantes Material mit $\psi = 0°$ berechnet. Entsprechend dem ersten Beispiel ist auch hier der Einfluss des Dilatanzwinkels auf den Bruchdruck vernachlässigbar, so dass bei beiden Berechnungen der gleiche Bruchdruck berechnet wird.

Zum Abschluss der Analyse kann gefolgert werden, dass die Berechnungen mit assoziierter Fließregel, d.h. $\varphi' = \psi$ bei etwas größeren Verformungen der Ortsbrust den gleichen Bruchdruck erreichen, wie für nicht-assoziiertes Materialverhalten mit $\psi = 0°$. Der Bruchdruck ist demnach unabhängig vom Dilatanzwinkel ψ. Alle weiteren Berechnungen in dieser Arbeit werden deswegen für nicht-dilatantes Material mit $\psi = 0°$ durchgeführt.

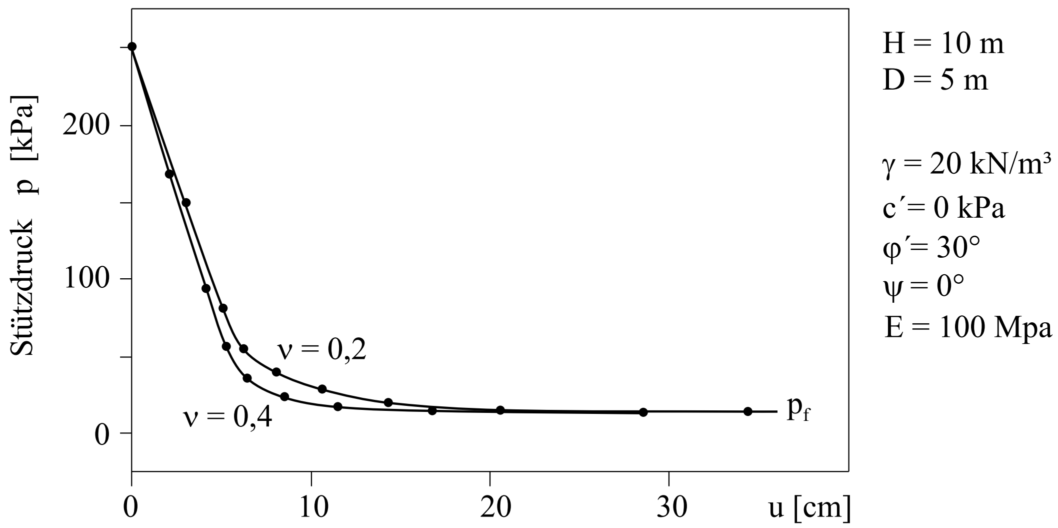


Abbildung 5.6: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein Reibungsmaterial. Sowohl für die Berechnung mit $\nu = 0,2$ als auch mit $\nu = 0,4$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

5.2.3 Einfluss der Querdehnungszahl ν

Bislang wurde in den vorangegangenen Kapiteln festgestellt, dass sowohl der Erdruhedruckbeiwert als auch der Dilatanzwinkel den Bruchdruck p_f nicht beeinflussen. Für die Stabilität einer Böschung zeigen *Vermeer & van Langen* [76] den Einfluss der Querdehnungszahl ν auf und beschreiben, dass bei assoziiertem Materialverhalten Bruchlastberechnungen zu einem einheitlichen Ergebnis führen. Dies bedeutet, dass die Bruchlast unabhängig vom Ausgangsspannungszustand, den Elastizitätsparametern und der Belastungsgeschichte ist, was für nicht-assoziiertes Materialverhalten ($\varphi' \neq \psi$) nicht der Fall ist. Mit Hilfe von numerischen Untersuchungen zeigen *Vermeer & van Langen* jedoch, dass auch bei $\varphi' \neq \psi$ mit verschiedenen Querdehungszahlen ν die gleiche Bruchlast berechnet wird. Bei einer hohen Querdehnungszahl zeigt sich ein wesentlich steiferes Verhalten der Böschung als bei einer kleiner Querdehnungszahl. Zunächst wird bei einem großen ν für die Grenzlast ein *Peak-Wert* berechnet; dieser Wert nimmt aber mit zunehmender Deformation wieder ab, so dass die gleiche Bruchlast wie bei einer kleinen Querdehnungszahl berechnet wird. Die Frage, inwieweit sich die Querdehnungszahl ν auf den Bruchdruck an der Ortsbrust eines Tunnels auswirkt, soll anhand der nachfolgenden Berechnungsbeispiele aufgezeigt werden.

Betrachtet wird ein Tunnel mit einem Durchmesser $D = 5m$ und einer Überdeckung von $H = 2D$ in einem kohäsionslosen Boden mit $\varphi' = 30°$ und $\psi = 0°$. Für die erste FE-Berechnung wurde die Querdehnungszahl zu $\nu = 0,2$, für die zweite Berechnung zu $\nu = 0,4$ angenommen. Bei beiden Berechnungen wurde der Stützdruck an der Ortsbrust bis zum Erreichen des Bruchdrucks p_f reduziert. In Abbildung 5.6 sind die berechneten Druck-Verschiebungskurven, für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust, dargestellt. Der Verlauf der beiden Kurven zeigt deutlich, dass für beide FE-Berechnungen der

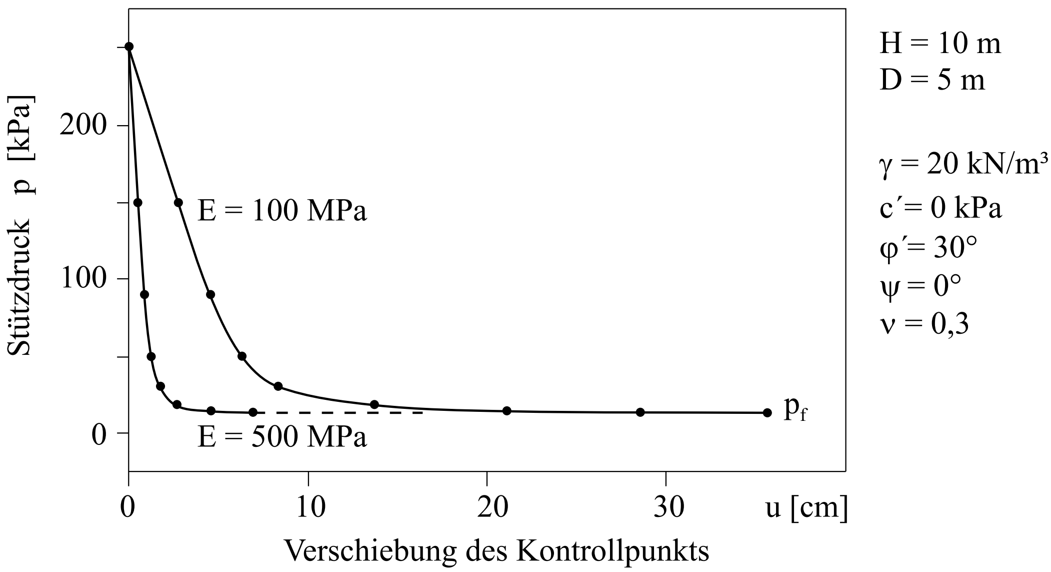


Abbildung 5.7: Errechnete Last-Verschiebungskurven für ein Reibungsmaterial. Sowohl für die Berechnung mit $E = 100MPa$ als auch mit $E = 500MPa$ wird der gleiche Bruchdruck p_f ermittelt

gleiche Bruchdruck p_f ermittelt wird. Lediglich der Kurvenverlauf unterscheided sich etwas, bei $\nu = 0,2$ sind im Vergleich zu $\nu = 0,4$ die Verschiebungen des Kontrollpunktes bei der Reduzierung des Stützdrucks etwas größer, der Bruchdruck ist für beide Fälle aber gleich.

5.2.4 Einfluss des Elastizitätsmoduls E

Entsprechend den vorangegangenen Berechnungen zu K_0, ψ und ν wird nachfolgend die Auswirkung des Elastizitätsmoduls E auf den Bruchdruck aufgezeigt. E ist ein Parameter der ausschließlich das linear-elastische Verhalten des Bodens beschreibt, und keinen Einfluss auf die Scherfestigkeit hat. Es ist also davon auszugehen, dass deswegen der Elastizitätsmodul E auch keinen Einfluss auf den Bruchdruck p_f ausübt. Dies gilt zumindest für den Fall kleiner Verschiebungen im Baugrund, so dass Änderungen der Ortsbrustgeometrie entsprechend der *Theorie 2. Ordnung* keinen Einfluss ausüben.
Bei großen Verformungen im Baugrund ist andererseits davon auszugehen, dass sich der Einfluss der Theorie 2. Ordnung auf den Bruchdruck auswirkt. Der Einfluss der Theorie 2. Ordnung kann bei FE-Berechnungen durch das sogenannte *Updated Mesh Verfahren* berücksichtigt werden; hierbei werden Zusatzkräfte, die infolge der Knotenverschiebungen entstehen, berücksichtigt. Änderungen der Netzgeometrie durch die Verformung der Ortsbrust entsprechend der Theorie 2. Ordnung, wurden jedoch bei den numerischen Untersuchungen dieser Forschungsarbeit nicht berücksichtigt, d.h. die Berechnungen wurden nicht mit dem Updated Mesh Verfahren durchgeführt. Die Elementknoten des FE-Netzes behalten während der gesamten Berechnung die selben Koordinaten bei.

Es wird ein Tunnel in einem Boden mit $\varphi' = 30°$, $\psi = 0°$ und $\nu = 0,3$ betrachtet. Der Durchmesser des Tunnels ist $D = 5m$, die Überdeckung ist $H = 2D$. Es wurden zwei FE-Berechnungen durchgeführt, wobei im ersten Fall $E = 100MPa$ und im zweiten Fall $E = 500MPa$ beträgt. Die Ergebnissee der Berechnungen sind in Abbildung 5.7 als Druck-Verschiebungskurven für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust dargestellt. Die Kurven verdeutlichen den eingangs aufgezeigten Sachverhalt, dass sich E ausschließlich auf die Verschiebungen, aber nicht auf p_f auswirkt. Für beide Berechnungen wird der gleiche Bruchdruck p_f berechnet. Bis zum Erreichen des Bruchdrucks beträgt jedoch bei $E = 100MPa$ die Verschiebung des Kontrollpunkts das Fünffache der Verschiebungen wie bei der FE-Berechnung mit $E = 500MPa$.

Würde man die Berechnungen mit dem Updated Mesh Verfahren durchführen, d.h. Änderungen der Ortsbrustgeometrie berücksichtigen, sind unterschiedliche Ergebnisse für den Bruchdruck p_f zu erwarten. Es ist davon auszugehen, dass für die Berechnung mit $E = 100MPa$ aufgrund der größeren Verschiebungen ein leicht größerer Bruchdruck ermittelt wird, als für die Berechnung mit $E = 500MPa$. Da jedoch die Verformungen an der Ortsbrust insgesamt sehr klein sind, fällt dieser Unterschied nur sehr gering aus und kann daher vernachlässigt werden. Berechnungen sind deswegen mit dem Updated Mesh Verfahren zur Bruchdruckberechnung nicht notwendig.

Abschließend bleibt zu resümieren, dass sowohl der Erdruhedruckbeiwert K_0, der Dilatanzwinkel ψ, die Querdehnungszahl ν als auch der Elastizitätsmodul E, zumindest bei kleinen Verformungen und bei Vernachlässigung der Theorie 2. Ordnung, keinen Einfluss auf den Bruchdruck p_f haben. Für den effektiven Reibungswinkel φ' und die effektive Kohäsion c' ergibt sich ein anderer Sachverhalt. Dies wird ausführlich in den nachfolgenden Unterkapiteln 5.3 und 5.4 gezeigt.

5.3 Einfluss des Reibungswinkels

Im vorigen Unterkapitel 5.2 wurde gezeigt, dass die Parameter K_0, ψ, ν und E keinen Einfluss auf den Bruchdruck p_f haben. In diesem Kapitel wird nun beschrieben, wie stark der Bruchdruck der Ortsbrust vom Reibungswinkel des Bodens abhängig ist.

5.3.1 Gewölbewirkung an der Ortsbrust

Es soll gezeigt werden, dass bei Reibungswinkeln von $\varphi' = 20°$ und größer, sich im Baugrund vor der Ortsbrust ein tragendes Gewölbe bildet. Durch diese Gewölbewirkung ergibt sich ein tiefenunabhängiger Bruchdruck p_f. Bei geringeren Reibungswinkeln ist dies jedoch nicht der Fall.

Abbildung 5.8 zeigt den Einfluss des Reibungswinkels auf den Bruchdruck für unterschiedliche Überdeckungen des Tunnels bei $\varphi' \leq 20°$. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind als Punkte dargestellt. Für ein reibungsloses Material ist eine fast lineare Zunahme des Bruchdrucks p_f mit zunehmender Tunnelüberdeckung zu verzeichnen. Hier zeigen die FE-Ergebnisse eine exzellente Übereinstimmung mit der aus Versuchsergebnissen stammenden Kurve nach *Kimura & Mair* [31] und wird von Gleichung 3.15 beschrieben. Bereits bei einem geringen Reibungswinkel von $\varphi' = 10°$ wird der Einfluss der Tunnelüberdeckung spürbar kleiner und bei einem moderaten Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ hat die Überdeckung überhaupt keinen Einfluss mehr auf den Bruchdruck. Der Winkel von $\varphi' = 20°$ wird deswegen in den weiteren Betrachtungen als Grenzwert betrachtet, ab welchem der Bruchdruck unabhängig von der Tunnelüberdeckung ist. Aus Abbildung 5.8 geht hervor, dass dieser Grenzwert bereits bei einer geringen normierten Überdeckung von $H/D = 0,5$ gilt. Die Betrachtung des Bruchdrucks für Reibungswinkel $\varphi' \geq 20°$ folgt in Abschnitt 5.3.2.

Neben der Berechnung des Bruchdrucks p_f bietet die FE-Methode einen Einblick in den Spannungszustand des Baugrunds im Bereich der Tunnelortsbrust. Einen visuellen Eindruck über den erheblichen Einfluss des Reibungswinels geben die Abbildungen 5.9 und 5.10 für einen Tunnel mit einer normierten Tunnelüberdeckung von $H/D = 5$. In Schnitten entlang der Tunnellängsachse werden Ausschnitte aus dem unmittelbaren Bereich der Ortsbrust von kreisrunden Tunnels gezeigt, deren Ausbau bis an die Ortsbrust reicht. Dargestellt sind zunächst Resultate für reibungsfreien Boden, zweitens für Boden mit einem Reibungswinkel $\varphi' = 20°$ und im dritten Fall für einen hohen Reibungswinkel von $\varphi' = 35°$. In allen drei Fällen besitzt der Boden keine Kohäsion und der Dilatanzwinkel ist $\psi = 0$. Der Stützdruck wurde bis zum Verbruch der Ortsbrust reduziert.

Abbildung 5.9 zeigt den Verlauf der Hauptspannungen, die durch Spannungskreuze dargestellt sind. Große Kreuze stehen für hohe Spannungen, kleine für geringe Spannungen. An der Ausrichtung und Größe der der Hauptspannungen im Bruchzustand ist in Abbildung 5.9b und c sehr deutlich zu erkennen, wie sich in Reibungsböden ein Gewölbe ausbildet, wohingegen sich dies bei reibungsfreiem Material in Abbildung 5.9a nicht erkennen lässt. Ausgehend vom initialen Spannungszustand reduzieren sich beim Reibungs-

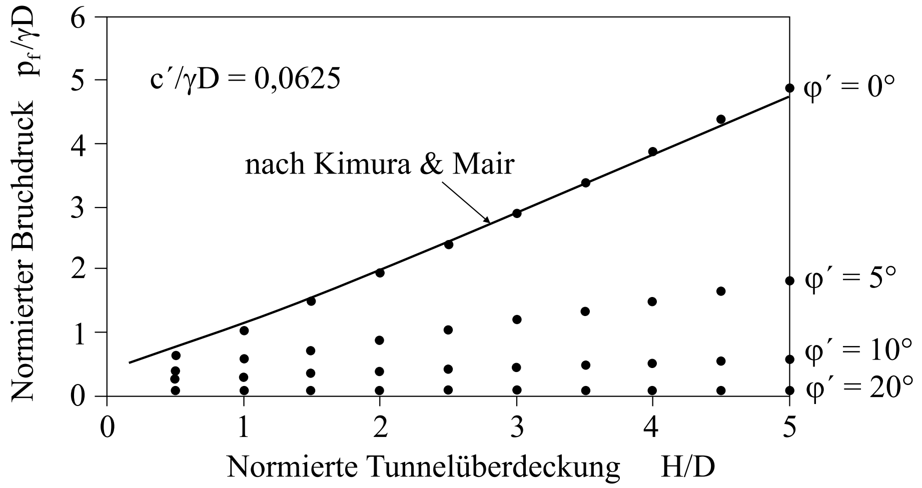


Abbildung 5.8: Normierte Bruchdrücke als Funktion der normierten Überdeckung des Tunnels bei geringen Reibungswinkeln. FE-Resultate sind punktuell dargestellt. Die Berechnungen erfolgten für ein Material mit $\psi = 0$ und $c'/\gamma D = 0,0625$

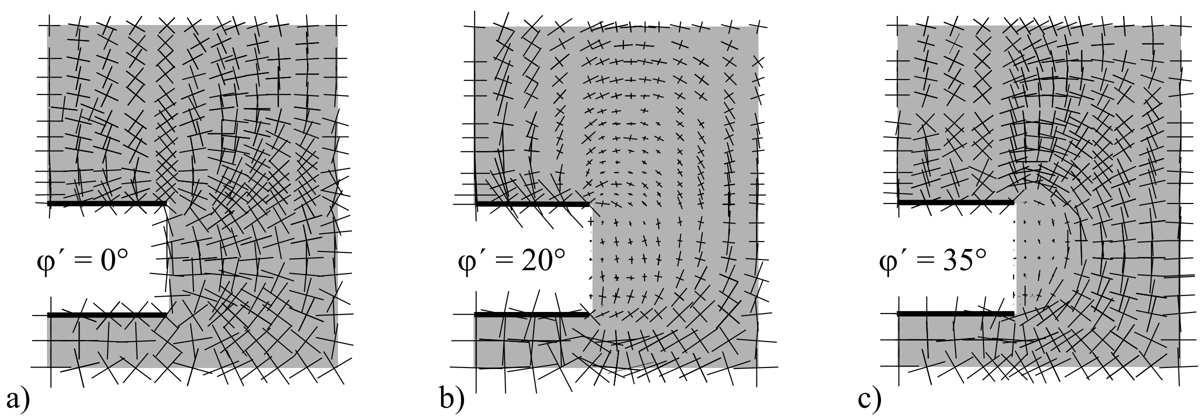


Abbildung 5.9: Errechnete Hauptspannungen beim Bruch sind als Kreuze in einem Längsschnitt durch den Tunnel mit $H/D = 5$ dargestellt. Richtung und Größe eines Kreuzes entsprechen der Hauptspannungsausrichtung und der Hauptspannungsgröße

material mit $\varphi' = 35°$ die Spannungen nahe der Ortsbrust fast auf Null, was einen sehr geringen Bruchdruck bedeutet. Es bildet sich hier ein extrem starkes Gewölbe zwischen Firste und Sohle des Tunnels aus, wodurch sich der Baugrund auch zum großen Teil selbst tragen kann. Bereits bei Boden mit einem moderaten Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ (Abbildung 5.9b) entwickelt sich ein deutliches Gewölbe, so dass dies bei einer signifikanten Reduzierung der Spannungen an der Ortsbrust einen geringer Bruchdruck bedeutet. Das Gewölbe ist in diesem Fall schon so kräftig ausgeprägt, dass der Bruchdruck unabängig von der Überdeckung des Tunnels ist. Bei Material ohne Reibung gibt es dagegen nur eine sehr geringe Reduzierung der Spannungen, die um ein vielfaches niedriger als bei Reibungsmaterial ist. Der Baugrund kann hier nur einen sehr geringen Anteil zur Stabilisierung der Ortsbrust beitragen, was zu einem hohen Bruchdruck führt.

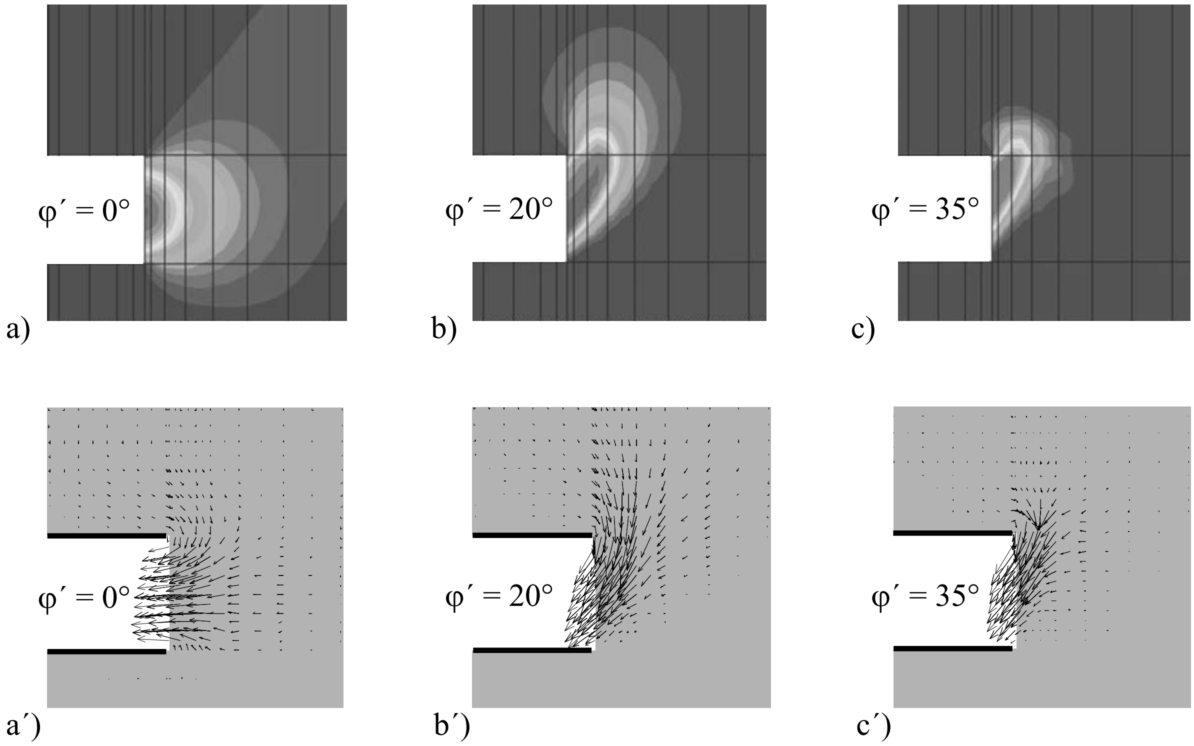


Abbildung 5.10: Inkrementelle Verschiebungen im Bruchzustand. In der oberen Bildreihe sind die Verschiebungen in hellen und grauen Schattierungen dargestellt, unten als Pfeile

Zum Ausdruck kommt der Einfluss des Reibungswinkels auch am Erscheinungsbild des Verbruchs (Abbildung 5.10). In den Bildern a bis c sind inkrementelle Verschiebungen in Grauschattierungen, in den Bildern a′ bis c′ in Form von Pfeilen für die Beispiele aus Abbildung 5.9 dargestellt. Die gezeigten Verschiebungsinkremente korrespondieren zum Bruchzustand, in dem die Verschiebungen bei konstanten Druck an der Ortsbrust stetig zunehmen. Während sich bei Reibungsmaterial ein Fließbereich, ähnlich einem Gleitkeil ausbildet, führt der Verbruch im Fall von $\varphi = 0°$ zu einer gleichmäßigen Intrusion des Baugrunds in die Tunnelröhre, vergleichbar mit einer Flüssigkeit. Bei reibungslosem Boden entwickelt sich der Fließbereich in einem großen Bereich vor der Ortsbrust, mit Zunahme des Reibungswinkels wird dieser Fließbereich immer kleiner. Im Falle von $\varphi = 35°$ bildet sich ein derart starkes Gewölbe aus, so dass nur eine lokal sehr begrenzte Bruchscholle vor der Ortsbrust entsteht.

5.3.2 Durchmesserbeiwert N_D

In Abschnitt 5.3.1 wurde der Einfluss des Reibungswinkels auf die Gewölbewirkung an der Ortsbrust betrachtet. Dabei wurde festgestellt, dass der Bruchdruck p_f bei einem Reibungswinkel von $20°$ unabhängig von der Überdeckung des Tunnels ist. Die Folge der reibungsabhängigen Gewölbewirkung ist beträchtlich. Bei hohen Reibungswinkeln

bildet sich ein ausgeprägtes Gewölbe unmittelbar vor der Ortsbrust. Dieses sehr lokale Gewölbe bildet sich sogar bei flach liegenden Tunnels mit einer relativen Überdeckung von $H/D = 0,5$ aus. Das Gewölbe trägt die darüberliegende Bodensäule. Weitere FE-Berechnungen für Reibungswinkel zwischen $20°$ und $40°$ bestätigen diesen Sachverhalt. Dies kann direkt aus den Berechnungsergebnissen in Abbildung 5.11 geschlossen werden. Dargestellt ist der normierte Bruchdruck $p_f/\gamma D$ für eine Serie von 25 unterschiedlichen Berechnungen für kohäsionslose Böden mit Reibungswinkeln zwischen $20°$ und $40°$. Die normierten Überdeckungen wurde im Bereich von $H/D = 0,5$ bis $H/D = 7$ variiert. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen, dass es bei diesen Reibungsböden kein Einfluss der Tunnelüberdeckung auf den Stützdruck p_f gibt. Der Bruchdruck ist bei Böden mit einem Reibungswinkel $\varphi \geq 20°$, völlig unabhängig von der Überdeckung des Tunnels. Die Tatsache, dass die Gewölbewirkung vor der Ortsbrust die gesamte Last aus der Bodensäule über dem Tunnel trägt impliziert, dass auch eine zusätzliche Flächenlast an der Geländeoberfläche keinen Einfluss auf den Bruchdruck p_f hat. Der Einfluss einer Flächenlast an der Geländeoberfläche wird in Abschnitt 5.4.2 näher betrachtet.
Die Tatsache, dass der Bruchdruck bei Böden mit $\varphi \geq 20°$ unabhängig von der Tunnelüberdeckung ist, lässt den Grund zur Annahme einer einfachen Formel für den Bruchdruck zu. Dabei hängt der Bruchdruck ausschließlich von den Scherparametern c' und φ', der spezifischen Materialwichte γ und dem Tunneldurchmesser D ab. Für einen kohäsionslosen Boden mit $c' = 0$ kann für den Bruchdruck Gleichung 3.10 vereinfacht geschrieben werden:

$$p_f = \gamma D N_D \qquad N_D = N_D(\varphi) \tag{5.1}$$

Die einzigste Unbekannte in Gleichung 5.1 ist der Durchmesserbeiwert N_D. Die Ermittlung des Durchmesserbeiwerts erfolgt durch Auswertung der FE-Berechnungen aus Abbildung 5.11. In Abbildung 5.11 ist der Bruchdruck normiert dargestellt. Der normierte Bruchdruck $p_f/\gamma D$ bei kohäsionslosen Böden entspricht dann dem Durchmesserbeiwert. Für die weitere Bearbeitung wurde der Mittelwert der in Abbildung 5.11 als Punkte dargestellten FE-Ergebnisse verwendet. Der durch den Tunneldurchmesser D und die spezifische Materialwichte γ normierte Bruchdruck wird in Abbildung 5.12 als Koeffizient $N_D = p_f/\gamma D$, in Abhängigkeit des effektiven Reibungswinkels φ', aufgezeichnet. Die numerischen Resultate lassen sich mit einer besonders einfachen Funktion für den Durchmesserbeiwert N_D fassen, welche ausschließlich von φ' abhängig ist:

$$N_D = \frac{1}{9 \tan \varphi'} - 0,05 \tag{5.2}$$

5.3.3 Durchmesserbeiwert N_D im Vergleich zu anderen Forschungsarbeiten

Die Berechnung des Bruchdrucks in kohäsionslosem Boden kann sehr einfach unter Anwendung von Gleichung 5.2 für den Durchmesserbeiwert erfolgen. Zur Beurteilung der

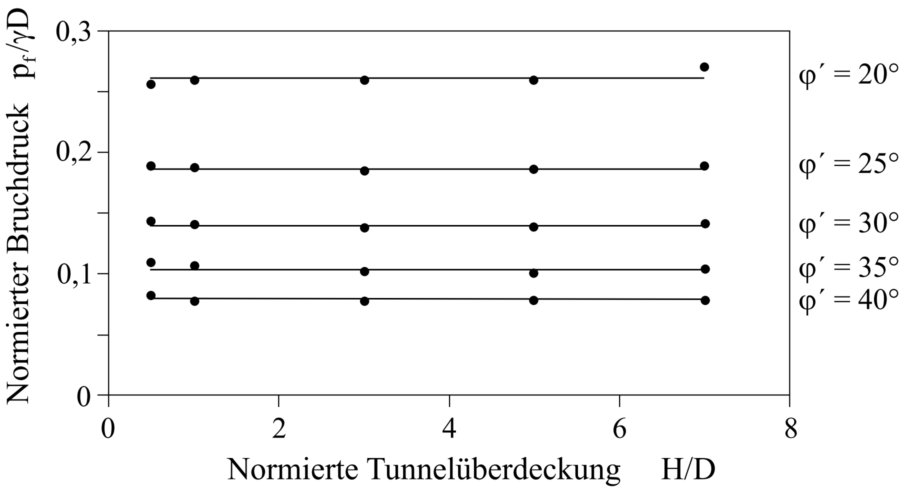


Abbildung 5.11: Errechnete Bruchdrücke für $c' = 0$ und $\psi = 0$. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind als Punkte dargestellt, deren Mittelwerte sind als Linien

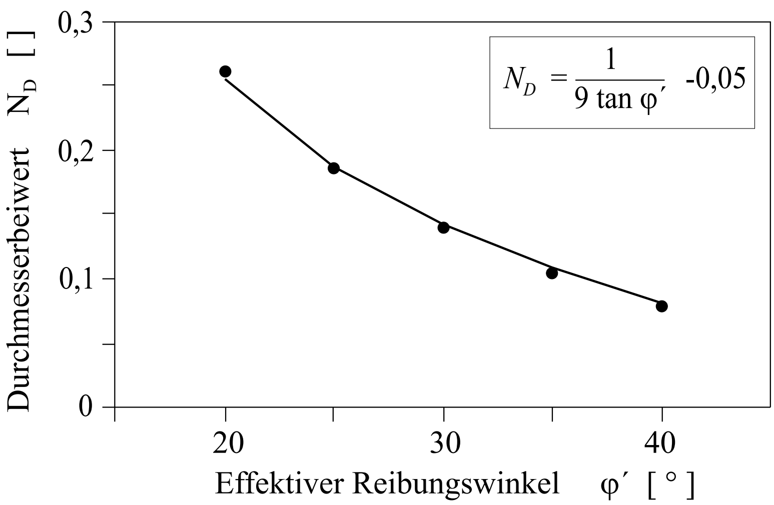


Abbildung 5.12: Der Koeffizient N_D als Funktion des Reibungswinkels, ermittelt aufgrund der Daten in Abbildung 5.11

Formel für N_D ist ein Vergleich mit Ergebnissen anderer Forschungsarbeiten ratsam. In Abbildung 5.13 ist der Durchmesserbeiwert nach Gleichung 5.2 im Vergleich zu anderen Forschungsergebnissen und Beobachtungen aus der Praxis als Funktion des effektiven Reibungswinkels φ' aufgeführt. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen sind als Punkte dargestellt.

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen haben eine sehr gute Übereinstimmung mit der oberen Schranke von *Léca & Dormieux* [42]. Dabei soll angemerkt werden, dass deren Lösung eine Grenzlinie im Sinne einer realen Lösung über dieser Begrenzungslinie darstellt. Die FE-Daten zeigen zudem eine treffende Übereinstimmung mit den Ergebnissen einer Studie von *Krause* [39]. Als kritische Bruchschale, welche in den Tunnel gleiten kann, findet Krause eine Halbkugel mit $N_D = \frac{1}{9} \cot \phi'$. Die Ähnlichkeit zu Gleichung 5.2 ist überra-

schend. Für kohäsionslose Böden liegen *Krause's* Ergebnisse tendenziell auf der sicheren Seite, trotzdem sind sie sehr realistisch. *Anagnostou & Kovári* [4] präsentieren Kurven für N_D, die deutlich über den numerischen Ergebnissen liegen. Ihr Bruchkörpermodell zeigt unterschiedliche Kurvenverläufe für verschiedene relative Tunnelüberdeckungen des Tunnels, was bei den Ergebnissen der FE-Berechnungen überhaupt nicht der Fall ist. Die untere Begrenzung des schraffierten Bereichs gehört zu $H/D = 1$, die obere zu den Fällen mit $H/D \geq 5$. Für Reibungswinkel von $\varphi' \leq 30°$ ergibt deren Modell konservativ sichere Ergebnisse für den Bruchdruck p_f. Die Kurve von *Atkinson & Mair* [5] liegt im gesamten Bereich sehr konservativ auf der sicheren Seite. Deren Ergebnisse basieren auf 2D-Experimenten, die ganz offensichtlich weit weniger Gewölbewirkung entwickeln, als an einer räumlichen Tunnelortsbrust entsteht.
Abschließend soll angemerkt werden, dass die meisten Modelle bei Reibungswinkeln größer $40°$ konvergieren, weswegen sie alle eine einigermaßen gute Übereinstimmung mit experimentellen Daten von *Chambon & Corté* [15] besitzen, welche für einen Sand mit einem Reibungswinkel von $38° - 42°$ ermittelt wurden. Deren experimentellen Ergebnisse, für $c' = 0$ sowie für $c' = 2,5kN/m^2$ werden durch den grau schattierten Balken abgedeckt. Weiterhin zeigen die numerischen Ergebnisse eine exzellent Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis von *Jancsecz & Steiner* [28], welche bei einem Schildvortrieb den Stützdruck bis zum Eintreten erster Brucherscheinungen reduzierten.
Der Vergleich der FE-Ergebnisse mit anderen Untersuchungen und die dabei festgestellte sehr gute Übereinstimmung unterstreicht die Richtigkeit der numerischen Untersuchungen. Der ermittelte Durchmesserbeiwert N_D aus Gleichung 5.2 stellt somit eine sehr gute Grundlage für die weitere Forschungsarbeit dar. Abschließend soll angemerkt werden, dass die meisten vorgestellten Modelle eine auf der sicheren Seite liegende Prognose für den Bruchdruck abliefern. Jedoch stellt sich für kohäsive Böden das Gegenteil heraus, wie im nachfolgenden Unterkapitel 5.4 gezeigt wird.

5.4 Einfluss der Kohäsion

In den vorigen Kapiteln wurde der Bruchdruck für Tunnels in kohäsionslosen Böden betrachtet und dabei eine sehr einfache Formel entwickelt, mit der p_f berechnet werden kann. In diesem Kapitel werden nun Tunnels in kohäsiven Böden mit einer effektiven Kohäsion c' und einem effektiven Reibungswinkel φ' untersucht. Dabei gilt es, die zusätzlich auftretenden Einflüsse der Kohäsion in Form des Kohäsionsbeiwerts N_c als Funktion von φ' zu erfassen, so dass der Bruchdruck nach der Bruchdruckformel Gleichung 3.5 bestimmt werden kann:

$$p_f = -c'N_c + \gamma D N_D + qN_q$$

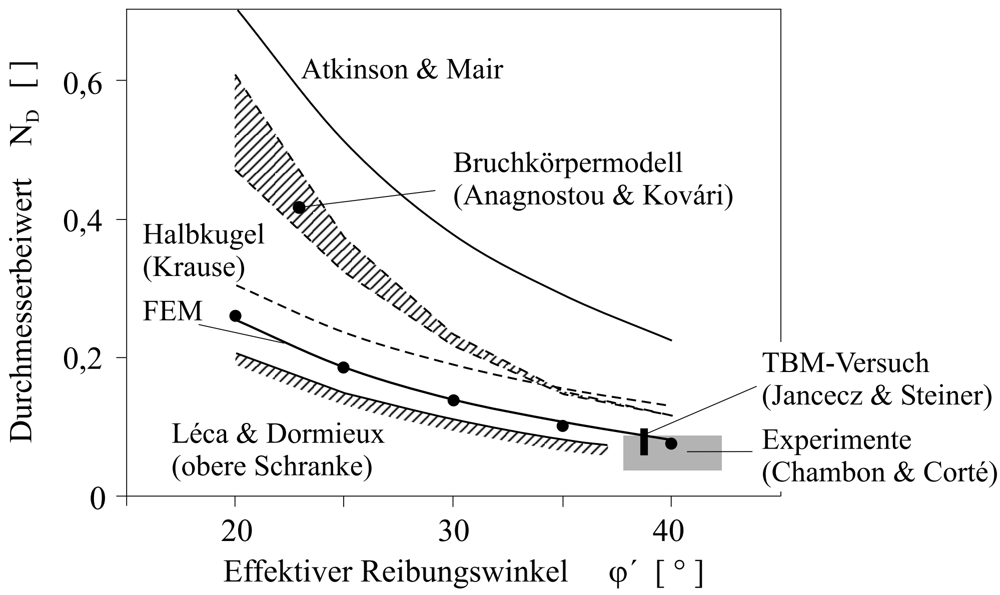


Abbildung 5.13: Der Durchmesserbeiwert N_D im Vergleich zu anderen Forschungsarbeiten

5.4.1 Kohäsionsbeiwert N_c - Theoretische Überlegungen

Zunächst werden theoretische Überlegungen zum Kohäsionsbeiwert N_c vorgestellt und anschließend in Abschnitt 5.4.2 der Einfluss einer möglichen Flächenlast an der Geländeoberfläche untersucht. Abschließend wird in Abschnitt 5.4.3 der Kohäsionsbeiwert durch FE-Berechnungen überprüft. Einen Vergleich des Kohäsionsbeiwerts N_c zu Ergebnissen anderen Forschungsarbeiten gibt Abschnitt 5.4.4.

Der Kohäsionsbeiwert N_c kann im Gegensatz zum Durchmesserbeiwert N_D theoretisch, auf Grundlage des Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetzes, hergeleitet werden. Dafür ist es notwendig, zunächst die Ortsbrust in einem kohäsionslosen Boden im Bruchzustand zu betrachten. Der Bruchdruck kann für diese Randbedingungen nach der einfachen Gleichung $p_f = \gamma D N_D$ berechnet werden. In kohäsiven Böden wird die Formel um einen Kohäsionsanteil ergänzt. Zur Bestimmung des Einflusses der Kohäsion auf den Bruchdruck werden im Folgenden theoretische Überlegungungen anhand eines fiktiven Gedankenmodells vorgestellt.

Zunächst wird die Ortsbrust eines Tunnels betrachtet, wobei der Stützdruck bereits bis zum Bruchzustand reduziert wurde. An der Geländeoberfläche des Modells wird eine Flächenlast q angenommen. Ausgehend von diesem Zustand wird nun im nächsten Schritt gedanklich im gesamten Baugrundmodell von den Hauptspannungen eine konstante isotrope Spannung Δp subtrahiert. Bei dieser Spannungsreduzierung bleiben die Gleichgewichtsbedingungen unverändert. Dies gilt jedoch nicht in der bereits plastifizierten Zone im Bereich der Ortsbrust, da hier der Bruchdruck p_f schon erreicht wurde, und die Fließbedingungen verletzt würden. Dieser Umstand wird durch die beiden Punkte A und B in Abbildung 5.14 verdeutlicht. In Abbildung 5.14 sind die Fließfunktionen

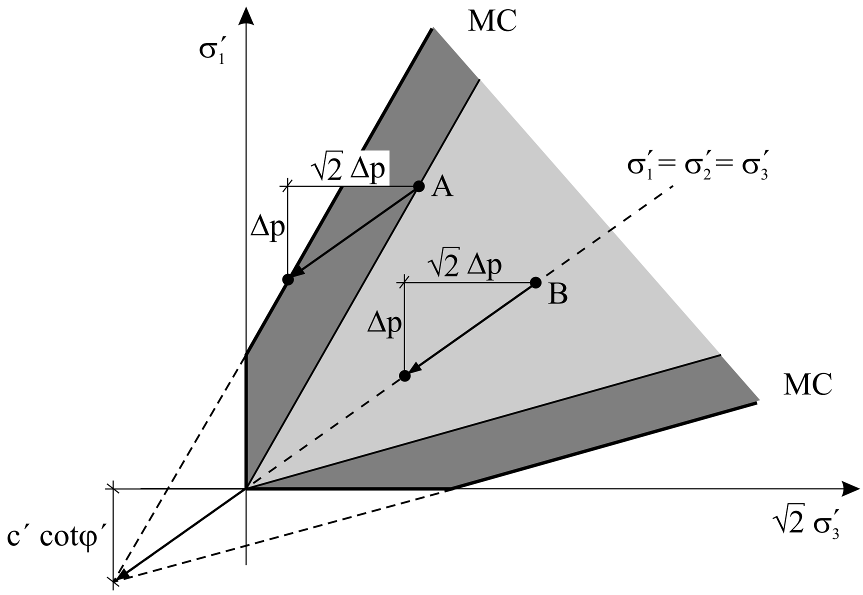


Abbildung 5.14: Einfluss der Kohäsion auf den Bruchdruck; Darstellung in der Rendulic-Ebene

für das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium in der Rendulic-Ebene dargestellt. Für einen kohäsionslosen Boden schneiden sich die Fließfunktionen im Ursprung des Koordinatensystems, der mögliche Spannungsbereich ist hellgrau hinterlegt.
Die beiden Punkte A und B symbolisieren den Spannungszustand von zwei verschiedenen Gauss'schen Integrationspunkten. Punkt A stammt aus dem Bereich der Ortsbrust und ist bereits vollständig plastifiziert und liegt auf der Fließfunktion $f = 0$ des kohäsionslosen Bodens. Punkt B ist aus dem unbeeinflussten Bodenbereich fernab des Bruchkörpers und ist keinerlei Scherbeanspruchung ausgesetzt. Der Spannungszustand von Punkt B liegt im Gegensatz zu Punkt A auf der Raumdiagonalen. Versucht man nun bei beiden Beobachtungspunkten, sowohl σ_1' als auch σ_3' um die Spannung Δp zu reduzieren, so ist dies nur bei Punkt B möglich. Da Punkt A bereits vollständig plastifiziert ist, ist hier eine isotrope Spannungsreduzierung nicht möglich.
Der Verletzung der Fließbedingung durch Punkt A, kann durch die Einführung der Kohäsion mit $c' = \Delta p \tan \varphi'$ entgegengewirkt werden, welche die Mohr-Coulomb'sche Umhüllende um den Betrag Δp verschiebt. Für einen kohäsiven Boden ist der Apex-Punkt um den Betrag $\sqrt{3}\, c' \cot \varphi'$ entlang der Raumdiagonalen verschoben, der mögliche Spannungsbereich ist im Schaubild um den dunkelgrauen Bereich erweitert. Im Rückschluss kann aus diesem Sachverhalt geschlossen werden, dass die Einführung einer Kohäsion eine Reduzierung des Bruchdrucks um $\Delta p = c' \cot \varphi'$ bewirkt.
Die Bruchdruckformel für kohäsiven Boden kann demnach wie folgt geschrieben werden:

$$p_f = \gamma D N_D - \Delta p \quad = \quad \gamma D N_D - c' \cot \varphi' \tag{5.3}$$

Die isotrope Spannungsreduzierung für den Kontrollpunkt A verdeutlicht auch Abbildung 5.15 schematisch. Die Abbildung zeigt die Bruchbedingung nach Mohr-Coulomb

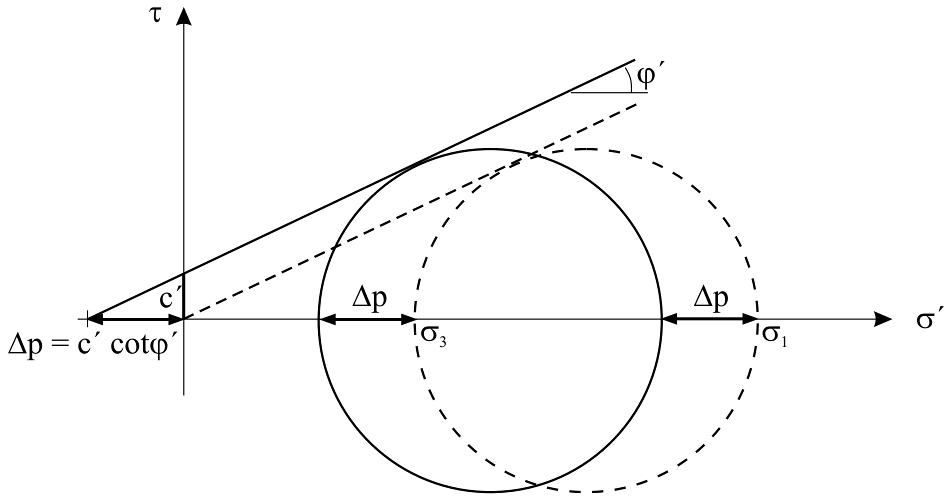


Abbildung 5.15: Einfluss der Kohäsion auf den Bruchdruck im $\tau - \sigma'-$Diagramm

im $\tau - \sigma'-$Diagramm. Gestrichelt dargestellt ist ein Spannungskreis, der bei kohäsionslosem Boden die Bruchgerade bereits tangiert. Die isotrope Reduzierung der Hauptspannungen um den Betrag Δp wird durch die Verschiebung des Spannungskreises um den Betrag Δp nach links zum Ausdruck gebracht. Diese Verschiebung verletzt die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung. Der Verletzung der Bruchbedingung kann entsprechend durch die Einführung einer Kohäsion entgegengewirkt werden. Es wird aus dieser Darstellungsart besonders gut deutlich, dass die Spannungsreduzierung um Δp genau dem Betrag $c' \cot \varphi'$ entspricht. Der Faktor $\cot \varphi'$ ist der Kohäsionsbeiwert N_c.
Anzumerken sei an dieser Stelle jedoch, dass bei der theoretischen Herleitung von N_c der Einfluss eventueller Zugbrüche nicht berücksichtigt wird. Die Vernachlässigung des Zugbruch-Kriteriums kann vor allem bei einer ungestützten Ortsbrust zu einer Überschätzung der Standsicherheit führen. Dies wird später in Unterkapitel 9.3 aufgezeigt.

5.4.2 Einfluss einer Auflast an der Geländeoberfläche

Bei der theoretischen Herleitung von N_c wird davon ausgegangen, dass Flächenlasten and der Geländeoberfläche keinen Einfluss auf den Bruchdruck haben. Diese Annahme wird dadurch gestützt, dass auch die Überdeckung des Tunnels keinen Einfluss auf den Bruchdruck hat. Zur Überprüfung dieser Annahme wurde eine Serie von 24 FE-Berechnungen mit einer gleichförmigen Flächenlast an der Geländeoberfläche in kohäsionslosem Boden durchgeführt. Sowohl die Überdeckung des Tunnels als auch die Flächenlast wurden variiert. Die Ergebnisse dieser Berechnungen zeigt Abbildung 5.16, wobei der normierte Bruchdruck in Abhängigkeit von der normierten Flächenlast dargestellt ist. Bei einem Reibungswinkel von $\varphi' \geq 25°$ hat die Auflast an der Geländeoberfläche keinerlei Einfluss auf den Bruchdruck, und der Auflastbeiwert N_q in Gleichung 3.5 wird zu Null. Ein geringfügig anderer Sachverhalt stellt sich bei einem niedrigeren Reibungswinkel von nur $20°$ dar. In diesem Fall ist mindestens eine Tunnelüberdeckung vom zwei-

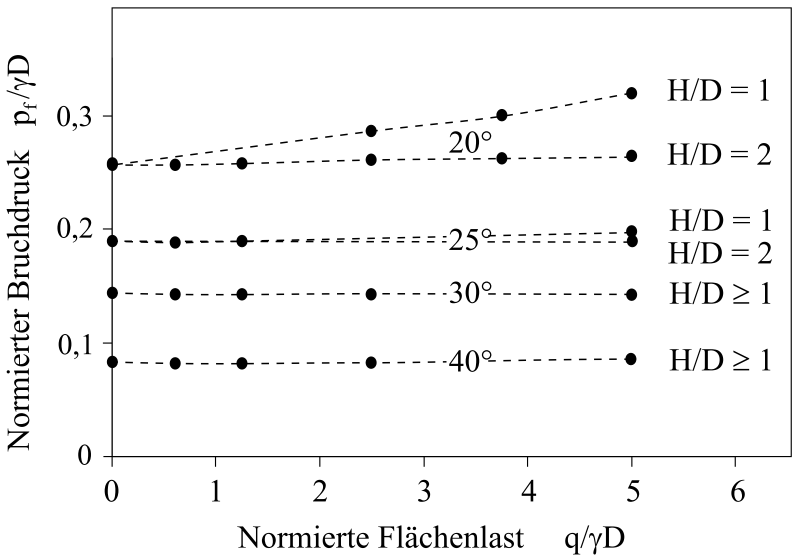


Abbildung 5.16: Einfluss einer Flächenlast an der Geländeoberfläche auf den Bruchdruck

fachen des Tunneldurchmessers notwendig, um den Einfluss der Flächenlast vollständig zu eliminieren. Bei einer Überdeckung von $H = D$ und einem Reibungswinkeln von $20°$, ist andererseits mit zunehmender Auflast ein leichter Anstieg des Bruchdrucks zu Verzeichnen, der in Gleichung 3.5 durch $N_q \approx 0,01$ beschrieben werden kann. Im Vergleich zum Durchmesserbeiwert von etwa $0,25$ bei $\varphi' = 20°$ ist der Anteil der Flächenlast bei $N_q = 0,01$ am Bruchdruck sehr gering, so dass dieser vernachlässigt werden kann. Zumindest unter den Bedingungen $\varphi' > 20°$ und $H > 2D$ gilt damit:

$$N_q \approx 0 \qquad und \qquad N_c = \cot\varphi' \tag{5.4}$$

Bei größeren Reibungswinkeln genügen niedrigere Überdeckungen des Tunnels. Obige Gleichung gilt bei $\varphi' \geq 25°$ bereits für Überdeckungen von $H > D$.

5.4.3 Kohäsionsbeiwert N_c - Überprüfung mit der FEM

In den vorigen Abschnitten 5.4.1 und 5.4.2 wurde zum einen der Kohäsionsbeiwert N_c theoretisch hergeleitet, zum anderen wurde gezeigt, dass der Bruchdruck p_f unabhängig von einer Flächenlast an der Geländeoberfläche ist. Ebenso ist der Bruchdruck bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' \geq 20°$ unabhängig von der relativen Überdeckung des Tunnels H/D. Aufgrund dieser Tatsachen ist bei der Ermittlung des Kohäsionsbeiwerts N_c mit der Finiten Elemente Methode, sowohl die Tiefenlage des Tunnels als auch eine Auflast an der Geländeoberfläche nicht weiter zu berücksichtigen.
Zur Determinierung von N_c mit der FE-Methode wurde bei einem konstanten Reibungswinkel φ' die effektive Kohäsion variiert und der jeweilige Bruchdruck berechnet. Die Variation der Kohäsion erfolgte dabei für unterschiedliche Reibungswinkel zwischen $20°$ bis $40°$; insgesamt wurden hierfür 15 separate Berechnungen durchgeführt. Abbildung 5.17

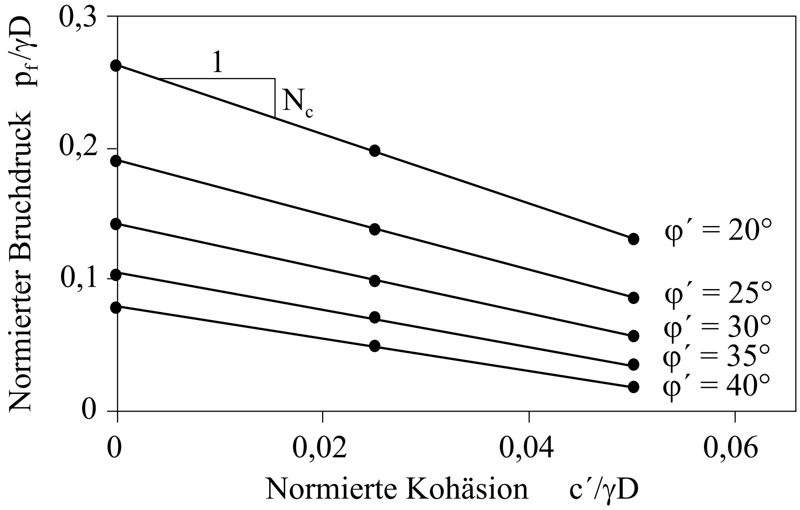


Abbildung 5.17: Abhängigkeit des normierten Bruchdrucks $p_f/\gamma D$ von der *normierten Kohäsion* $c'/\gamma D$ bei unterschiedlichen Reibungswinkeln aufgrund einer Vielzahl an FE-Analysen

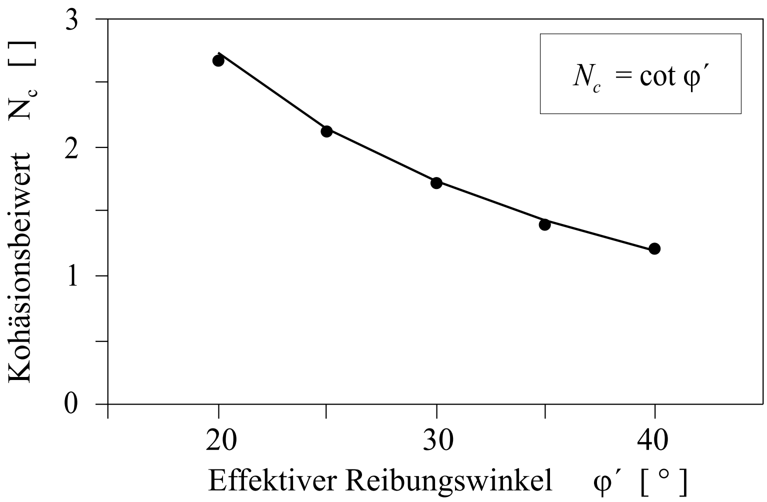


Abbildung 5.18: Der Kohäsionsbeiwert N_c als Funktion des effektiven Reibungswinkels

zeigt die Ergebnisse der Berechnungen, wobei bei einer Variation der *normierten Kohäsion* $c'/\gamma D$ für Reibungswinkel von $20°$ bis $40°$ der normierte Bruchdruck $p_f/\gamma D$ aufgetragen ist. Die Ergebnisse der einzelnen FE-Berechnungen sind als Punkte dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass für einen bestimmten Reibungswinkel die normierten Bruchdrücke, aufgetragen über der dimensionslosen, normierten Kohäsion $c'/\gamma D$, auf einer Geraden liegen. Die Steigung dieser Geraden entspricht dem Kohäsionsbeiwert N_c bei dem entsprechenden effektiven Reibungswinkel φ'. Werden die einzelnen Kohäsionsbeiwerte aus Abbildung 5.17 in Abhängigkeit der entsprechenden effektiven Reibungswinkel aufgetragen, wie dies in Abbildung 5.18 durch die Punkte dargestellt ist, so liegen diese Punkte auf einer Kurve, welche durch die elementare Funktion $N_c = \cot\varphi'$ für den

Kohäsionsbeiwert beschrieben werden kann. Dies bestätigt die Richtigkeit der theoretischen Entwicklung von Gleichung 5.3 in Abschnitt 5.4.1. Ein Vergleich des Kohäsionsbeiwerts zu Resultaten anderen Forschungsarbeiten folgt anschließend in Abschnitt 5.4.4.

5.4.4 Kohäsionsbeiwert N_c im Vergleich zu anderen Forschungsarbeiten

Der Kohäsionsbeiwert N_c wurde in den vorigen beiden Kapiteln sowohl aus theoretischen Überlegungen abgeleitet als auch durch FE-Berechnungen überprüft und bestätigt. In Abbildung 5.19 werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen (als Punkte dargestellt) und der Kohäsionsbeiwert, ausgedrückt durch die elementare Funktion

$$N_c = \cot \varphi'$$

sowohl mit *Krause's* [39] Gleichung 3.10 $N_c = \frac{\pi}{2} \cot \varphi'$ für eine halbkugelförmige Bruchschale als auch mit den Resultaten des Bruchkörpermodells nach *Anagnostou & Kovári* [4] verglichen.

Der Vergleich der Kohäsionsbeiwerte in Abbildung 5.19 zeigt deutlich, dass entsprechend dem Vergleich der Durchmesserbeiwerte N_D in Abschnitt 5.3.3, sich auch hier nach *Krause's* und *Anagnostou & Kovári's* Berechnungsmodellen deutlich größere Werte für N_c ergeben, als durch die elementare Funktion $N_c = \cot \varphi'$ bestimmt wird. *Krause's* Werte für N_c liegen um den Faktor $\frac{\pi}{2}$ über der elementaren Funktion $\cot \varphi'$, die Werte nach *Anagnostou & Kovári* liegen zwischen der Funktion $\cot \varphi'$ und *Krause's* Ergebnissen, wobei deren Resultate zusätzlich von der Überdeckung des Tunnels beeinflusst sind. Dies ist bei den FE-Berechnungen und bei *Krause* nicht der Fall.

Durch die zu hohen Werte für den Kohäsionsbeiwert wird sowohl von *Krause* als auch von *Anagnostou & Kovári* die Wirkung der Kohäsion deutlich überbewertet. Ein entsprechender Sachverhalt wurde auch für den Durchmesserbeiwert N_D in Abschnitt 5.3.3 festgestellt. Es soll an dieser Stelle jedoch darauf hingewiesen werden, dass in der Bruchdruckformel die Anteile für N_c und N_D gegensätzliche Vorzeichen haben:

$$p_f = -c' N_c + \gamma D N_D$$

Als Folge davon ist es möglich, dass sich in einigen Situationen die Fehler kompensieren und dadurch auch mit den Ergebnissen von *Krause* und *Anagnostou & Kovári* mehr oder weniger richtige Ergebnisse erzielt werden können. Für den speziellen Fall eines hochkohäsiven Bodens, ist es jedoch wichtig, den korrekten Kohäsionsbeiwert $N_c = \cot \varphi'$ zu verwenden, da ansonsten die Ortsbruststabilität deutlich überbewertet würde. Verwendet man *Krause's* N_c-Wert für einen Tunnel mit $\gamma D = 200 kN/m^3$ in einem überkonsolidierten Ton mit $c' > 20 kN/m^2$ und $\varphi' = 20°$ wird der Bruchdruck p_f deutlich unterschätzt.

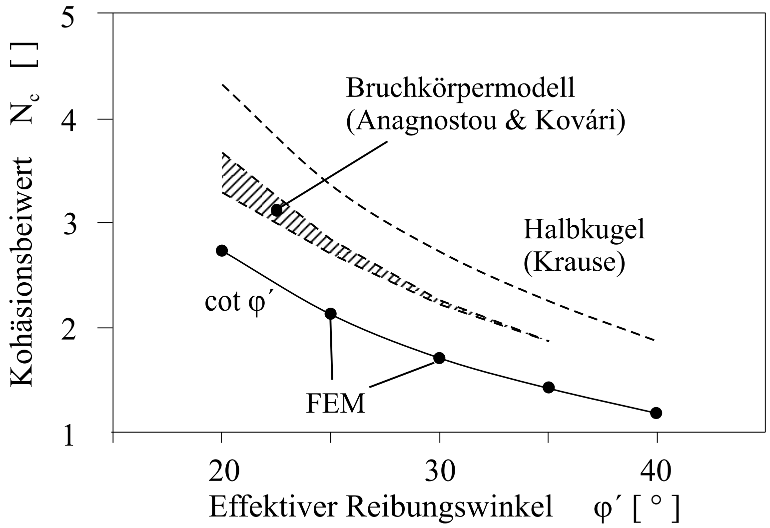


Abbildung 5.19: Der Kohäsionsbeiwert N_c im Vergleich zu anderen Forschungsarbeiten

Je größer die Kohäsion ist, desto deutlicher wird der Bruchdruck p_f der Ortsbrust nach *Krause* unterschätzt.

Aus den vorgestellten Untersuchungen in Kapitel 5 kann abschließend resümiert werden, dass der Bruchdruck p_f an der Ortsbrust vom Erdruhedruckbeiwert K_0, dem Dilatanzwinkel ψ, der Querdehnungszahl ν, dem Steifemodul E, von einer Flächenlast q an der Geländeoberfläche und auch von der Überdeckung H des Tunnels unabhängig ist. Der Bruchdruck ist damit, neben dem Tunneldurchmesser D und der Wichte des Bodens γ, ausschließlich eine Funktion der Scherparameter φ' und c' und kann, auf Grundlage der FE-Berechnungen, abschließend für den Schildvortrieb nach folgender Formel berechnet werden:

$$p_f = -c' \cot \varphi' + \gamma D \left(\frac{1}{9 \tan \varphi'} - 0,05 \right) \tag{5.5}$$

Kapitel 6: Bruchdruck bei Tunnels mit einer Abschlagslänge d

6.1 Einführung

Der Vortrieb eines Tunnels in der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise (NÖT) oder auch bei einem maschinellen Vortrieb mittels einer schildlosen TBM bringt einen neuen Faktor ins Spiel, die Abschlagslänge d, oder auch die ungesicherte Stützweite des Stollens, wie dargestellt in Abbildung 6.1. Anzunehmen ist, dass die Abschlagslänge den Bruchdruck negativ beeinflusst. Das heist, je größer die Abschlagslänge d ist, desto größer ist die Neigung zu einem Verbruch. Bei einem Gebirge mit einem effektiven Reibungswinkel $\varphi' \geq 30°$ kann d groß gewählt werden, ohne dabei den Bruchdruck maßgeblich zu beeinflussen; bei einem weniger standfesten Baugrund mit $\varphi' \leq 25°$ hat die Abschlagslänge d einen Einfluss auf p_f, weswegen der Vortrieb mit kleineren Abschlagslängen erfolgen. Dies gilt zumindest für Abschlagslängen $d \leq 0,5D$, wie nachfolgend gezeigt wird.
Obwohl bei einem NÖT-Vortrieb oder auch bei einem Vortrieb mittels einer schildlosen TBM kein Stützdruck aufgebracht wird, d.h. $p = 0$ ist, werden die nachfolgenden Berechnungen mit einem Bruchdruck $p_f \neq 0$ durchgeführt. Die Gründe für diese Vorgehensweise sind Folgende. Auf Grundlage der nachfolgenden Berechnungen soll die für den Schildvortrieb bestehende Bruchdruckformel um den Einfluss der Abschlagslänge d erweitert werden, so dass der Bruchdruck bei einem Tunnelvortrieb mit einer Abschlagslänge $d \neq 0$ berechnet werden kann. In einem weiteren Schritt soll dann durch die Einführung einer Sicherheit η und der Bedingung $p = 0$ die Bruchdruckformel so umformuliert werden, dass mit ihr die Sicherheit der Ortsbrust gegen Verbruch berechnet werden kann.
Zur Überprüfung und zur Quantifizierung des Einflusses der Abschlagslänge wurden deswegen ausführliche Reihen numerischer Berechnungen durchgeführt, die in den nach-

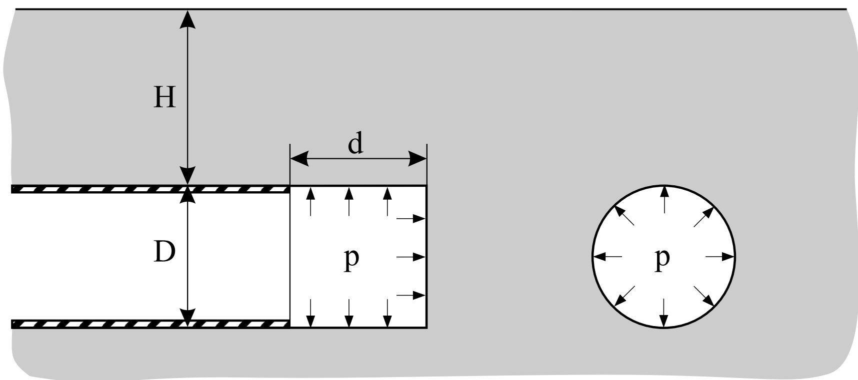


Abbildung 6.1: Längs- und Querschnitt durch einen Tunnel mit einer Abschlagslänge d

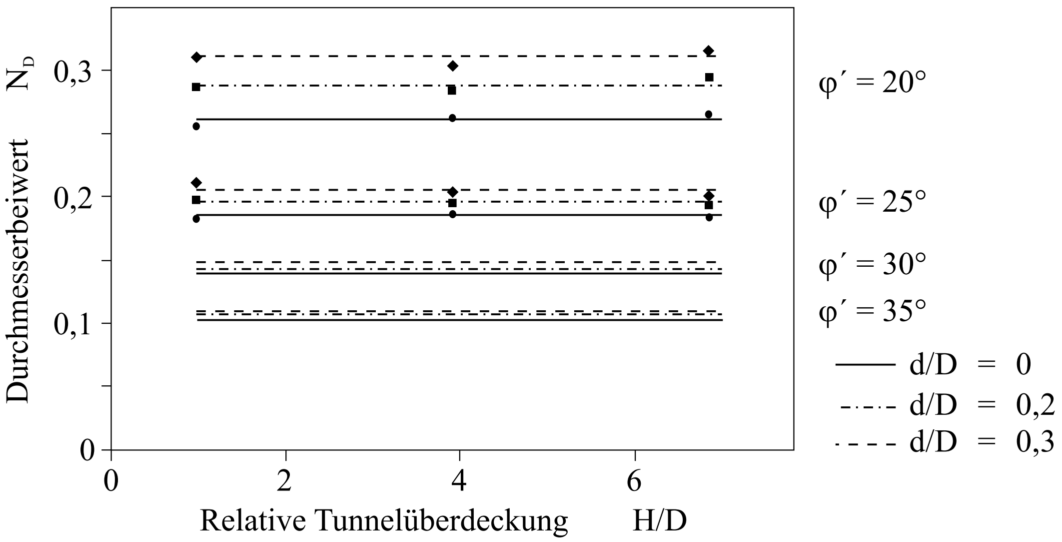


Abbildung 6.2: Einfluss der relativen Abschlagslänge d/D auf den Durchmesserbeiwert N_D bei verschiedenen relativen Tunnelüberdeckungen H/D

folgenden Kapiteln vorgestellt werden. Die Ergebnisse aus Unterkapitel 5.4 wonach $N_c = \cot\varphi'$ und $N_q = 0$ ist, sind unabhängig von der Abschlagslänge und sind auch bei vollständig ungesicherten Tunnelröhren gültig (*Vermeer & Vogler* [77]). Zur Berechnung des Bruchdrucks p_f bei verschiedenen Abschlagslängen d und zur Bestimmung des Durchmesserbeiwerts N_D in Gleichung 3.5 wurden deswegen zunächst Untersuchungen in kohäsionslosem Boden durchgeführt.

6.2 Ermittlung des Durchmesserbeiwerts N_D für Tunnels mit einer Abschlagslänge d

Um den Einfluss der Abschlagslänge d zu erfassen, wurden zunächst eine Serie von 24 FE-Analysen mit relativen Abschlagslängen von $d/D = 0,2$ und $d/D = 0,3$, wie sie bei der NÖT durchaus üblich sind, durchgeführt. Betrachtet wurden bei diesen FE-Berechnungen wiederum Tunnels mit einem kreisrunden Querschnitt in einem kohäsionslosen Boden. Sowohl auf die ungesicherte Tunnelröhre als auch auf die Ortsbrust wurde ein Stützdruck aufgebracht, der dann schrittweise bis zum Eintreten eines Verbruchs reduziert wurde. Abbildung 6.2 zeigt errechnete Bruchdrücke p_f in Form des Durchmesserbeiwerts N_D, wobei sowohl der effektive Reibungswinkel, die Überdeckung des Tunnels als auch die Abschlagslänge variiert wurden. Als Linien dargestellt sind jeweils die Mittelwerte der einzelnen FE-Berechnungen bei unterschiedlichen Tunnelüberdeckungen. Die Ergebnisse der einzelnen Berechnungen sind als Punkte verzeichnet, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit diese nur für die Berechnungsreihen mit $\varphi' = 20°$ und $\varphi' = 25°$ dargestellt sind. Bei Betrachtung der Ergebnisse in Abbildung 6.2 stellt sich zunächst heraus, dass die Überdeckung des Tunnels, entsprechend bei $d = 0$, kei-

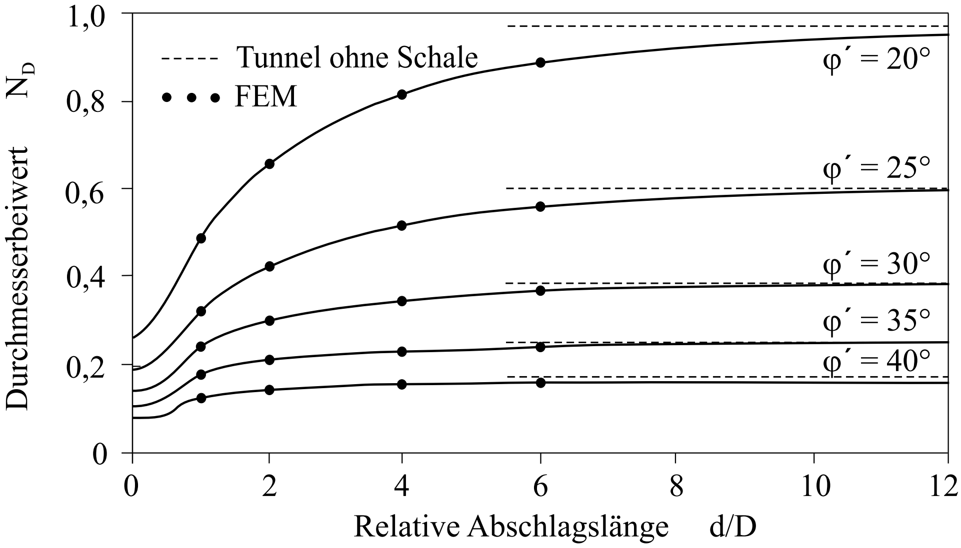


Abbildung 6.3: Einfluss der relativen Abschlagslänge d/D auf den Durchmesserbeiwert N_D

nen Einfluss auf den Bruchdruck p_f hat. Dies wurde in einer Reihe von 12 zusätzlichen FE-Berechnungen auch für $d/D = 0,5$ bestätigt. Des Weiteren zeigt sich bei Reibungswinkeln von $\varphi' \geq 25°$ ein überraschend geringer Einfluss der Abschlagslänge auf den Bruchdruck. Erst bei einem relativ niedrigen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$, bewirkt die Abschlagslänge eine deutliche Erhöhung des Bruchdrucks. Dadurch, dass sich im Boden bei einem kleinen Reibungswinkel nur ein schwaches Gewölbe entwickelt, führt eine Vergrößerung der Abschlagslänge in diesem Fall zu einer spürbaren Zunahme des Bruchdrucks, respektive dem Durchmesserbeiwert N_D. Es sei an dieser Stelle vermerkt, dass der insgesamt relativ geringe Einfluss der Abschlagslänge sich nur bei drainierten Bedingungen ergibt. Für den Fall von undrainierten Bedingungen im Boden hat die Abschlagslänge d einen wesentlich deutlicheren Einfluss auf den Bruchdruck p_f.
Zur weiteren Untersuchung des Einflusses der Abschlagslänge auf den Bruchdruck wurde eine Serie von insgesamt 75 FE-Berechnungen in kohäsionslosem Boden durchgeführt, deren Resultate in Abbildung 6.3 in Form des Durchmesserbeiwerts N_D dargestellt sind. Die Berechnungen wurden alle bei einer Tunnelüberdeckung von $H = 4D$ durchgeführt, dabei wurde sowohl der effektive Reibungswinkel als auch die Abschlagslänge variiert. Es zeigt sich, dass der Durchmesserbeiwert N_D mit zunehmender relativer Abschlagslänge d/D ansteigt. Für die verschiedenen effektiven Reibungswinkel erhält man verschiedene Kurven, jedoch habe alle Kurven die gleiche Form. Bis etwa $d/D = 1$ verlaufen die Kurven konkav und nehmen bei größerer relativen Abschlagslänge einen konvexen Verlauf an. Bei einer sehr großen Abschlagslänge oder ungesicherten Stützweite d streben die Kurven asymptotisch einem Grenzwert entgegen, der vom effektiven Reibungswinkel abhängig ist. Die Grenzwerte sind als gestrichelte Geraden dargestellt und entsprechen dem Bruchdruck einer unendlich langen, nicht ausgekleideten Tunnelröhre mit $d = \infty$, d.h. einem zweidimensionalen ebenen Verformungszustand.

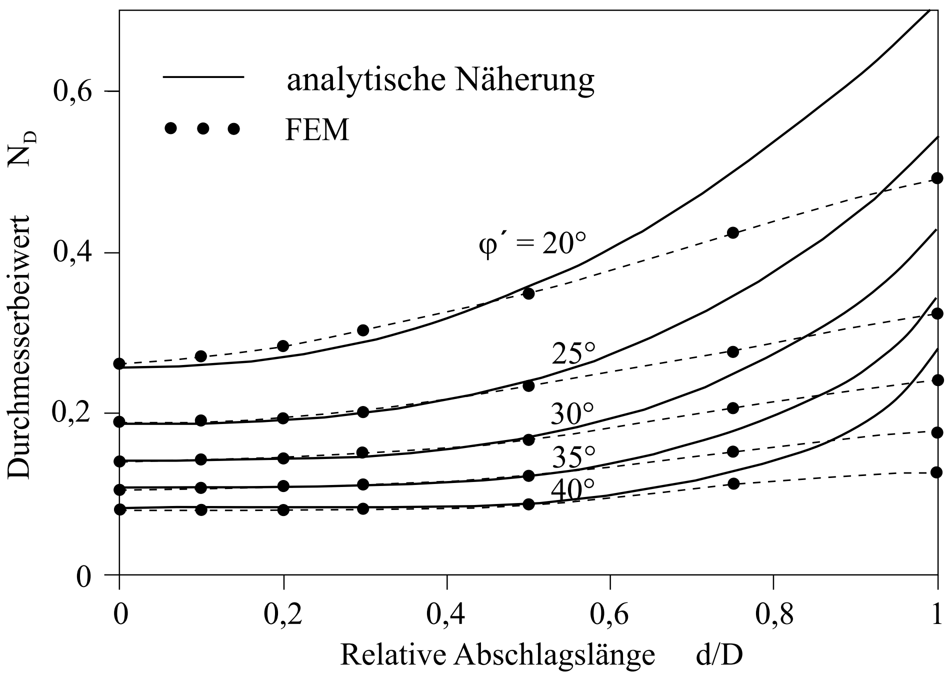


Abbildung 6.4: Einfluss der relativen Abschlagslänge auf den Durchmesserbeiwert N_D für $d/D = 0$ bis $d/D = 1$

In Anbetracht des doch relativ komplexen Verlaufs der Kurven in Abbildung 6.3, ist es schwierig eine analytische Formel zu finden, mit der alle Kurven für Abschlagslängen von $d = 0$ bis $d = \infty$ beschrieben werden können. Für kleine Werte von d/D haben die N_D-Kurven jedoch einen einfacheren Verlauf, der durch eine analytische Näherung beschrieben werden kann. Die gesuchte Näherung soll eine Erweiterung von Gleichung 5.2 um den Einfluss der Abschlagslänge d sein. Für Abschlagslängen von $d/D \leq 0,5$ und für effektive Reibungswinkel $\varphi' \geq 20°$, können die numerischen Ergebnisse durch die nachfolgende Gleichung beschrieben werden:

$$N_D = \frac{2 + 3\left(\frac{d}{D}\right)^{6\tan\varphi'}}{18\tan\varphi'} - 0,05 \tag{6.1}$$

Im Sonderfall $d = 0$ reduziert sich die Näherungsgleichung zu Gleichung 5.2 für den Schildvortrieb. Die mit Gleichung 6.1 berechneten Durchmesserbeiwerte haben für Abschlagslängen bis $d/D \leq 0,5$, wie sie im praktischen Tunnelbau durchaus üblich sind, eine sehr gute Übereinstimmung mit den numerischen Berechnungen. Dies zeigt der Vergleich der Ergebnisse in Abbildung 6.4. Dargestellt ist eine Ausschnitt der N_D-Kurven aus Abbildung 6.3 im Vergleich zu den berechneten N_D-Werten aus Gleichung 6.1 für Abschlagslängen bis $d = D$. Bei effektiven Reibungswinkeln von $\varphi' \geq 30°$ ergeben Abschlagslängen bis $d/D = 0,5$ keinen nennenswerten Anstieg von N_D. Bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 25°$ ist dies bis $d/D = 0,3$ der Fall. Im Falle eines relativ niedrigen effektiven Reibungswinkels von $\varphi' = 20°$ ist dagegen auch bei sehr kleinen Abschlagslängen eine stete Zunahme von N_D mit steigender Abschlagslänge zu beobachten. Insgesamt zeigt

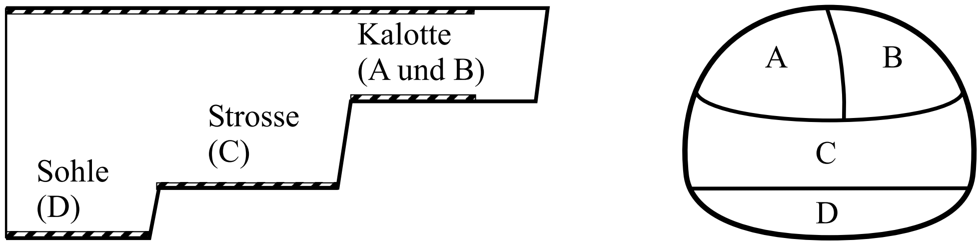


Abbildung 6.5: Unterteilter Tunnelquerschnitt bei einem Vortrieb in der NÖT

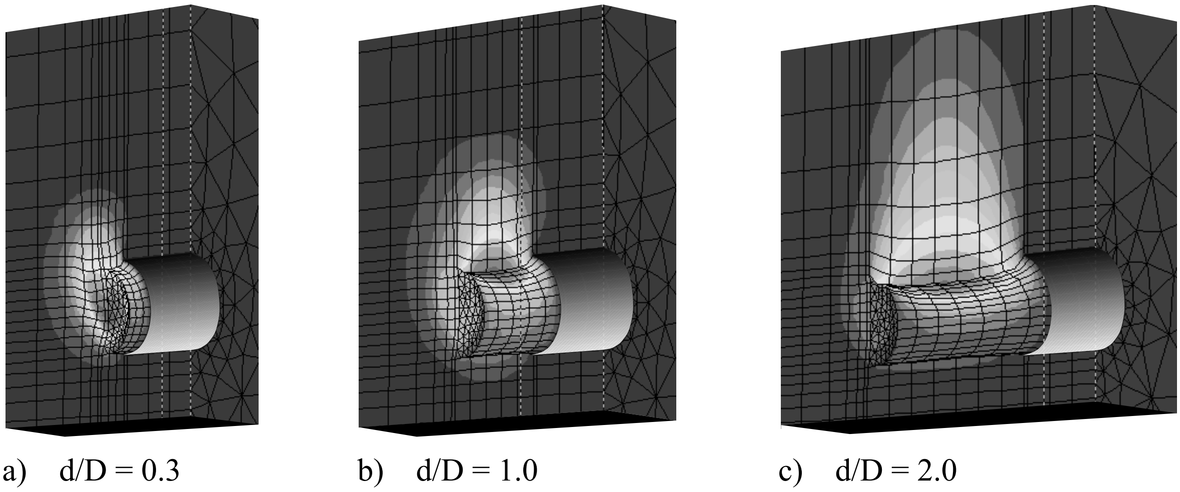


Abbildung 6.6: Inkrementelle Verschiebungen bei unterschiedlichen Abschlagslängen; die Verschiebungen sind in hellen und grauen Schattierungen dargestellt

sich, dass zumindest bei $\varphi' \geq 25°$ und $d/D \leq 0,5$ der Bruchdruck p_f fast unabhängig von der Abschlagslänge ist. Der Bruchdruck p_f ergibt sich mit den Gleichungen 6.1 zu:

$$p_f = -c' \cot\varphi' + \gamma D \left(\frac{2 + 3\left(\frac{d}{D}\right)^{6\tan\varphi'}}{18\tan\varphi'} - 0,05 \right) \tag{6.2}$$

Die vorgestellte Gleichung 6.1 zur Berechnung des Durchmesserbeiwerts N_D erfolgte für kreisrunde Tunnels. Für die Anwendung in der NÖT, bei der zumeist ein Vortrieb in Teilausbrüchen erfolgt, wie z.B. in Abbildung 6.5 dargestellt, stellt sich die Frage nach der Anwendbarkeit von Gleichung 6.1, da es sich hierbei nicht um einen kreisrunden Querschnitt handelt. Zur Anwendung von Gleichung 6.1 bei der NÖT, kann aus der Fläche des tatsächlichen Vortriebsquerschnitts der Durchmesser eines flächengleichen Kreisquerschnitts verwendet werden. Wird im Fall des Tunnelvortriebs in Abbildung 6.5 der Bereich von Teilkalotte (A) als erstes vorgetrieben, dann ist für diese Querschnittsfläche der Durchmesser eines flächengleichen Kreisquerschnitts zu verwenden. Dies wird im Weiteren in Unterkapitel 8.3 und in der abschließenden Fallstudie eingehend behandelt.

Neben einem Anstieg des Bruchdrucks p_f bei großen Abschlagslängen, ändert sich bei zunehmender Abschlagslänge auch die Ausbildung des Verbruchkörpers. Berechnete Verbrüche für Tunnels in kohäsionslosem Baugrund mit $\varphi' = 30°$ und einer Überdeckung von $H = 4D$ sind in Abbildung 6.6 dargestellt. Die Abschlagslängen d der Tunnels sind a) $d/D = 0,3$, b) $d/D = 1,0$ und c) $d/D = 2,0$. Die gezeigten inkrementellen Verschiebungen sind in hell und grau abgestuften Schattierungen dargestellt, die Tunnelschale durch eine Schattierung von weiß nach schwarz. Bei einer relativ kleinen Abschlagslänge von $d/D = 0,3$ bildet sich der Verbruchkörper noch direkt an der Ortsbrust aus. Wird die Abschlagslänge jedoch größer, dann verlagert sich der Bruchkörper von der Ortsbrust weg hin zum Gewölbebereich der Tunnelfirste. Bei entsprechend großen Abschlagslängen entwickelt sich der Verbruch überhaupt nicht mehr an der Ortsbrust aus, sondern direkt an der Firste des Tunnels. Dieses Bruchverhalten entspricht dann dem eines ebenen Verformungszustands bei einem Tunnelquerschnitt.

Kapitel 7: Bruchdruck, Gebirgskennlinie und Gebirgstragring bei einer vollständig ungesicherten Tunnelröhre

7.1 Einführung

Der Vortrieb eines Tunnels in standsicherem Gebirge ermöglicht es, auf eine Tunnelauskleidung prinzipiell zu verzichten, d.h. die Abschlagslänge oder freie Stützweite wird zu $d = \infty$. Sollten jedoch an bestimmten Stellen im Tunnel Sicherungsmaßnahmen z.B. durch sich lösende Gesteinspartien notwenig werden, dann kann dies im Einzelfall Vorort entschieden werden. Diese Vorgehensweise kommt unter anderem auch beim schildlosen TBM-Vortrieb zum Einsatz, wie z.B. beim Auffahren des Zuckerbergstollens in Stuttgart. Wird die Abschlagslänge oder freie Stützweite d bis auf extreme Werte vergrößert, erhält man die zweidimensionale Situation eines Tunnels ohne Schale. Die Daten aus Abbildung 6.3 (Unterkapitel 6.2) zeigen, dass sich diese Situation praktisch für $d > 10D$ ergibt.

7.2 Bruchdruckformel für ungesicherte Tunnelröhren

Für vollständig ungesicherte Tunnels mit $d = \infty$ führten *Vermeer & Vogler* [77] Untersuchungen zum Bruchdruck mit dem Ziel durch, diesen durch die einfache Bruchdruckformel (Gleichung 3.5) beschreiben zu können. Diese Untersuchung wird nachfolgend vorgestellt.

Zur Erfassung des Einflusses des effektiven Reibungswinkel auf den Bruchdruck wurden insgesamt 25 zweidimensionale FE-Berechnungen für den Querschnitt eines kreisrunden Tunnels in kohäsionslosem Boden durchgeführt. Dabei wurde sowohl der effektive Reibungswinkel φ' als auch die relative Überdeckung H/D des Tunnels variiert. Die Ergebnisse der einzelnen Berechnungen sind in Abbildung 7.1 in Form des Durchmesserbeiwerts $N_D = p_f/\gamma D$ als Punkte dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei niedrigen effektiven Reibungswinkeln φ' der Durchmesserbeiwert N_D und damit auch der Bruchdruck p_f mit steigender Überdeckung zunimmt. Dies ist vor allem bei $\varphi' = 20°$ der Fall. Eine stetige Zunahme von N_D ist selbst bis zu einer Überdeckung von $H = 6D$ zu verzeichnen. Bei einem effektiven Reibungswinkel $\varphi' = 25°$ ist nur noch ein sehr geringer Zuwachs von N_D mit größerer Überdeckung festzustellen. Für $\varphi' \geq 30°$ ist der Bruchdruck unabhängig von der Überdeckung des Tunnels.

Die Daten aus Abbildung 7.1 führen zu den Kurven aus Abbildung 7.2. Dargestellt sind die Durchmesserbeiwerte für verschiedene relative Überdeckungen als Funktion des effektiven Reibungswinkels φ'. Bei einem niedrigen Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ zeigt sich noch eine deutliche Tiefenabhängigkeit von N_D respektive des Bruchdrucks p_f. Der Ein-

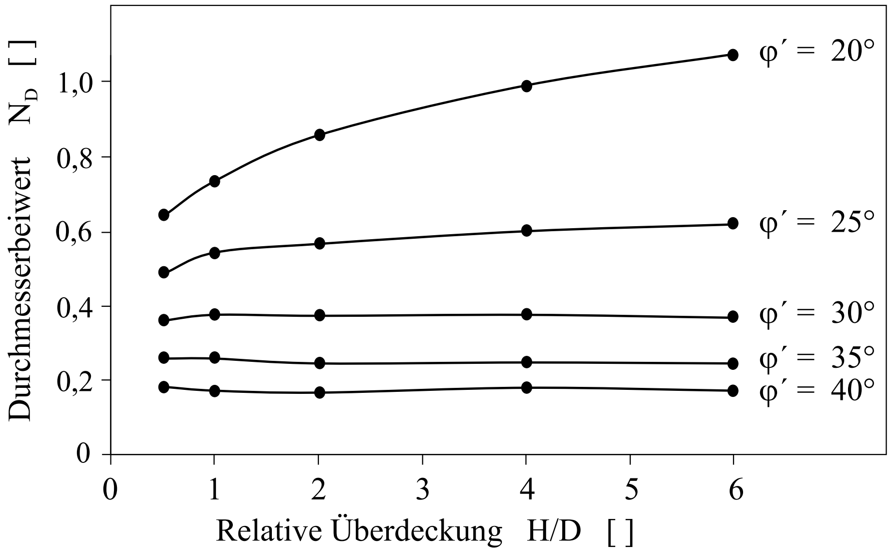


Abbildung 7.1: Einfluss des effektiven Reibungswinkels φ' und der relativen Tunnelüberdeckung H/D auf den Durchmesserbeiwert für $d = \infty$ (nach [77])

fluss der Tunnelüberdeckung ist bei einem moderaten effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 25°$ nur noch sehr gering und ist bei $\varphi' \geq 30°$ vernachlässigbar klein. Die Daten der FE-Berechnungen stehen im Vergleich zu einer Grenzwertbetrachtung sowie zu Messergebnissen nach *Atkinson & Potts* [5]. Die Grenzwertbetrachtung bildet eine *obere Schranke* in dem Sinne, dass die reale Lösung Werte für N_D ergeben muss, die über dieser Schranke liegen. Dies ist für die Ergebnisse der FE-Berechnungen der Fall. Sowohl die FE-Ergebnisse als auch die theoretische Lösung nach *Atkinson & Potts* streben für sehr hohe effektive Reibungswinkel einem Grenzwert entgegen, der durch die Messergebnisse repräsentiert wird.

Die Ergebnisse der numerischen Analysen für Tunnels ohne Verbau sind wiederholt in Abbildung 7.3 als Punkte dargestellt. Die Resultate dieser zweidimensionalen FE-Berechnungen für $d = \infty$ können nach *Vermeer & Vogler* [77] durch folgende analytische Näherung beschrieben werden:

$$N_D = 0,6 \cot^2 2\varphi' + 0,18 \qquad \text{für} \quad \varphi' \geq 25° \tag{7.1}$$

Der Bruchdruck für Tunnels ohne Ausbau kann mit $N_c = \cot \varphi'$ und mit Gleichung 7.1 sowie der Bruchdruckformel (Gleichung 3.5) wie folgt berechnet werden:

$$p_f = -c' \cot \varphi' + \gamma D \left(0,6 \cot^2 2\varphi' + 0,18\right) \qquad \text{für} \quad \varphi' \geq 25° \tag{7.2}$$

Als Vergleich zu den N_D-Werten für $d = \infty$ sind in Abbildung 7.3 die Durchmesserbeiwerte für den Schildvortrieb mit $d = 0$ nach Gleichung 5.2 aufgeführt. Sehr deutlich kommt aus dieser Gegenüberstellung der Durchmesserbeiwerte für $d = 0$ und $d = \infty$ der Einfluss der Abschlagslänge auf N_D, und damit auch der Einfluss auf den Bruchdruck p_f, zum Ausdruck. Bei einem niedrigen Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ ergibt sich

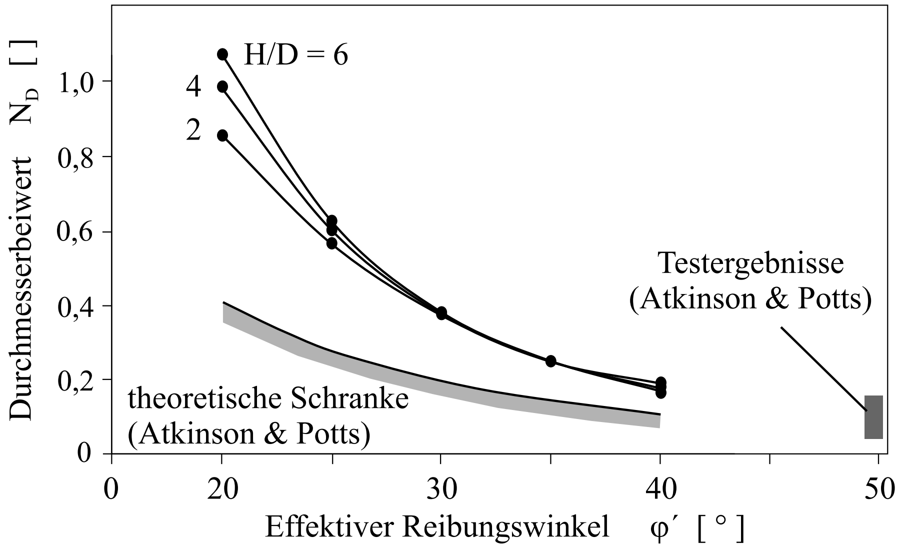


Abbildung 7.2: Einfluss des effektiven Reibungswinkels φ' und der relativen Tunnelüberdeckung H/D auf den Durchmesserbeiwert für $d = \infty$ (nach [77]) im Vergleich zu Ergebnissen nach *Atkinson & Potts* [5]

für einen Tunnel mit $d = \infty$ in kohäsionslosem Boden etwa der dreifache Bruchdruck wie bei einem vollständig ausgekleideten Tunnel mit $d = 0$. Bei größeren effektiven Reibungswinkeln wird der Unterschied etwas kleiner. Die Ursache für diesen Unterschied liegt in der Ausbildung eines Gewölbes um den Tunnel herum. Während sich bei Tunnels im Schildvortrieb oder bei kleinen Abschlagslängen eine starkes dreidimensionales Gewölbe im Baugrund entwickelt, kann sich bei Tunnels mit $d = \infty$ lediglich ein ebenes, zweidimensionale Gewölbe ausbilden. Dieses zweidimensionale Gewölbe bezeichnet *v. Rabcewicz* [53] als Gebirgstragring und wird im nachfolgenden Unterkapitel 7.3 näher betrachtet.

Untersuchungen zur Standsicherheit von ungesicherten Tunnelröhren wurden auch von *Lyamin & Sloan* [44] durchgeführt. Deren Untersuchungen sind für Tunnels mit Überdeckungen von $H/D = 1$ bis $H/D = 5$ in kohäsiven Böden mit effektiven Reibungswinkeln von $\varphi' = 10°$ bis $\varphi' = 40°$. Dabei führten sie Grenzwertbetrachtungen durch, die zur Validierung von Gleichung 7.1 und Gleichung 7.2 verwendet werden können. Die Lösungen von *Lyamin & Sloan* für den Bruchdruck nach dem oberen und dem unteren Schranken-Theorem unterscheiden sich im Ergebnis nur sehr wenig und differieren dabei um maximal 6%. Aufgrund dieser Tatsache kann also davon ausgegangen werden, dass deren Resultate dem realen Ergebnis sehr nahe kommen. Für den Vergleich mit den Ergebnissen aus Gleichung 7.2 wurde deswegen auch der Mittelwert aus *Lyamin & Sloan's* oberer und unterer Schranken-Lösung verwendet. Ebenso wie *Vermeer & Vogler* [77] finden auch *Lyamin & Sloan* eine Tiefenabhängigkeit des Bruchdrucks, wenn der Tunnel in einem Boden mit effektiven Reibungswinkeln $\varphi' < 30°$ aufgefahren wird. Für effektive Reibungswinkel $\varphi' \geq 30°$ finden sie ebenfalls eine Unabhängigkeit des Bruchdrucks von der Überdeckung des Tunnels, weswegen auch hier ein Vergleich mit der Bruchdruckfor-

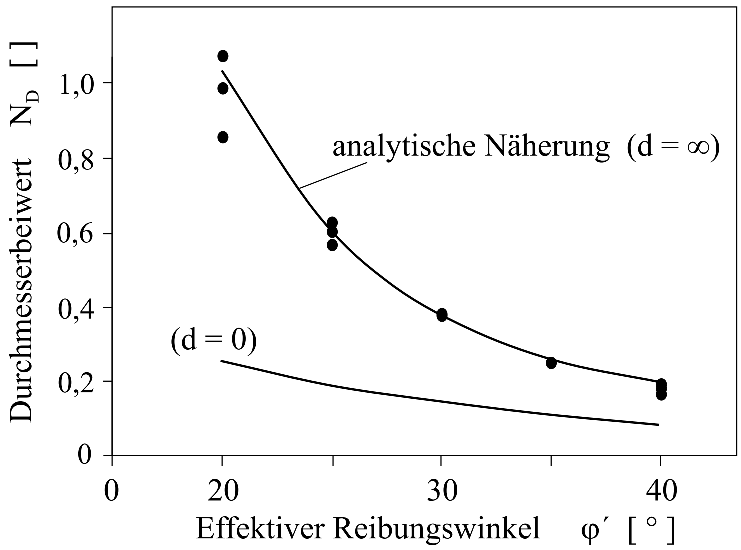


Abbildung 7.3: Vergleich der Durchmesserbeiwerte für $d = \infty$ und für $d = 0$

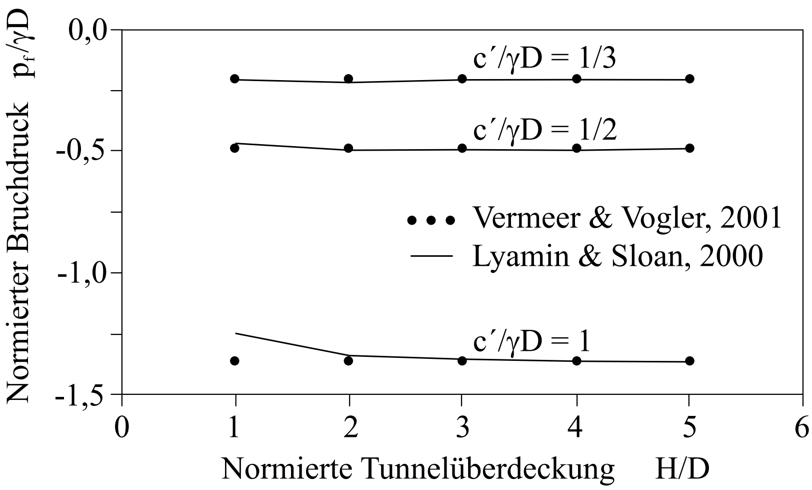


Abbildung 7.4: Vergleich der Resultate von *Lyamin & Sloan* und *Vermeer & Vogler* für ungesicherte Tunnelröhren bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$

mel nach *Vermeer & Vogler* geeignet ist.

In den Abbildungen 7.4 und 7.5 sind sowohl die Resultate von *Lyamin & Sloan* als auch die berechneten normierten Bruchdrücke nach Gleichung 7.2 bei verschiedenen relativen Tunnelüberdeckungen H/D dargestellt. Abbildung 7.4 zeigt die Ergebnisse für einen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ und Abbildung 7.5 für $\varphi' = 40°$, dabei stehen die Linien für die Ergebnisse nach *Lyamin & Sloan*, die Punkte sind die Ergebnisse aus Gleichung 7.2. Die Daten von *Lyamin & Sloan* zeigen eine hervorragende Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach *Vermeer & Vogler* und weisen auf eine große Genauigkeit der entwickelten Gleichung hin. Bei $\varphi' = 30°$ gibt es eine quasi Übereinstimmung der Ergebnisse beider Lösungsvorschläge, lediglich bei $\varphi' = 40°$ liegen die Ergebnisse nach *Vermeer & Vogler* etwas über denen von *Lyamin & Sloan*, d.h. es wird ein etwas niedri-

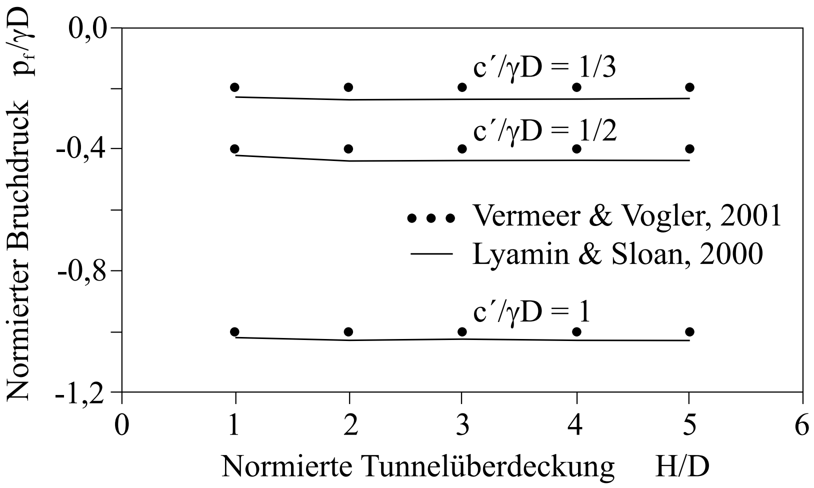


Abbildung 7.5: Vergleich der Resultate von *Lyamin & Sloan* und *Vermeer & Vogler* für ungesicherte Tunnelröhren bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 40°$

gerer Bruchdruck berechnet. Zu beachten ist, dass die vorgestellten Untersuchungen für stark kohäsive Böden durchgeführt wurde. Daraus ergibt sich, dass die Tunnelröhren im allgemeinen standsicher sind und der berechnete Bruchdruck negativ wird.

7.3 Gebirgstragring und Gebirgskennline

In diesem Abschnitt sollen mit dem Gebirgstragring und mit der Gebirgskennlinie zwei Stützen des klassischen Tunnelbaus besprochen werden. Die Grundlegenden Ideen bezüglich des Gebirstragrings und der Gebirgskennlinie wurden bereits von *v. Rabcewicz* [53] und von *Pacher*[52] behandelt und bilden die Grundlagen zur Definition der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise [51].

Gebirgstragring: Bei der Theorie der NÖT wird der Idee eines stützenden Gebirgstragrings, wie in Abbildung 7.6a angedeutet, eine entscheidende Rolle zugeschrieben. Der Gebirgstragring ist eine ringförmige ovale Zone im Gebirge, in der die Spannungen im Gebirge um den Tunnel herum umgelagert werden. Dabei ist der Gebirgstragring eine Art Druckring der entsteht, wenn der primäre Spannungszustand im Baugrund durch den Tunnelvortrieb gestört wird und sich daraufhin im Gebirge ein neues Spannungsgleichgewicht, der sekundäre Spannungszustand, einstellt. *v. Rabcewicz* [53] beschreibt den Gebirgstragring als eine Schutzzone und schreibt: *Bei Überschreitung der Gebirgsfestigkeit bildet sich also um den Hohlraum eine Zone, die den Druck von diesem fernhält: Die Schutzzone. Die Tatsache der Bildung dieser Zone ermöglicht es erst Tunnel in größeren Tiefen unbedenklich auszuführen; ohne die Schutzzone wäre der Tunnelbau ein kaum denkbares Wagnis.*

Zur Überprüfung, ob in Realität sich ein Gebirgstragring im Sinne von *v. Rabcewicz* [53] ausbildet, wird der Querschnitt im Baugrund eines Tunnels betrachtet. Innerhalb eines solchen Gebirgstragrings sind Tangentialspannungen σ_t zu erwarten, die im Verhältnis zu den radialen Normalspannungen σ_r groß sind. Auf diese Weise soll die Vertikallast

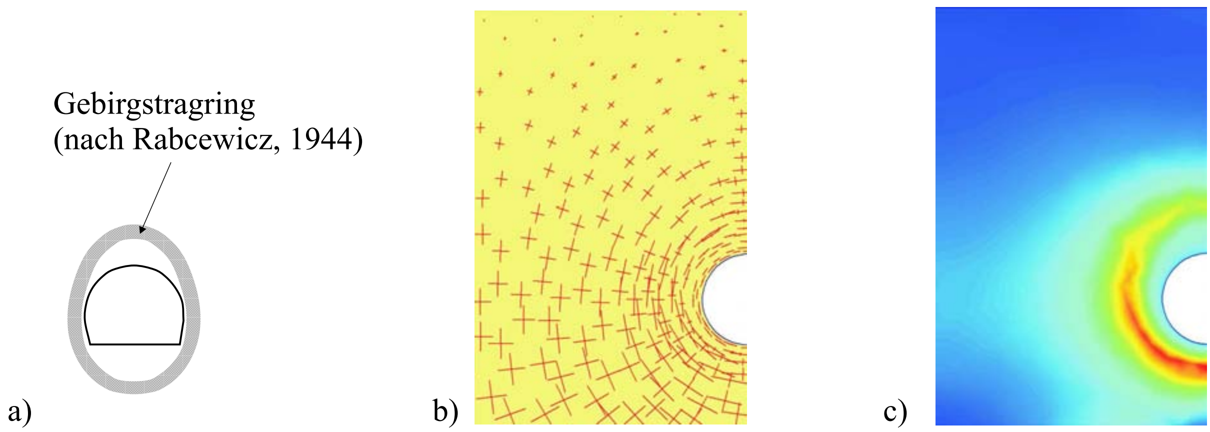


Abbildung 7.6: a) Die Idee des Gebirgstragrings; b) Berechnete Hauptspannungen; c) Schattierungen der Deviatorspannungen $|\sigma_1 - \sigma_3|$

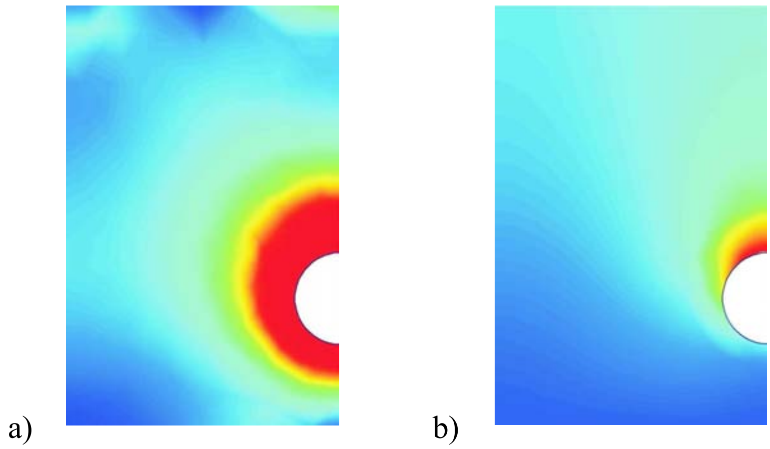


Abbildung 7.7: a) Mobilisierte Scherfestigkeit τ_{rel}; b) Inkrementelle Verschiebungen nach erfolgtem Tunnelvortrieb

aus dem Eigengewicht des Gebirges um die Tunnelröhre geleitet werden. *v. Rabcewicz* schreibt dazu [54]: *Nach Öffnung des Hohlraums sinkt σ_r auf 0. Solange kein Ausbau eingebracht wird, bewegt sich der Hohlraumrand nach innen, bis die Tangentialspannungen die Größe der einachsigen Gebirgsdruckfestigkeit erreicht. Gleichzeitig wächst der Radius der Schutzzone. Es kann dann ohne Anbringen eines Ausbaues Gleichgewicht eintreten, vorausgesetzt, dass das Gebirge die erforderliche Deformation auf Dauer verträgt. Ist dies nicht der Fall, so muss ein entsprechender Ausbau angebracht werden, der die Ablösung des Gebirges verhindert.*
Zur Veranschaulichung des Gebirgstragringes wurde in Abbildung 7.6b die berechneten Hauptspannungen[1] in Form von Spannungskreuzen dargestellt. Der Erdruhedruck wurde für diese Berechnung zu $K_0 = 1$ genommen. Dabei geben die Größe und Ausrich-

[1]Für jeden Spannungszustand lassen sich 3 zueinander orthogonale Flächen finden, in denen keine Schubspannungen auftreten: die Hauptspannungsflächen. Die auf diese Flächen wirkenden Normalspannungen heißen Hauptspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ [56].

tung der Kreuze Auskunft über die Größe und Richtung der Hauptspannungen, wobei die Länge der Balken eines Kreuzes entsprechend den Spannungen unterschiedlich sein kann. Kleine Kreuze stehen für geringe Spannungen, große Kreuze für hohe Spannungen. Es zeigt sich, dass sich im unmittelbaren Bereich um die Tunnelröhre die Spannungskreuze kreisförmig anordnen. Die größte Hauptspannung σ_1' verläuft dabei zumeist tangential zur Tunnelröhre und entspricht in diesem Fall der Tangentialspannung σ_t, die kleinste Hauptspannung σ_3' verläuft hier radial zur Tunnelröhre und entspricht dann der Radialspannung σ_r. Entfernt man sich weiter von der Tunnelröhre, dann nehmen die Beiden Hauptspannungen wieder die gleiche Größe an und zeigen somit den ungestörten Spannungszustand an. In Abbildung 7.6c sind die Differenzen der Hauptspannungen $\sigma_1' - \sigma_3'$ zur Verdeutlichung des Gebirgstragrings aufgetragen. Dabei werden durch die roten Farben Bereiche im Boden mit großen Spannungsdifferenzen dargestellt, die blauen Farben stehen für einen isotropen Spannungszustand mit $\sigma_1' = \sigma_3'$ oder einem Zustand mit sehr geringen Spannungen. Das große blaue Gebiet in Abbildung 7.6c steht für einen initialen, isotropen Spannungszustand mit $\sigma_1' = \sigma_3'$. In dem kleineren blauen Bereich unmittelbar um die Tunnelröhre und in deren Firstbereich sind die Spannungen sehr niedrig. Der rote und grüne ovale Ring um die Tunnelröhre beschreibt einen Gebirgstragring im Sinne von *v. Rabcewicz* [53]. Der Gebirgstragring wird durch große Tangentialspannungen und kleine Radialspannungen charakterisiert.

Die ovale Form des Gebirgstragrings kann auch in Abbildung 7.7a ausgemacht werden. Dargestellt ist darin der Mobilisierungsgrad τ_{rel} der Scherfestigkeit:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau^\star}{\tau^\star_{max}} \qquad \text{mit} \qquad \tau^\star = \frac{1}{2}\left(\sigma_1' - \sigma_3'\right) \tag{7.3}$$

$$\text{und} \qquad \tau^\star_{max} = \frac{1}{2}\left(\sigma_1' + \sigma_3'\right)\sin\varphi' + c'\cos\varphi'$$

wobei τ_{rel} einen Wert zwischen 0 und 1 annehmen kann. Ist $\tau_{rel} = 1$, dann ist die Scherfestigkeit vollständig mobilisiert, ist $\tau_{rel} = 0$, dann wird sie in keiner Weise beansprucht. In Gleichung 7.4 sind die Hauptspannungen σ_1' und σ_3' jeweils auf einen spezifischen Gauss'schen Integrationspunkt bezogen; desweiteren sei darauf hingewiesen, dass $\tau^\star_{max}$ bei den vorgestellten Berechnungen durch das Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb definiert ist (siehe Unterkapitel 4.2). In Abbildung 7.7a) steht die rote Farbe für vollständige Mobilisierung der Scherfestigkeit und mit der blauen Farbe sind Bereiche schraffiert, in denen die Scherfestigkeit überhaupt nicht mobilisiert wird, d.h. Bereiche mit $\sigma_1 = \sigma_3$. Eine vollständige Mobilisierung findet im Bereich des Gebirgstragrings mit großen Spannungsdifferenzen statt und vor allem auch im Bereich über der Tunnelfirste mit sehr niedrigen Spannungen σ_1' und σ_3'. Eine weitere Auswirkung, welche die Entwicklung des Gebirgstragrings mit sich bringt, zeigt Abbildung 7.7b) in Form der inkrementellen Verschiebungen als Schattierungen von rot nach blau. Rot steht für große, blau für kleine Verschiebungen. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich diese nur auf den unmittelbaren

Firstbereich konzentrieren, d.h. auf den Bereich innerhalb des Gebirgstragrings. Außerhalb des Tragrings treten im Vergleich dazu fast keine Verschiebungsinkremente auf. Dies bedeutet, dass sich Verschiebungen, die an der Tunnelfirste beobachtet werden, sich nur in einem geringen Maße ausserhalb des Tragrings bemerkbar machen.
Abschließend kann aus der Studie resümiert werden, dass die Theorie eines Gebirgstragrings nach *v. Rabcewicz* [53] in Form eines ovalen Druckrings, der sich um die Tunnelröhre herum ausbildet, durch FE-Berechnungen nachgewiesen werden kann. Besonders deutlich kommt dabei der Gebirgstragring in der Darstellung der Spannungsdifferenzen $\sigma'_1 - \sigma'_3$ in Abbildung 7.6c zum Ausdruck. Aus Abbildung 7.7a wird durch die Darstellung des Mobilisierungsgrads der Scherfestigkeit deutlich, inwieweit der Boden versucht, sich selbst zu tragen.
Gebirgskennlinie: Bei einer ungesicherten Tunnelröhre entwickelt sich der Verbruch für gewöhnlich an dessen Firste. Da in diesem Bereich die größten Verformungen zu erwarten sind, ist es sinnvoll, den Stützdruck in Abhängigkeit von der Firstsetzung darzustellen (Abbildung 7.8). Diese Darstellungsweise entspricht dann der Gebirgskennlinie oder *Fenner-Pacher-Kurve* [52], welche bei der NÖT eine entscheidende Rolle spielt (siehe Abschnitt 2.3.1). Nach *Pacher* hat die Gebirgskennlinie einen trogfömigen Verlauf, d.h. die Kurve erreicht für den Stützdruck einen Minimalwert p_f und nimmt anschließend wieder zu (Abbildung 7.8). Er schreibt dazu [52]: *Unter Umständen kann sich infolge zunehmender Auflockerung beim Fließvorgang ein Bereich aus der allgemeinen Gebirgsverspannung lösen. Das entfestigende Material dieser Zone beginnt unter dem Einfluss der Schwerkraft den gefürchteten Auflockerungsdruck zu erzeugen, dessen Anstieg schlagartig erfolgen kann. Mit Auslösen des Auflockerungsdruckes wird ein Wiederanstieg der außerdem einseitigen Belastung eintreten.*
Die Idee eines trogförmigen Verlaufs der Gebirgskennlinie wird jedoch teilweise in Frage gestellt [34]. *Vavrovsky* [66] unterscheidet in seiner Arbeit zwischen flachliegenden und tiefliegenden Tunnels. Für einen Tunnel mit geringer Überdeckung beschreibt er eine trogförmige Gebirgskennlinie, was nach seinen Ausführungen für tiefliegende Tunnels nicht der Fall ist. Neue Untersuchungen zur Gebirgskennlinie in entfestigenden Böden werden von *Vermeer & al.* [69] vorgestellt und bestätigen die Gedanken von *Vavrovsky*. Auf die Ergebnisse der Studie von *Vermeer & al.* wird im nachfolgenden zurückgegriffen. Auf die theoretischen Grundlagen zur Entfestigung von Böden wird in der hier vorliegenden Arbeit jedoch nicht eingegangen. Diesbezüglich wird vor allem auf die Arbeit von *Marcher* [47] verwiesen; ein Einblick wird auch in [69] gegeben.
Die Grundlage für einen Wiederanstieg der Gebirgskennlinie nach dem Erreichen des Bruchdrucks p_f liegt in einem Entfestigungsprozess des Bodens. Steife Tone und weicher Fels haben die Tendenz, dass sie für die Scherfestigkeit einen Spitzenwert *(Peak)* haben der bei größer werdenden Deformationen auf einen Restwert *(Restscherfestigkeit)* abnimmt. Der Übergangsprozess vom Peak-Wert der Scherfestigkeit zur Restscherfestigkeit wird als Entfestigung bezeichnet. Durch den Entfestigungsvorgang im Boden nehmen deshalb die Belastungen für den Tunnelausbau wieder zu, was zu einem Wiederanstieg der Gebirgskennlinie führen kann.
Die nachfolgenden Berechnungen wurden nicht mit dem bislang verwendeten Stoffge-

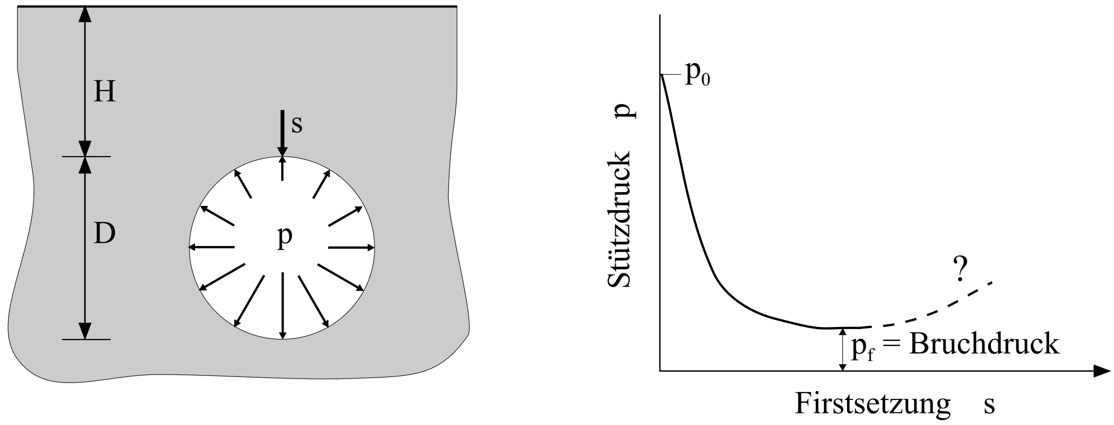


Abbildung 7.8: Tunnelgeometrie und eine typische Druck-Verschiebungskurve (Gebirgskennlinie)

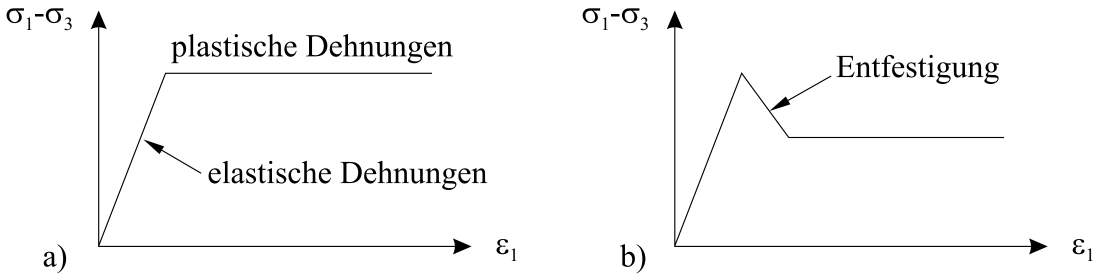


Abbildung 7.9: Idealisiertes Ergebnis eines Triaxialversuchs: a) Mohr-Coulomb-Modell; b) Erweitertes Stoffgesetz zur Berücksichtigung von Entfestigung

setz nach *Mohr-Coulomb* durchgeführt, sondern mit dem sogenannten *Hardening-Soil Model* [12], welches zur Berücksichtigung von Kohäsionsentfestigung erweitert wurde [47]. Der effektive Reibungswinkel φ' ändert sich bei dem Entfestigungsvorgang nicht. Das grundlegende Prinzip des Stoffgesetzes mit Entfestigung ist in Abbildung 7.9 im Vergleich zum Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb aufgeführt.

Zur Untersuchung der Gebirgskennlinie wurden die Berechnungen für einen kreisrunden Tunnelquerschnitt mit einem Durchmesser von $8m$ durchgeführt. Der Boden hat eine Wichte von $20kN/m^3$ und einen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$. Der Peak-Wert der Kohäsion ist $c'_{peak} = 40kN/m^2$, der Restwert der entfestigten effektiven Kohäsion c'_{rest} ist gleich null. Zunächst wird ein flachliegender Tunnel mit einer Überdeckung von $H/D = 1$ betrachtet. Um einen Vergleich zu erhalten, wurden drei separate Berechnungen gemacht. Zum einen wurde entfestigendes Bodenverhalten berücksichtigt, zum anderen wurden Berechnungen ohne Entfestigung bei einer effektiven Kohäsion von $c' = 40kN/m^2$ sowie für $c' = 0$ durchgeführt. Die berechneten Stützdruck-Verschiebungskurven sind in Abbildung 7.10 dargestellt. Die obere Kurve ist für $c' = 0$, die untere Kurve für $c' = 40kN/m^2$ und das Ergebnis der Berechnung mit Berücksichtigung von Kohäsionsentfestigung beschreibt die mittlere Kurve. Bei Berücksichtigung von Kohäsi-

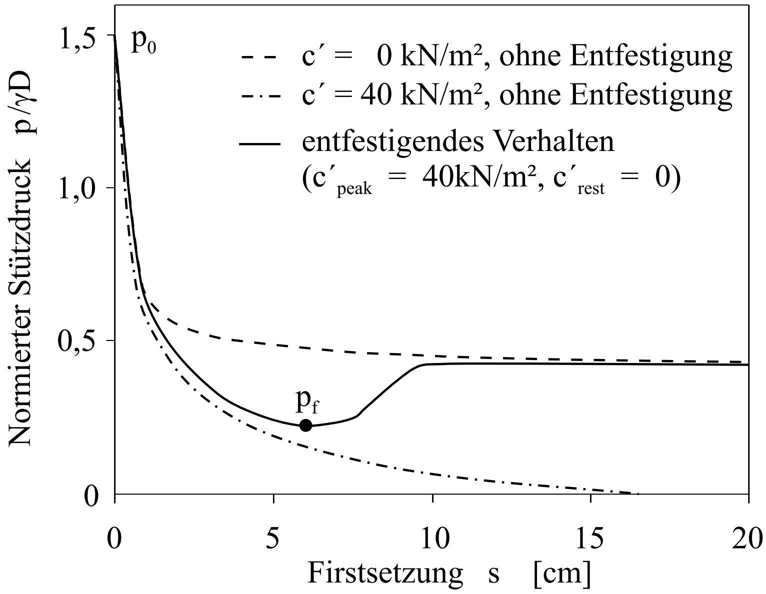


Abbildung 7.10: Berechnete Gebirgskennlinie für einen flachliegenden Tunnel ($H/D = 1$)

onsentfestigung ist dabei sehr deutlich der trogförmige Verlauf der Gebirgskennlinie zu erkennen. Nach einem markanten Tiefpunkt ist mit zunehmender Verformung ein sehr signifikanter Wiederanstieg der Kurve zu beobachten und beschreibt so eine typische Gebirgskennlinie im Sinne von *Pacher* [52]. Bei kleinen Verformungen bis zum Erreichen des Bruchdrucks p_f der Kurve ist der Verlauf in starker Anlehnung an die Berechnung mit $c' = 40kN/m^2$ ohne Entfestigung. Der Wiederanstieg der Gebirgskennlinie erfolgt bis zum Erreichen der Kennlinie für die Berechnung mit $c' = 0$ und zeigt, dass hier ein erheblicher Stützdruck notwendig ist. Im Vergleich dazu wird bei der Berechnung mit $c' = 40kN/m^2$ ohne Kohäsionsentfestigung ein Stützdruck $p = 0$ erreicht, was eine standsichere Tunnelröhre bedeuten würde.
Eine zweite Studie wurde für einen tiefer liegenden Tunnel durchgeführt. Bei einem Durchmesser von $8m$ hat der Tunnel mit $H/D = 4$ eine Überdeckung von $32m$. Die Parameter des Bodens entsprechen denen der vorangegangenen Untersuchung für den flachliegenden Tunnel mit $H/D = 1$. Ebenso wie im vorangegangenen Beispiel wurden drei Berechnungen durchgeführt, wobei zwei davon ohne Entfestigung bei einer effektiven Kohäsion von $c' = 0$ sowie mit $c' = 40kN/m^2$ gemacht wurden. Die dritte Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung von Kohäsionsentfestigung mit $c'_{peak} = 40kN/m^2$. Die berechneten Stützdruck-Verschiebungskurven sind in Abbildung 7.11 dargestellt, wobei aus Gründer der Übersichtlichkeit nur der Bereich für normierte Stützdrücke ≤ 2 verzeichnet ist. Der Startwert der Kurven liegt bei einem normierten Stützdruck von $4,5$. Im Vergleich zur vorangegangenen Untersuchung für einen flachliegenden Tunnel zeigt sich am Verlauf der Gebirgskennlinie unter Berücksichtigung von Kohäsionsentfestigung ein deutlicher Unterschied. Anstatt dass die Kurve der unteren Beschränkung für $c' = 40kN/m^2$ folgt, tendiert der Kurvenverlauf eher zur Stützdruck-Verschiebungskurve, die für $c' = 0$ berechnet wurde. Ebenso ist hier der charakteristische trogförmige Verlauf

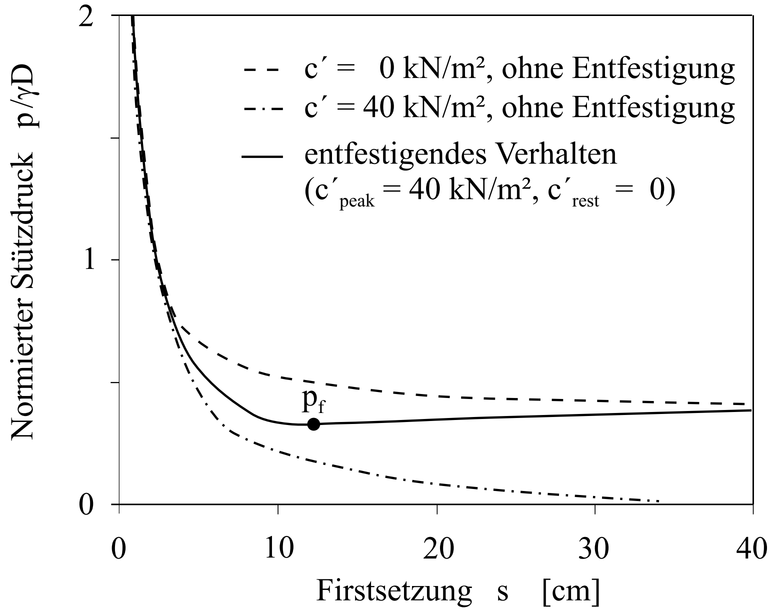


Abbildung 7.11: Berechnete Gebirgskennlinie für einen tiefer liegenden Tunnel ($H/D = 4$)

mit einem markanten Wiederanstieg des Stützdrucks nicht zu verzeichnen. Zwar wird im Verlauf der Kurve ein Minimalwert für p_f ermittelt, jedoch ist kein signifikanter Wiederanstieg zu erkennen.

Abschließend kann aus den vorgestellten Untersuchungen zur Gebirgskennlinie folgendes resümiert werden. Die berechneten Gebirgskennlinien sind sehr stark von der Überdeckung des Tunnels abhängig. Bei einem flachliegenden Tunnel wird eine trogförmige *Fenner-Pacher-Kurve* mit einem ausgeprägten Tiefpunkt und einem anschließend ansteigenden Ast als Stützdruck berechnet. Bei tiefer liegenden Tunnels ist dies nicht der Fall, so dass der Verlauf der Gebirgskennlinie nicht den charakteristischen trogförmigen Verlauf aufweist.

Kapitel 8: Auswertung und Weiterentwicklung der FE-Resultate

Im vorliegenden Kapitel werden die bislang entwickelten Gleichungen für den Bruchdruck p_f weiterentwickelt. Zum einen wird gezeigt, wie daraus ein Sicherheitsbeiwert berechnet werden kann, zum anderen wird die Anwendbarkeit der Gleichungen auf Tunnels mit Vortrieb in Teilausbrüchen beschrieben. Begonnen wird zunächst in Unterkapitel 8.1 mit einem Überblick über unterschiedliche Möglichkeiten zur Ermittlung des Sicherheitsbeiwerts für die Stabilität der Ortsbrust wie sie in der Literatur beschrieben werden. Anschließend wird in Unterkapitel 8.2 auf die Berechnung des Sicherheitsbeiwerts mit Hilfe der vorgestellten Gleichungen eingegangen.

8.1 Literaturüberblick zur Berechnung des Sicherheitsbeiwerts η der Ortsbrust

Zur Berechnung eines Sicherheitsfaktors für die Standsicherheit der Ortsbrust werden in der Literatur verschiedene Möglichkeiten genannt.
Schildvortrieb: In ihren Arbeiten zum Schildvortrieb am Beispiel des *Grauholztunnels II* in der Schweiz führen *Jancsecz & Steiner* [29, 62] Stabilitätsuntersuchungen für die Ortsbrust mit Hilfe des in Abschnitt 3.2.2 vorgestellten Bruchkörpermodells durch. Die Sicherheit gegen Verbruch der Ortsbrust für den Schildvortrieb definieren sie über den Bruchdruck p_f zu:

$$\eta = \frac{p}{p_f} \geq 1,2 - 1,3 \tag{8.1}$$

wobei sich der Bruchdruck p_f aus einem Erddruckanteil p_e der Gleichgewichtsbetrachtung am Gleitkeil und einem Anteil aus vorherrschendem Wasserdruck p_w zusammensetzt. Für den Fall, dass kein Grundwasser ansteht, ist p_e gleich dem Bruchdruck p_f.
In späteren Arbeiten verwendet *Jancsecz* [26, 27] bei der Sicherheitsbetrachtung Teilsicherheitsbeiwerte und stellt den tatsächlich aufgebrachten Stützdruck p ins Verhältnis zur Summe der treibenden Kräfte aus Wasserdruck p_w und Erddruck p_e, die jeweils mit einem Teilsicherheitsbeiwert beaufschlagt werden. Als Sicherheit gegen einen möglichen Wasserdruck verwendet er $\eta_w = 1,05$ und als Sicherheit gegen den Erddruckanteil, resultierend aus der Gleichgewichtsbetrachtung am Bruchkörpermodell, gibt er mit $\eta_{pe} \geq 1,5 - 1,75$ an. Durch diese Vorgehensweise erhält man für die Stabilität der Ortsbrust einen Ausnutzungsfaktor F, der größer oder zumindest gleich 1 sein muss:

$$F = \frac{p}{p_e\eta_{pe} + p_w\eta_w} \geq 1 \tag{8.2}$$

Die Definition der Sicherheit für die Ortsbrust über der Bruchdruck und den tatsächlich aufgebrachten Stützdruck ist nicht unbedingt sinnvoll. Zur Veranschaulichung sei die Standsicherheit eines Tunnels betrachtet, der über dem Grundwasserspiegel aufgefahren wird, d.h. $p_w = 0$ ist. Wird bei einem niedrigen Bruchdruck von $p_f \approx 0$ auf die Ortsbrust ein geringer Stützdruck von z.B. nur $p = 1kN/m^2$ aufgebracht, würde sich eine unrealistische, gegen unendlich strebende Sicherheit für die Ortsbrust ergeben. Dies ist auch dann der Fall, wenn p_f zuvor mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt wurde. Im Fall einer standsicheren Ortsbrust mit $p_f < 0$ würde die Definition aus Gleichung 8.2 sogar zu einem unrealistischen *negativen Sicherheitsfaktor* führen. Es ist deswegen nicht sinnvoll, die Sicherheit der Ortsbrust über den Bruchdruck und den tatsächlich aufgebrachten Druck auf die Ortsbrust zu definieren, sondern z.B. über die Scherfestigkeit. Sicherheit bedeutet hier, in welchem Umfang die Scherfestigkeit des Bodens abnehmen muss, bis Versagen der Ortsbrust eintritt. Es ergibt sich die *Fellenius- Regel* [56]:

$$\eta \equiv \frac{\text{vorhandene Scherfestigkeit}}{\text{mobilisierte Scherfestigkeit}} = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \tag{8.3}$$

Das Gleichgewicht an einem Bruchkörper wird unter der Voraussetzung nachgewiesen, dass die Reaktionskräfte aus der Scherfestigkeit des Bodens nur in einem um den Sicherheitsbeiwert η abgeminderten Maß beansprucht wird. Wenn unter Berücksichtigung der *Fellenius-Regel* die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sind, dann ist eine ausreichende Sicherheit der Ortsbrust gegen Versagen gewährleistet. Dies entspricht einer Gleichgewichtsbetrachtung aller am Gleitkeil des Bruchkörpermodells angreifenden Kräfte unter Berücksichtigung einer reduzierten Scherfestigkeit.

Entsprechend der *Fellenius-Regel* definieren *Anagnostou & Kovari* [3] die Standsicherheit der Ortsbrust über die Scherfestigkeit. Sie verfahren derart, dass sie für die Gleichgewichtsbetrachtung am Bruchkörpermodell im Voraus die Scherfestigkeit um η_{erf} abmindern. In ihren Berechnungen ersetzen sie c' durch c'/η_{erf} und $\tan\varphi'$ durch $\tan\varphi'/\eta_{erf}$ und prüfen anschließend, ob der berechnete Bruchdruck $p_f \leq 0$ ist. Ist dies nicht der Fall, dann ist für den vorgegebenen Sicherheitsfaktor das Sicherheitskriterium der Ortsbrust nicht gewährleistet. Vorteil des Berechnungsverfahrens nach *Anagnostou & Kovári* ist der, dass mit Teilsicherheitsbeiwerten gerechnet werden kann, d.h. die erforderliche Sicherheit für die effektive Kohäsion kann einen anderen Wert annehmen, als diejenige des effektiven Reibungswinkels. Einen konkreten Wert für η_{erf} geben *Anagnostou & Kovári* [3, 4] in ihren Ausführungen jedoch nicht an. *Simpson* [60] schlägt im Zusammenhang um die Diskussion von Teilsicherheitsbeiwerten im Eurocode 7 für permanente Bauwerke für die Kohäsion einen Teilsicherheitsbeiwert von $\eta_c = 1,6$ und für den Reibungswinkel $\eta_\varphi = 1,25$ vor. Da es sich bei der Ortsbrust eines Tunnel nicht um ein permanentes, sondern vielmehr um ein temporäres Bauwerk handelt, sind die von *Simpson* vorgeschlagenen Teilsicherheitsbeiwerte deutlich auf der sicheren Seite liegend einzuordnen.

Nachteil des Berechnungsverfahrens nach *Anagnostou & Kovári* ist, dass bei einem gegebenen Stützdruck p nicht eine vorhandene Sicherheit η berechnet werden kann. Deren Gleitkeilmodell liegt keine geschlossene Formel zugrunde, über welche die Sicherheit direkt durch die effektive Kohäsion c' und den effektiven Reibungswinkel φ' ermittelt werden kann.

Neue Österreichische Tunnelbaumethode: Entsprechend *Anagnostou & Kovári* [3] geht auch *Fennker* [21], bei der Ermittlung der Ortsbruststandsicherheit für einen NÖT-Vortrieb, nach der *Fellenius-Regel* vor. Im Unterschied zu *Anagnostou & Kovári* reduziert er jedoch nicht die vorgegebenen Scherparameter um η_{erf}, sonder ermittelt einen globalen Sicherheitsbeiwert für die Ortsbrust als Quotient aus der Summe der haltenden Kräfte und der Summe der treibenden Kräfte am Gleitkeil. Der Sicherheitsfaktor ergibt sich aus dem zu wahrenden Kräftegleichgewicht zu:

$$\eta = \frac{\Sigma \text{ haltende Kräfte}}{\Sigma \text{ treibende Kräfte}} \tag{8.4}$$

Als notwendigen Sicherheitsfaktor η_{erf} für die Standsicherheit der Ortsbrust bei einem NÖT-Vortrieb gibt *Fennker* $\eta_{erf} = 1,3$ als Wert an, d.h. die Summe der haltenden Kräfte soll mindestens das $1,3$-fache der Summe der treibenden Kräfte betragen.

Im Unterschied zu *Anagnostou & Kovári* [3] ist es mit der Vorgehensweise von *Fennker* [21] möglich, direkt die Sicherheit für die Ortsbrust zu berechnen. Der entscheidende Nachteil des Bruchkörpermodells ist jedoch auch bei seinem Verfahren, dass hier keine geschlossene Formel zugrunde liegt, über welche die Sicherheit ermittelt werden kann. Abhängig von der Tunnelgeometrie und von den Bodenkennwerten ergibt sich für jeden Einzelfall eine etwas andere Geometrie des Bruchkörpermodells, so dass für die Berechnung der Sicherheit stets ein Computerprogramm erforderlich ist. Mit Hilfe einer geschlossenen Formel, wie der vorgestellten Bruchdruckformel (Gleichung 3.5), ist hingegen die Berechnung der Sicherheit nach der Definition von *Fellenius* möglich. Dies wird im nachfolgenden Unterkapitel 8.2 gezeigt.

8.2 Sicherheitsbeiwert η für die Ortsbrust mit den entwickelten Formeln ($\varphi' \geq 20°$)

Bislang lag bei der Untersuchung der Ortsbrust auf Grundlage der FE-Berechnungen das Hauptaugenmerk auf der Bestimmung des Bruchdrucks p_f. Zur Ermittlung eines sicheren Stützdrucks p_{erf}, wird deswegen der erforderliche Sicherheitsbeiwert η_{erf} eingeführt. Die Definition der Sicherheit erfolgt nach *Fellenius* über die Scherfestigkeit, wie dies auch von *Anagnostou & Kovári* [3, 4] durchgeführt wird. Hierzu werden in den Bruchdruckgleichungen die Primärvariablen c' durch c'/η_{erf} und $\tan\varphi'$ durch $\tan\varphi'/\eta_{erf}$ ersetzt.

Bei einem Schildvortrieb mit $d = 0$ ergibt sich mit Gleichung 5.5 für den erforderlichen Stützdruck p_{erf} folgende Gleichung:

$$p_{erf} = \gamma D \left(\frac{\eta_{erf}}{9 \tan\varphi'} - 0,05 \right) - \frac{c'}{\tan\varphi'} \qquad \text{für } d = 0 \tag{8.5}$$

Anstelle der Ermittlung von p_{erf} und der Kontrolle $p \geq p_{erf}$, wie dies auch für das Bruchkörpermodell möglich ist, kann man mit Hilfe der Bruchdruckformeln bei einem gegebenem Stützdruck p die vorhandene Sicherheit η errechnen und anschließend kontrollieren, ob die Bedingung $\eta \geq \eta_{erf}$ erfüllt ist. Ersetzt man p_{erf} durch p und η_{erf} durch η, erhält man durch Umformulierung von Gleichung 8.5 für die Standsicherheit im Schildvortrieb mit $d = 0$ folgende Formel:

$$\eta = \frac{9}{\gamma D}(c' + p \tan \varphi') + 0,45 \tan \varphi' \qquad (d = 0) \qquad (8.6)$$

Für den Spezialfall mit $p = 0$, der z.B. bei einem Schildvortrieb mit natürlicher Stützung vorliegt (siehe Abbildung 2.2 oben), erhält man mit Gleichung 8.6 den vorhandenen Sicherheitsbeiwert:

$$\eta = \frac{9c'}{\gamma D} + 0,45 \tan \varphi' \qquad (d = 0) \qquad (8.7)$$

Es soll an dieser Stelle darauf aufmerksam gemacht werden, dass die vorgestellte Gleichung 8.7 auf der Grundlage des Kohäsionsbeiwerts $N_c = \cot \varphi'$ hergeleitet wurde, wobei der Einfluss des Zugbruch-Kriterium nicht berücksichtigt ist. Für den Fall $p = 0$ ist die Formel in dieser Form leider nicht anwendbar und sollte deswegen entsprechend formuliert werden:

$$\eta = \left(\frac{9c' N_c}{\gamma D} + 0,45 \right) \tan \varphi' \qquad (d = 0) \qquad (8.8)$$

wobei die Herleitung eines Kohäsionsbeiwerts N_c mit Berücksichtigung des Zugbruch-Kriteriums noch aussteht.
Entsprechend der Vorgehensweise bei Tunnels im Schildvortrieb mit $d = 0$ kann der erforderliche Stützdruck p_{erf} nach Gleichung 6.2 auch für Tunnels mit einer Abschlagslänge $d \leq 0,5D$ ermittelt werden:

$$p_{erf} = \gamma D \left(\frac{2 + 3 \left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{6 \tan \varphi'}{\eta_{erf}}}}{\frac{18 \tan \varphi'}{\eta_{erf}}} - 0,05 \right) - c' N_c \qquad (d \leq 0,5) \qquad (8.9)$$

Die vorhandene Sicherheit η für Tunnels mit $d \leq 0,5D$ ergibt sich aus Gleichung 8.9 zu:

$$\eta = \frac{\left(\frac{18}{\gamma D} (p + c' N_c) + 0,9 \right) \tan \varphi'}{2 + 3 \left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{6 \tan \varphi'}{\eta}}} \qquad (d \leq 0,5) \qquad (8.10)$$

Bei Tunnels im Schildvortrieb mit $d = 0$ kann der Sicherheitsfaktor η direkt berechnet werden, ist jedoch die Abschlagslänge $d > 0$, dann ist ein iterativer Lösungsprozess erforderlich. Als Startwert für die iterative Ermittlung der Standsicherheit ist die Sicherheit η für $d = 0$ sinnvoll.

Für den Fall, dass der Stützdruck $p = 0$ ist, wie dies in der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise durchaus üblich ist, ergibt sich die Standsicherheit zu nachfolgender Gleichung 8.11. Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass in den Gleichungen der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums (siehe Unterkapitel 4.2) nicht berücksichtigt ist und bei Verwendung von $N_c = cot\varphi$ in höher kohäsiven Böden die Standsicherheit der Ortsbrust etwas überschätzt wird.

$$\eta = \frac{\left(\frac{18c'N_c}{\gamma D} + 0,9\right)\tan\varphi'}{2 + 3\left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{6\tan\varphi'}{\eta}}} \qquad (d \leq 0,5) \tag{8.11}$$

Für den Sonderfall einer unendlich langen Tunnelröhre mit $d = \infty$ ergibt sich die Situation, dass der Verbruch an der Firste des Tunnels eintritt. Nach der gleichen Vorgehensweise wie für den Schildvortrieb kann mit Gleichung 7.2 auch hier der erforderliche Stützdruck p_{erf} berechnet werden:

$$p_{erf} = \gamma D \left(0,6\left(\frac{\eta_{erf}}{2\tan\varphi'} - \frac{\tan\varphi'}{2\eta_{erf}}\right)^2 + 0,18\right) - c'N_c \tag{8.12}$$

Für den Fall, dass die Tunnelröhre durch einen Stützdruck p gesichert wird, ergibt sich die Standsicherheit η zu:

$$\eta = \tan\varphi' \left(\sqrt{\frac{p + c'N_c - 0,18\gamma D}{0,6\gamma D}} + \sqrt{\frac{p + c'N_c - 0,18\gamma D}{0,6\gamma D} + 1}\right) \qquad (d = \infty) \tag{8.13}$$

Erfolgt keine Stützung der Tunnelröhre, d.h. $p = 0$, ergibt sich für die Standsicherheit der Tunnelröhre η zu:

$$\eta = \tan\varphi' \left(\sqrt{\frac{c'N_c - 0,18\gamma D}{0,6\gamma D}} + \sqrt{\frac{c'N_c - 0,18\gamma D}{0,6\gamma D} + 1}\right) \qquad (d = \infty) \tag{8.14}$$

Mit den Vorgestellten Gleichungen kann, je nach vorliegender Situation, die Standsicherheit der Ortsbrust oder auch der Tunnelröhre im Spezialfall mit $d = \infty$ für einen kreisrunden Tunnelquerschnitt berechnet werden. Im Folgenden wird nicht weiter auf die Standsicherheit der Tunnelröhre mit $d = \infty$ eingegangen, sondern vielmehr ausschließlich auf die Standsicherheit der Ortsbrust. Es soll jedoch an dieser Stelle nochmals darauf verwiesen werden, dass der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums bei den Formeln nicht berücksichtigt ist. Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums tritt vor allem in Erscheinung, wenn ein Tunnel ohne Stützdruck aufgefahren wird. Weiterhin sei nochmals darauf hingewiesen, dass die vorgestellten Gleichungen bei $d \leq 0,5$ nur für $\varphi' \geq 20°$ und für $d = \infty$ bei $\varphi' \geq 25°$ Gültigkeit haben.

8.3 Tunnelvortrieb in Teilausbrüchen

Die vorgestellten Gleichungen 8.7 und 8.11 zeigen ganz deutlich die Bedeutung der Kohäsion auf die Standsicherheit der Ortsbrust. Die starke Abhängigkeit der Ortsbruststabilität von der Kohäsion bedeutet, dass für die klassische Neue Österreichische Tunnelbauweise ein deutlich kohäsiver Boden oder Fels erforderlich ist. Ist diese Kohäsion nur in geringem Ausmaß vorhanden, so bietet sich eine Verringerung des Tunneldurchmessers an, d.h. ein Auffahren des Tunnels in Teilausbrüchen. Zum Entwurf eines Tunnels in Teilausbrüchen, wie z.B. angegeben in Abbildung 8.1, stellt sich die Frage nach dem maximal möglichen Durchmesser D_f. Die Kalottenausbrüche A und B in Abbildung 8.1 sind zwar nicht kreisrund, aber sie können gut durch Kreisquerschnitte angenähert werden (Abbildung 8.2). Dies zeigt, dass die vorliegenden Formeln für einen kreisrunden Tunnel auch für den Kalottenausbruch (A und B) anwendbar sind, jedoch nicht für die Teilausbrüche C und D. Beim Vortrieb der Strosse C und der Sohle D stellt sich das quasi zweidimensionale Problem einer Steilböschung. Erfolgt allerdings beim Vortrieb von Strosse und Sohle der Einbau der Außenschale des Tunnels erst relativ spät, kann sich ein weiterer Versagensmechanismus einstellen, der von *Schuller & Schweiger* [58] ausführlich diskutiert wird. Bei einem zu großen Vortrieb von Strosse bzw. Sohle ohne Einbau der Spritzbetonschale, können sich im Baugrund im Bereich der geöffneten Tunnelflanken Schwächezonen ausbilden. Diese können sich, von den ungesicherten Tunnelflanken ausgehend, in Form von Scherbändern entwickeln und bis an die Geländeoberfläche reichen. Dieser Vorgang kann zu einem Versagen des Tunnels im Ulmenbereich führen.
Es sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Entwicklung der vorgestellten Formeln das Zugbruch-Kriterium nicht berücksichtigt. Das Zugbruch-Kriterium spielt hauptsächlich eine Rolle, wenn ein Tunnel ohne Stützdruck, d.h. mit $p = 0$ aufgefahren wird, wie dies bei der NÖT der Fall ist. Die Berücksichtigung des Zugbruch-Kriteriums führt zu größeren Bruchdrücken, bzw. bei der NÖT zu geringeren Sicherheiten. Die nachfolgend vorgestellten Gleichungen sollten deswegen nur unter der Prämisse verwendet werden, dass diese etwas auf der unsicheren Seiten liegen. Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums wird später in Unterkapitel 9.3 genauer besprochen.
Den maximal möglichen Durchmesser D_f für den Tunnelvortrieb erhält man für die Spritzbetonbauweise mit $\eta = 1$ und mit $p = 0$ aus Gleichungen 8.11. Unter den Voraussetzungen $\varphi' \geq 20°$ und $d/D < 0,5$ ergibt sich für D_f folgende Gleichung:

$$D_f = \frac{18\frac{c'}{\gamma} N_c \tan\varphi'}{2 + 3\left(\frac{d}{D}\right)^{6\tan\varphi'} - 0,9\tan\varphi'} \approx 12\frac{c'}{\gamma} \tag{8.15}$$

wobei die angegebene Näherung $D_f \approx 12c'/\gamma$ unter Verwendung von $N_c = \cot\varphi'$ entwickelt wurde. Gleichung 8.15 scheint implizit vom Tunneldurchmesser zu sein, dies ist jedoch nicht weiter der Fall wenn d/D ein vorgegebener Wert ist. Hat auf der anderen Seite die Abschlagslänge d einen vorgegebenen Wert, dann muss obige Gleichung 8.15 iterativ gelöst werden. Die Annäherung $D_f \approx 12c'/\gamma$ aus Gleichung 8.15 ist für einen

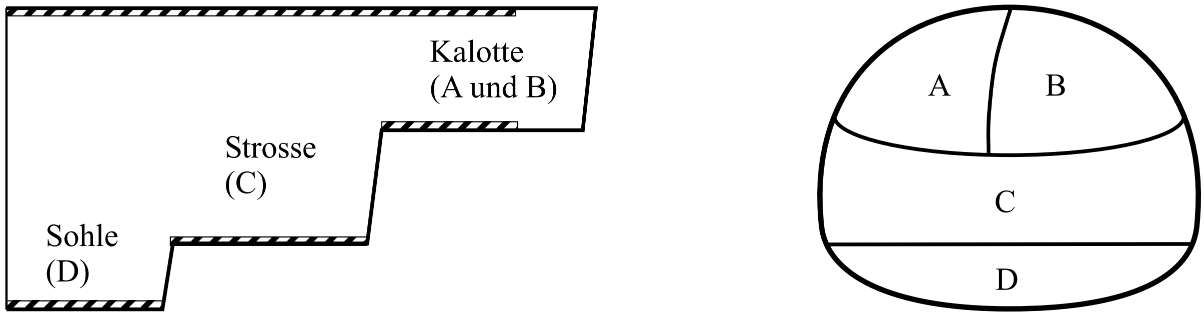


Abbildung 8.1: Tunnelvortrieb in Teilausbrüchen bei der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise in einem Längs- und Querschnitt

Tunnel mit vorgegebener relativer Abschlagslänge $d/D = 0,3$ bei einem Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$ fast exakt. Für einen Reibungswinkel $20° \leq \varphi' \leq 35°$, wie dies in der Praxis häufig der Fall ist, ist diese Annäherung ebenfalls gut brauchbar. Bei $\varphi' = 20°$ ergibt sich $D_f = 9,5c'/\gamma$ und bei $\varphi' = 35°$ wird $D_f = 13c'/\gamma$ ermittelt. Die Annäherung $D_f \approx 12c'/\gamma$ ist also ein geeigneter Ansatz. Bei der Entwicklung der vorgestellten Näherungen wurde $N_c = \cot\varphi'$ verwendet. Diese Annahme liegt etwas auf der unsicheren Seite. In Unterkapitel 9.3 wird der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums näher betrachtet, wobei festgestellt wird, dass die Abweichungen bei etwa 10% liegen.
In der Baupraxis ist d/D zumeist relativ klein. Vernachlässigt man den Einfluss der Abschlagslänge, dann ergibt sich für $d = 0$:

$$D_f = \frac{9c'}{\gamma}\frac{N_c \tan\varphi'}{1 - 0,45\tan\varphi'} \approx 12\frac{c'}{\gamma} \tag{8.16}$$

Die Annäherung aus Gleichung 8.16 für $d = 0$ ist nahezu exakt für den effektiven Reibungswinkel $\varphi = 30°$. Ebenso wie Gleichung 8.15 ist auch die Näherung in Gleichung 8.16 auf der Grundlage $N_c = \cot\varphi'$ entstanden. Berücksichtigt man bei dieser Näherung die Abweichung von etwa 10% (siehe Unterkapitel 9.3), so ergibt sich mit $D_f \approx 11c'/\gamma$ hier nur eine sehr kleine Differenz. Es soll jedoch nochmals darauf verwiesen werden, dass der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums in zukünftigen Forschungsarbeiten noch im Detail zu untersuchen ist.
Insgesamt kann geschlossen werden, dass ein Tunnel unter drainierten Bedingungen ohne Stützung der Ortsbrust aufgefahren werden kann, wenn die effektive Kohäsion mindestens 10% von γD beträgt. Der mögliche Tunneldurchmesser steigt linear mit zunehmender Kohäsion an. Dieser Zusammenhang zeigt ganz deutlich die Bedeutung der Kohäsion; d.h. die klassische NÖT verlangt eindeutig einen kohäsiven Boden oder Fels. Ist die Kohäsion nur in geringem Ausmaß vorhanden, so bietet sich eine Verringerung des Tunneldurchmessers an, d.h. ein Auffahren des Tunnels in Teilausbrüchen. Wenn die Kohäsion groß genug ist, dann kann der Tunnel in seinem vollen Querschnitt vorgetrieben werden.
Um die Bedeutung der Abschlagslänge anhand der vorgestellten Gleichungen hervorzuheben, soll als Beispiel ein Tunnel in Ton mit $\gamma = 18kN/m^3$, $c' = 15kN/m^2$ und $\varphi' = 20°$

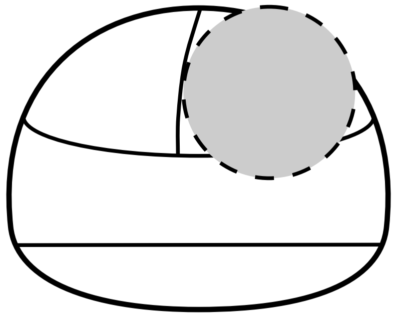


Abbildung 8.2: Annäherung einer Teilausbruchsfläche bei der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise durch einen Kreisquerschnitt

betrachtet werden. Der Kohäsionsbeiwert wurde bei diesem Beispiel mit $N_c = \cot\varphi'$ verwendet. Nach Gleichung 8.16 würde in diesem Boden eine kreisrunde ungestützte Ortsbrust mit $d = 0$ bis zu einem Durchmesser von $D_f = 9m$ noch stabil sein. Dabei ist vorausgesetzt, dass eventuelles Grundwasser abgesenkt ist, da die Einflüsse von Grundwasser bei der Entwicklung der Formeln nicht berücksichtigt wurde. Wird nun mit Hilfe von Gleichung 8.15 eine relative Abschlagslänge von $d/D = 0,3$ berücksichtigt, verringert sich der Maximaldurchmesser deutlich auf $D_f = 8m$. Mit der überschlägigen Faustformel wonach die effektive Kohäsion etwa 10% von γD betragen soll, um eine standsichere Ortsbrust zu gewährleisten, berechnet sich der Maximaldurchmesser zu $D_f = 8,3m$. Dieses Beispiel zeigt, dass eine erste grobe Abschätzung mit Hilfe der Faustformel durchgeführt werden kann. Eine genauere Analyse, vor allem auch im Hinblick auf einen Tunnel mit einer Abschlagslänge d, sollte jedoch mit den vorgestellten Gleichungen 8.15 und 8.16 erfolgen.

Kapitel 9: Bestimmung des Sicherheitsbeiwerts η mit der FEM

9.1 Prinzip der numerischen φ-c-Reduktion

Eine Sicherheitsberechnung mit der Finiten Elemente Methode kann durch die Reduzierung der Scherfestigkeit des Bodens nach der *Fellenius-Regel* erfolgen. Dieser Ansatz kam bereits in Unterkapitel 8.2 bei der Herleitung der Ortsbruststandsicherheit mit Hilfe der vorgestellten Bruchdruckgleichungen zur Anwendung. Die verwendeten Bruchdruckformeln basieren jedoch grundsätzlich auf einer Reduzierung des Stützdrucks, d.h. der Bruchdruckbestimmung. In einem zweiten Schritt wird dann erst die Sicherheit nach der *Fellenius-Regel* ermittelt.
Bei der Bestimmung der Sicherheitsbeiwerte mit der Finiten Elemente Methode ist die Vorgehensweise eine etwas andere. Hier wird nicht von einem Bruchdruck ausgegangen. Die numerische Berechnung des Sicherheitsbeiwerts kann nur bei einer grundsätzlich standsicheren Ortsbrust erfolgen. Dies kann sowohl ohne Stützdruck der Fall sein, wie z.B. bei der NÖT, oder aber entsprechend bei einem Schildvortrieb mit einem aktiv aufgebrachten Stützdruck. Ausgehend von einer standsicheren Ortsbrust wird bei diesem Verfahren dann die Scherfestigkeit über die Parameter $\tan\varphi'$ und c' proportional so lange reduziert, bis der Bruchzustand erreicht ist.

$$\text{Reduktionsfaktor} \qquad R = \frac{c'}{c'_{red}} = \frac{\tan\varphi'}{\tan\varphi'_{red}} \tag{9.1}$$

Wenn der Bruchzustand erreicht ist, dann entspricht der Reduktionsfaktor R dem Sicherheitsbeiwert η. Als Bruchzustand wird der Zustand bezeichnet, bei dem die Scherfestigkeit nicht weiter reduziert werden kann, da sonst kein stabiler Gleichgewichtszustand mehr vorhanden ist. Bei gleichbleibendem Spannungszustand nehmen dabei die Verschiebungen eines betrachteten Kontrollpunkts stetig zu. Dies ist in Abbildung 9.1 für einen Kontrollpunkt in der Mitte der Ortsbrust dargestellt. Die Größe der dabei auftretenden Verschiebungen haben dabei keinerlei Bedeutung.
Die Sicherheit ergibt sich somit als das Verhältnis aus tatsächlicher Scherfestigkeit zur mobilisierten Scherfestigkeit im Bruchzustand. Bei Verwendung des Bruchkriteriums nach *Mohr-Coulomb* ergibt sich:

$$\text{Sicherheitsbeiwert} \qquad \eta = \frac{c' + \sigma'\tan\varphi'}{c'_{mob} + \sigma'\tan\varphi'_{mob}} \tag{9.2}$$

Die Grundlagen dieser Methode wurden von *Zienkiewicz* [81] vorgeschlagen, von *Brinkgreve & Bakker* [11] verbessert und auch von *Dawson* [17] und *Griffiths & Lane* [23] veröffentlicht. Die Methode wurde sowohl im Finite Elemente Programm PLAXIS als auch im Programm FLAC implementiert.

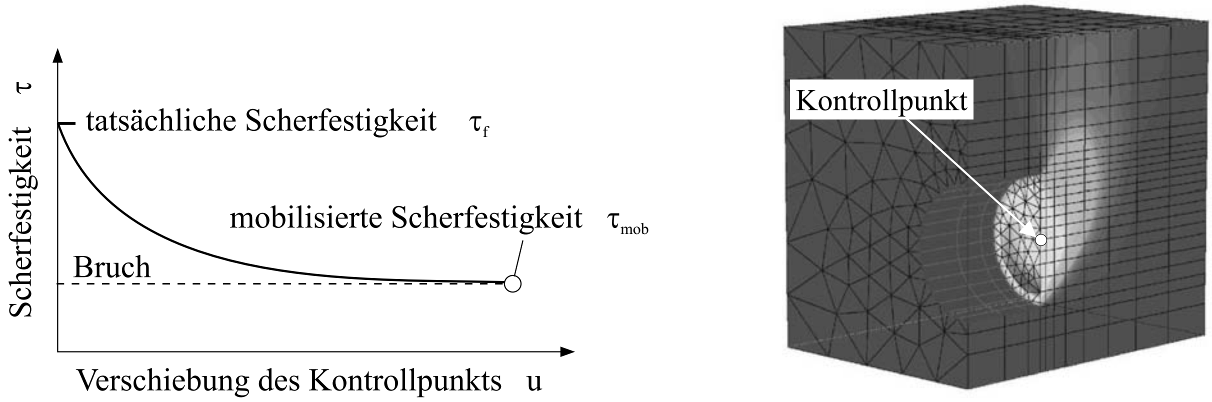
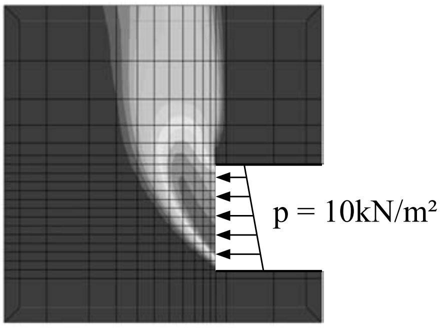


Abbildung 9.1: Reduzierung der Scherfestigkeit τ bei einer $\varphi - c - Reduktion$

9.2 Die Standsicherheit η der Ortsbrust beim Schildvortrieb mit gestützter Ortsbrust

In diesem Unterkapitel wird gezeigt, wie mit Hilfe der FEM der Sicherheitsbeiwert η der Ortsbrust ermittelt werden kann. Dazu wird ein Schildvortrieb untersucht, dessen Ortsbrust eine aktive Stützung erfährt. Zunächst wird das Resultat der numerischen Sicherheitsanalyse vorgestellt, anschließend wird gezeigt, dass bei einer gestützten Ortsbrust Gleichung 8.6 anwendbar ist und sich der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums nicht bemerkbar macht. Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums wird in Unterkapitel 9.3 ausführlich dokumentiert, wobei gezeigt wird, dass sich an einer ungestützten Ortsbrust oberflächige Bruchschalen ablösen können. Durch den aufgebrachten Stützdruck an der Ortsbrust werden diese schalenfömigen Ablösungen an der Ortsbrust jedoch unterdrückt und der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums verschwindet.
Betrachtet sei im Folgenden ein Tunnel mit Durchmesser $D = 5m$, einer Überdeckung von $H/D = 1,5$ und einer Abschlagslänge von $d = 0$. Die Ortsbrust wird während der Berechnung aktiv gestützt. Der Stützdruck nimmt mit der Tiefe linear zu und beträgt in der Mitte der Ortsbrust $p = 10kN/m^2$. Der effektive Reibungswinkel des Bodens ist $\varphi' = 30°$, die effektive Kohäsion ist $c' = 10kN/m^2$ und die Wichte liegt bei $\gamma = 20kN/m^3$.
Das Resultat der numerischen Standsicherheitsanalyse zeigt Abbildung 9.2, wobei darauf hingewiesen wird, dass die Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium durchgeführt wurde. In der linken Abbildung sind die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand als helle und graue Schattierungen dargestellt; rechts ist in einem Diagramm der Verlauf der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ dargestellt. Als kritischen Bruchkörper ergibt sich aus der Berechnung ein kaminartiger Bruchkörper, der von der Ortsbrust ausgehend bis an die Geländeoberfläche reicht. Der berechnete Sicherheitsbeiwert ergibt sich aus dem Reduktionsfaktor R der Scherfestigkeit (Abbildung 9.2 rechts). Zunächst kann die Scherfestigkeit mittels des Reduktionsfaktors rasch um den Wert $1,6$ abgemindert werden, anschließend nimmt die Kurve einen horizontalen Verlauf an. Dies bedeutet, dass der Reduktionsfaktor nicht weiter erhöht, bzw. die Scherfestigkeit nicht weiter reduziert



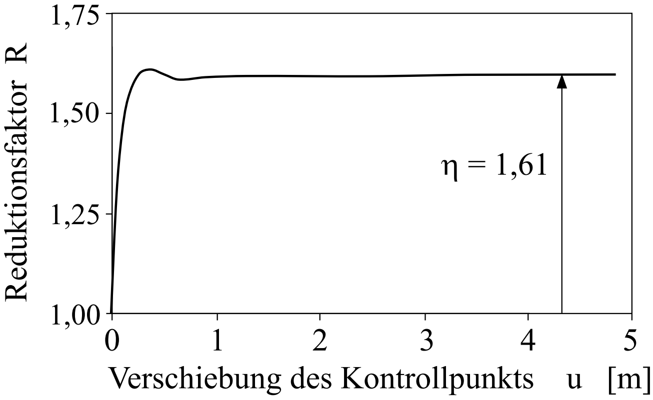


Abbildung 9.2: links: Inkrementelle Verschiebungen im Bruchzustand für einen Schildvortrieb mit gestützter Ortsbrust; rechts: Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

werden kann. Es stellt sich ein gleichbleibender Spannungszustand im Baugrund ein, bei dem die Verschiebungen stetig zunehmen. Mit einem Reduktionsfaktor von $R = 1,61$ ergibt sich der Sicherheitsbeiwert für die Ortsbrust zu $\eta = 1,61$. Bei einer vergleichenden Berechnung, wobei das Zugbruch-Kriterium deaktiviert wurde, d.h. Zugspannungen im Baugrund übertragen werden konnten, ergibt ergibt sich der Sicherheitsbeiwert zu $\eta = 1,62$. Durch diese Übereinstimmung zeigt sich, dass das Zugbruch-Kriterium bei einer ausreichend gestützten Ortsbrust keinen Einfluss hat.

Wird der Sicherheitsbeiwert für die Ortsbrust mit Hilfe von Gleichung 8.6 berechnet, dann erhält man $\eta = 1,67$ und liegt damit um etwa $3,5\%$ über dem Resultat der numerischen Analyse. Diese geringe Differenz ist nicht mit dem Einfluss des Zugbruch-Kriteriums zu begründen, sondern liegt vielmehr daran, dass bei der FE-Berechnung ein FE-Netz verwendet wurde, welches wesentlich feiner diskretisiert wurde, als die FE-Netze für die Entwicklung der Formeln. In dem Forschungszeitraum, in dem die Gleichungen entwickelt wurden, war es aus aus Gründen der Hardware und Software leider noch nicht möglich, FE-Netze mit derart vielen Freiheitsgraden zu berechnen. Der Einfluss der Diskretisierung auf die Genauigkeit der Berechnungen wurde in Unterkapitel 4.7 ausführlich besprochen.

Die Untersuchung an dem vorgestellten Beispiel hat gezeigt, dass zum einen bei einer aktiven Stützung der Ortsbrust der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums bei der Ermittlung der Standsicherheit vollständig unterdrückt wird und keinen Einfluss auf den Sicherheitsbeiwert hat. Dies ist bereits bei ganz geringen Stützdrücken von $p = 10kN/m^2$ der Fall. Zum anderen wurde gezeigt, dass auch mit Hilfe von Gleichung 8.6 der Sicherheitsfaktor berechnet werden kann und diese mit hinreichender Genauigkeit gültig ist.

9.3 Einfluss des Zugbruch-Kriteriums auf die Standsicherheit η der Ortsbrust

Zur Ermittlung der Standsicherheit der Ortsbrust wird in der vorliegenden Arbeit das Mohr-Coulomb'sche Stoffgesetz sowohl bei den FE-Berechnungen als auch bei den vorgestellten Gleichungen zur Berechnung eines Sicherheitsfaktors η verwendet. Theoretisch lässt das Mohr-Coulombsche Stoffgesetz in kohäsiven Böden Zugspannungen zu, in kohäsionslosen Böden können dagegen prinzipiell keine Zugspannungen auftreten. Da aber in Wirklichkeit auch in kohäsiven Böden Zugspannungen generell nur in einem geringen Maße aufgenommen werden können, besteht bei den FE-Berechnungen die Möglichkeit, das in Unterkapitel 4.2 behandelte Zugbruch-Kriterium zu berücksichtigen, oder nicht. Bei den vorgestellten Gleichungen besteht diese Entscheidungsmöglichkeit nicht; hier sind Zugspannungen grundsätzlich möglich, weswegen die Gefahr besteht, die Ortsbruststabilität etwas zu überschätzen. Für die Ortsbrust stellt sich nun die Frage, wie stark sich eventuell auftretende Zugspannungen auf die Standsicherheit auswirken. In Unterkapitel 9.2 wurde erläutert und gezeigt, dass im Falle einer aktiven Stützung der Ortsbrust, das Zugbruch-Kriterium keinen Einfluss bei der Berechnung des Sicherheitsbeiwerts der Ortsbrust ausübt. Bei einer ungestützten Ortsbrust ergibt sich ein anderer Sachverhalt. Dieser Sachverhalt soll anhand einiger Beispiele im Nachfolgenden analysiert werden. Es werden zunächst zweidimensionale FE-Berechnungen vorgestellt, anschließend wird die Studie auf dreidimensionale Berechnungen erweitert.
Eine quantitative Erfassung dieses Einflusses mit einer entsprechenden Umsetzung in den vorgestellten Gleichungen für η ist sehr komplex und wird in der vorliegenden Arbeit nicht weiter verfolgt. Dies soll Bestandteil zukünftiger Forschungsarbeiten werden.

9.3.1 2D-Analysen

Um den Einfluss des Zugbruch-Kriteriums auf die Standsicherheit der Ortsbrust zu erfassen, wurden zunächst zweidimensionale FE-Berechnungen durchgeführt, wobei die Standsicherheit der Ortsbrust des Tunnels in einem Längsschnitt betrachtet wurde. Bei einer Überdeckung von $H/D = 1,5$ hat der Tunnel einen Durchmesser von $5m$. Der homogene Baugrund hat einen effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 30°$, eine effektive Kohäsion von $c' = 25kN/m^2$ und eine Wichte von $\gamma = 20kN/m^3$. In Abbildung 9.3 ist das verwendete FE-Netz mit 1573 15-knotigen Dreieckselementen dargestellt. Das FE-Netz wurde bewusst sehr fein generiert um mögliche Netzabhängigkeiten der entstehenden Bruchkörper bei den Berechnungen auszuschließen.
Berechnungen wurden durchgeführt sowohl mit aktivem Zugbruch-Kriterium (Zugspannungen sind nicht zugelassen) als auch mit deaktiviertem Zugbruch-Kriterium (Zugspannungen sind zugelassen). In Abbildung 9.4 sind die jeweils berechneten Bruchfiguren in Form von inkrementellen Verschiebungen als helle und graue Schattierungen dargestellt. Die Berechnungen zeigen für das Bruchverhalten einen sehr auffälligen Un-

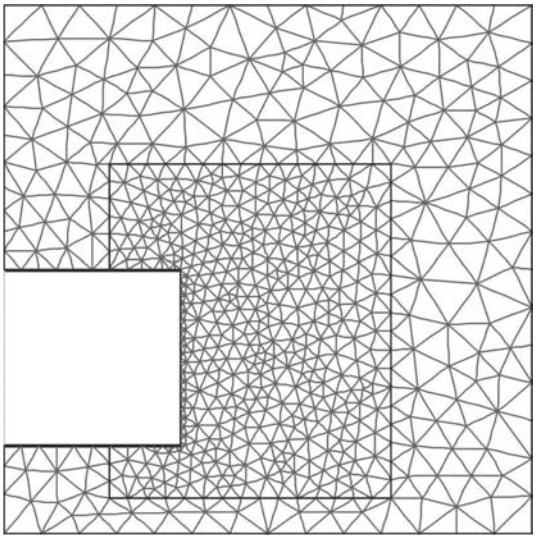
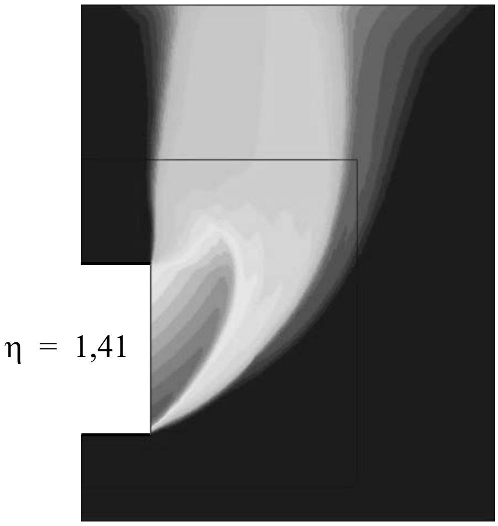


Abbildung 9.3: Zweidimensionales FE-Netz zur Erfassung des Einflusses des Zugbruch-Kriteriums auf die Standsicherheit der Ortsbrust

terschied. Abbildung 9.4a) zeigt das Resultat, wobei bei der Berechnung Zugspannungen zugelassen waren. Es ergibt sich hier ein kaminartiger Bruchkörper, der von der Ortsbrust bis an die Geländeoberfläche reicht. Im Unterschied dazu ergibt sich ein völlig anderes Bruchbild, wenn Zugspannungen vom Baugrund nicht aufgenommen werden können (Abbildung 9.4b)). Es entwickelt sich kein kaminartiger Bruchkörper, sondern lediglich eine lokal sehr begrenzte Bruchscholle an der Ortsbrust. Es bilden sich quasi flache Ablösungen des Bodens an der Oberfläche der Ortsbrust. Entsprechende Unterschiede ergeben sich auch bei den berechneten Sicherheitsbeiwerten. Werden Zugspannungen zugelassen, ergibt sich $\eta = 1,41$ und bei aktivem Zugbruch-Kriterium ergibt sich $\eta = 1,27$.
Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums äußert sich nicht nur im Bruchbild, sondern kennzeichnet auch den Verlauf der numerischen $\varphi - c - Reduktion$. Bei der $\varphi - c - Reduktion$ wird die Scherfestigkeit so lange reduziert, bis der Bruchzustand erreicht ist, und die Festigkeitsparameter $\tan\varphi'$ und c' nicht weiter reduziert werden können. Der Reduktionsfaktor entspricht der Sicherheit η. In Abbildung 9.5 ist der Verlauf der $\varphi - c - Reduktion$ als Funktion des Reduktionsfaktors in Abhängigkeit der Kontrollpunktverschiebung aufgetragen. Der Kontrollpunkt ist in der Mitte der Ortsbrust. Zunächst ist bei kleinen Verschiebungen für beide Berechnungen der Verlauf der Kurven bis zu einem Reduktionsfaktor von $1,27$ gleich. Im weiteren Kurvenverlauf ergeben sich jedoch wesentliche Unterschiede, welche sich letztendlich durch die unterschiedlichen Versagensarten der Ortsbrust ergeben. Werden Zugspannungen im Baugrund zugelassen, dann kann die Scherfestigkeit bis zu einem Faktor von etwa $1,41$ weiter reduziert werden. Bei einem Reduktionsfaktor von $1,41$ geht der Kurvenverlauf in die Horizontale über, was letztendlich das Erreichen des Bruchzustandes ankündigt. Es wird ein Reduktionsfaktor von $1,41$ erreicht, was als Resultat den Sicherheitsbeiwert η der Ortsbrust ergibt. Ein Unterschied ergibt sich jedoch



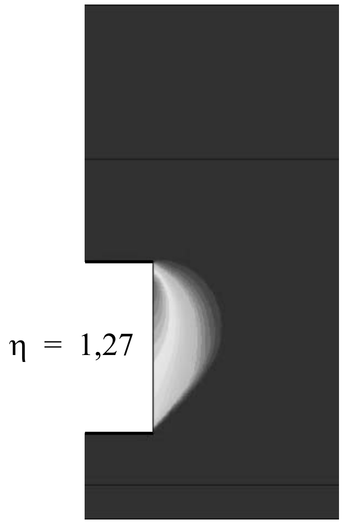


Abbildung 9.4: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums. Dargestellt sind die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand.

im Kurvenverlauf der Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium. Zunächst kann die Scherfestigkeit noch bis zu einem Faktor von etwa $1,33$ abgemindert werden, jedoch wird auf diesem Niveau kein Gleichgewichtszustand erzielt, so dass der Reduktionsfaktor wieder auf einen Wert von etwas unter $1,27$ absinkt und daraufhin bei $1,24$ einen Gleichgewichtszustand gefunden wird. Bei gleichbleibendem Spannungszustand nehmen die Verschiebungen stetig zu. Der Sicherheitsbeiwert ergibt sich hier zu $\eta = 1,24$. Der drastische Abfall des Reduktionsfaktors steht in direktem Zusammenhang mit der Ausbildung des Bruchkörpers und lässt sich dadurch erklären, dass sich an der Ortsbrust ein lokaler Verbruch ergibt, der aufgrund lokaler Schwachstellen im Boden entsteht. Die Ausbildung lokaler Schwachstellen an der Ortsbrust treten nicht auf, wenn Zugspannungen vom Baugrund aufgenommen werden können oder aber die Ortsbrust aktiv gestützt wird.
Die vorangegangenen zweidimensionalen Berechnungen zeigen den grundlegenden Einfluss des Zugbruch-Kriteriums sowohl auf die Ausbildung des Verbruchkörpers als auch auf die Standsicherheit auf. Inwieweit sich die Ergebnisse der zweidimensionalen Berechnungen auf den räumlichen Fall übertragen lassen, sollen nachfolgende Berechnungen in einer umfangreicheren Ausführung zeigen.

9.3.2 3D-Analysen

Zur Untersuchung des Einflusses des Zugbruch-Kriteriums auf die Standsicherheit der Ortsbrust im dreidimensionalen Raum wird im Nachfolgenden ein Tunnel mit einem Durchmesser $D = 5m$ bei einer Überdeckung von $H = 1,5D$ betrachtet. Die Wichte des Bodens ist $\gamma = 20kN/m^3$, die effektive Kohäsion $c' = 10kN/m^2$ und der effektive Rei-

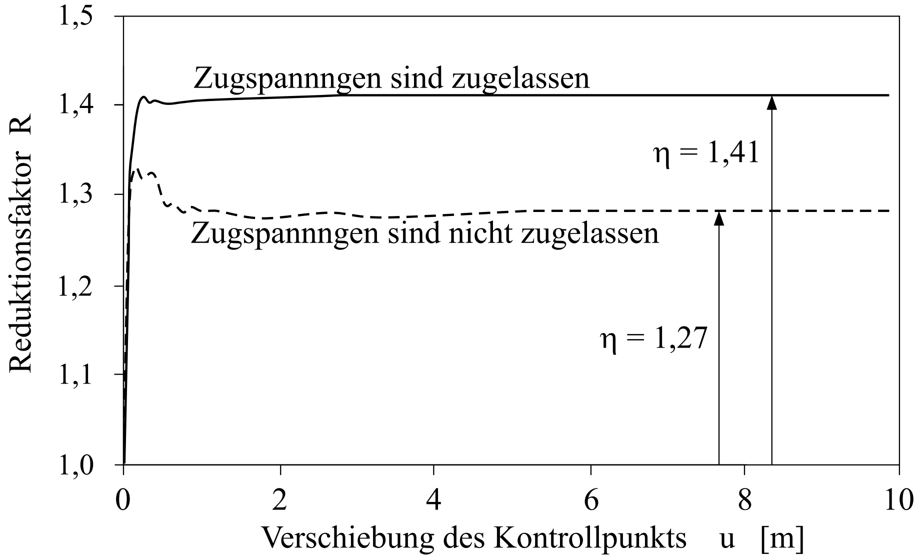


Abbildung 9.5: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums für einem Tunnel mit $d = 0$ bei einer ungestützten Ortsbrust für eine 2D-Berechnung. Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

bungswinkel φ' wurde variiert. Die Abschlagslänge des Tunnels ist $d = 0$ und mit $p = 0$ ist die Ortsbrust ungestützt.

Zunächst wird die Entwicklung der Bruchfiguren betrachtet. In Abbildung 9.6 sind die inkrementellen Verschiebungen in einem Längsschnitt entlang der Tunnelachse für drei unterschiedliche effektive Reibungswinkel von $20°$, $30°$ und $40°$ dargestellt. Rote Farbtöne stehen für große, die blauen Farbtöne für kleine Verschiebungsinkremente. Die obere Bilderreihe zeigt Bruchfiguren, wobei die Zugspannungen im Baugrund während der Berechnung zugelassen wurden. In der unteren Bilderreihe sind die Bruchfiguren dargestellt, wobei bei den Berechnungen keinerlei Zugspannungen im Baugrund zugelassen sind, d.h. es wird mit aktivem Zugbruch-Kriterium gerechnet. Führt man einen grundsätzlichen Vergleich durch zwischen den Bruchfiguren, bei denen Zugspannungen zugelassen wurden (obere Bildreihe) und den Bruchfiguren bei denen Zugspannungen nicht zugelassen wurden (untere Bildreihe), zeigen sich völlig unterschiedliche Versagensarten an der Ortsbrust, wie dies auch schon bei der 2D-Berechnung (Abbildung 9.4) beobachtet wurde. Werden Zugspannungen zugelassen, dann entwickelt sich der Bruchkörper in Form eines kaminartigen Verbruchs von der Ortsbrust ausgehend bis an die Geländeoberfläche aus. In den Fällen, wobei bei den Berechnungen keine Zugspannungen zugelassen sind, sieht die Situation völlig anders aus. Als Bruchkörper entwickeln sich viel kleinere, lokal sehr begrenzte Bruchkörper direkt an der Ortsbrust.

Werden nun die Bruchfiguren der Berechnungen mit aktivem Zugbruch-Kriterium näher betrachtet, zeigt sich in der Größe der entstehenden Bruchscholle eine Abhängigkeit vom effektiven Reibungswinkel φ'. Bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 20°$ entwickelt sich eine fast halbkugelförmige Bruchscholle vor der Ortsbrust. Mit zunehmen-

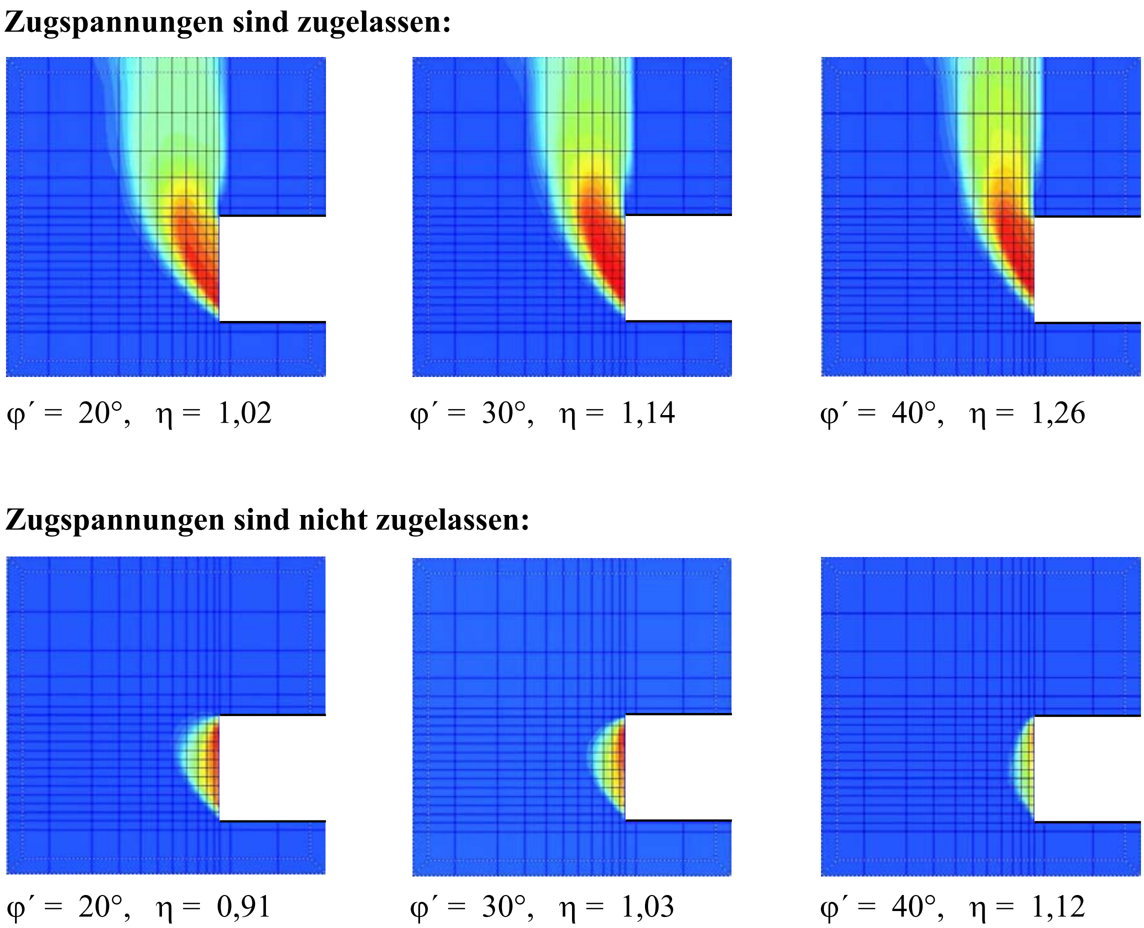


Abbildung 9.6: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums auf die Art des Verbruchs und die Standsicherheit η bei verschiedenen effektiven Reibungswinkeln und einer effektiven Kohäsion von $c' = 10kN/m^2$

dem effektiven Reibungswinkel wird diese Bruchscholle immer kleiner, bis sich schließlich bei einem effektiven Reibungswinkel von $\varphi' = 40°$ nur noch eine kleine schalenförmige Ablösungen an der Oberfläche der Ortsbrust ausbildet; d.h. ist der effektive Reibungswinkel im Verhältnis zur effektiven Kohäsion groß, bilden sich immer kleinere Ablösungen an der Ortsbrust.

Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums zeigt sich nicht nur in der Entwicklung des Bruchkörpers, sondern spiegelt sich ebenfalls bei den berechneten Sicherheitsbeiwerten der Ortsbrust wieder. Bei den in Abbildung 9.6 vorgestellten Berechnungsbeispielen liegen die berechneten Sicherheitsbeiwerte, wenn Zugspannungen zugelassen werden, um etwa 10% über den Sicherheitsbeiwerten der Berechnungen mit aktivem Zugbruch-Kriterium. Dies ist sowohl für $\varphi' = 20°$, $\varphi' = 30°$ als auch bei $\varphi' = 40°$ der Fall. Die Differenz von 10% der berechneten Sicherheitsbeiwerte wird auch durch das grundlegend unterschiedliche Bruchbild der Berechnungen (mit bzw. ohne aktivem Zugbruch-Kriterium) unterstrichen.

Bei der Betrachtung der berechneten Sicherheitsbeiwerte fällt zunächst auf, dass für einen effektiven Reibungswinkel $\varphi' = 20°$ ein Sicherheitsbeiwert $\eta < 1$ berechnet wird. Hierzu

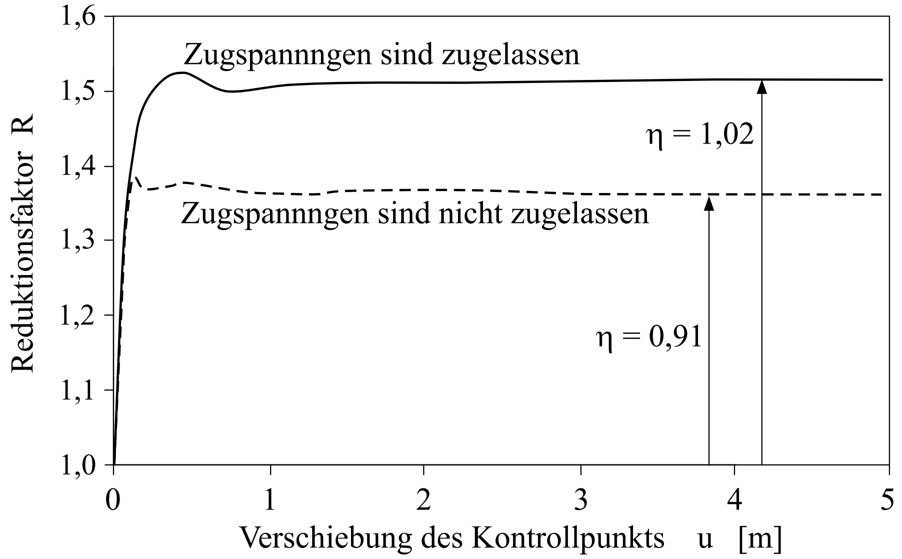


Abbildung 9.7: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums bei einem Tunnel mit $d = 0$ bei einer ungestützten Ortsbrust (Berechnungen für $\varphi' = 20°$). Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

soll eine erklärende Anmerkung gemacht werden. Eine numerische Standsicherheitsberechnung ist nur möglich, wenn vor der $\varphi - c - Reduktion$ die Ortsbrust standsicher ist, was im Fall eines effektiven Reibungswinkels $\varphi' = 20°$ nicht der Fall war. Aus diesem Grund wurde vor der Berechnung die Scherfestigkeit über die Parameter $\tan \varphi'$ und c' um den Faktor $1,5$ erhöht, so dass die Berechnung mit den Ausgangsparametern $\varphi' = 28,63°$ und $c' = 15kN/m^2$ durchgeführt wurde. Der daraufhin bei der $\varphi - c - Reduktion$ ermittelte Redukrionsfaktor muss anschließend wieder um den Faktor $1,5$ abgemindert werden, so dass sich der korrekte Sicherheitsbeiwert ergibt, der in diesem Fall dann $\eta < 1$ ist. Für diese beiden Berechnungen (mit und ohne aktivem Zugbruch-Kriterium) ist der Verlauf der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ im Diagramm in Abbildung 9.7 dargestellt. Beide Kurven haben vom Verlauf her den selben Charakter. Bei beiden Berechnungen nimmt zu Beginn der $\varphi - c - Reduktion$ der Reduktionsfaktor stetig zu und es stellt sich dann rasch ein stabiles Gleichgewicht ein, wobei bei gleichbleibendem Spannungszustand, d.h. auch bei konstantem Reduktionsfaktor, die Verformungen stetig zunehmen. Für die Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium ist dies bei $R \approx 1,36$, bei deaktivem Zugbruch-Kriterium bei $R \approx 1,5$. Bezogen auf einen effektiven Reibungswinkel $\varphi' = 20°$ und eine effektive Kohäsion $c' = 10kn/m^2$ ergeben sich dann die Sicherheitsbeiwerte zu $\eta = 1,02$ bzw. zu $\eta = 0,91$.

Für die Berechnungen mit $\varphi' = 30°$ und mit $c' = 10kN/m^2$ sind die Verläufe der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ in Abbildung 9.8 dargestellt, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit nur ein Teil der Kurven dargestellt ist. Die Kurven wurden an einem Punkt abgeschnitten, bei dem die Kurven horizontale Verläufe annehmen und ein Gleichgewichtszustand gefunden wurde; d.h. bei konstantem Reduktionsfaktor die Verschiebun-

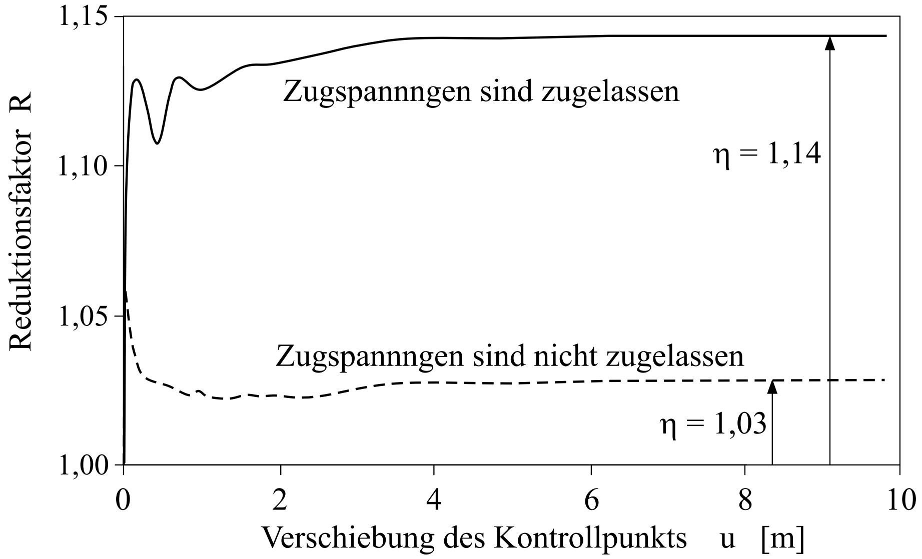


Abbildung 9.8: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums bei einem Tunnel mit $d = 0$ bei einer ungestützten Ortsbrust (Berechnungen mit $\varphi' = 30°$). Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

gen stetig zunehmen. Grundsätzlich haben die Kurven einen ähnlichen Charakter, wie diejenigen der vorigen Berechnungen aus Abbildung 9.7. Die anfänglichen Oszillationen im Kurvenverlauf der Berechnung mit inaktivem Zugbruch-Kriterium zeigt auf, dass bei den entsprechenden Reduktionsfaktoren kein stabiler Gleichgewichtszustand gefunden werden konnte. Auf einem verhältnismäßig hohen Niveau, bei einem Reduktionsfaktor von $1,14$, wird dann ein gleichbleibender Spannungszustand gefunden und der Kurvenverlauf geht in die Horizontale über. Der berechnete Sicherheitsbeiwert ergibt sich zu $\eta = 1,14$. Werden hingegen im Boden keine Zugspannungen zugelassen, dann wird eine um etwa 10% geringere Sicherheit berechnet. Der Reduktionsfaktor wird zunächst bis etwa $1,06$ erhöht und fällt daraufhin wieder stark ab, bis bei $1,03$ ein Gleichgewichtszustand gefunden, und ein horizontaler Kurvenverlauf zu verzeichnen ist. Der Verlauf der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ für die Berechnungen mit $\varphi' = 40°$ ist in Abbildung 9.9 dargestellt und ist mit der zuvor beschriebenen Berechnung für $\varphi' = 30°$ vergleichbar. Lediglich kann, bedingt durch den größeren effektiven Reibungswinkel, die Scherfestigkeit um einen größeren Faktor R reduziert werden. Es ergibt sich für die Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium $\eta = 1,10$, werden Zugspannungen zugelassen berechnet man mit der FEM $\eta = 1,26$.

Der Unterschied der berechneten Sicherheitsbeiwerte von 10% ist bei all den vorgestellten Beispielen dadurch zu begründen, dass sich als *schwächstes Glied der Kette* bei den Berechnungen mit aktivem Zugbruch-Kriterium lokale Ablösungen des Bodens an der Ortsbrust ergeben. Dies ist bei den Berechnungen mit zugelassenen Zugspannungen nicht der Fall; hier stellt sich ein kaminartiger Bruchkörper ein, da durch die möglichen Zugspannungen keine oberflächennahen Ablösungen des Bodens von der Ortsbrust entstehen können.

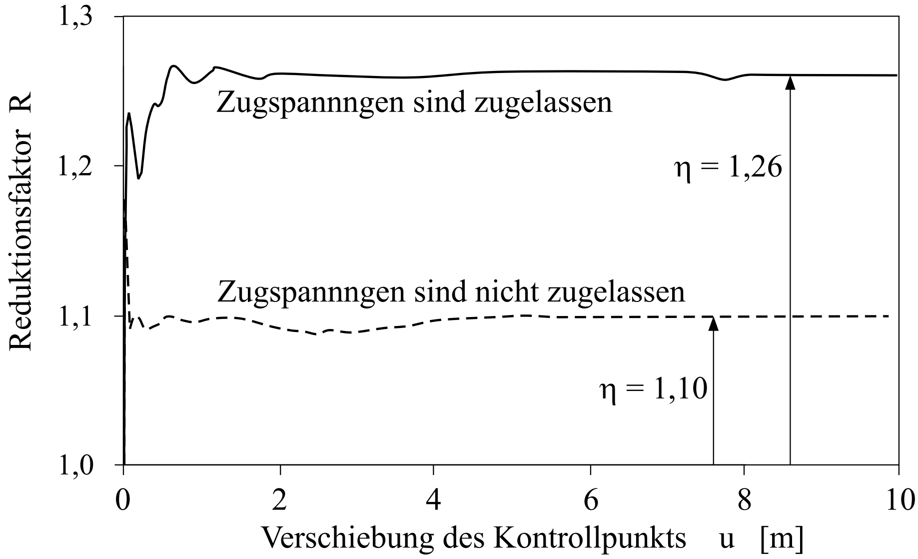


Abbildung 9.9: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums bei einem Tunnel mit $d = 0$ bei einer ungestützten Ortsbrust (Berechnungen mit $\varphi' = 40°$). Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

Während in den vorangegangenen Beispielen immer von einem Tunnel mit Kreisquerschnitt und einer Abschlagslänge $d = 0$ ausgegangen wurde, soll nun abschließend ein Kalottenvortrieb mit einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$ betrachtet werden. Die vorgetriebene Kalotte hat eine Querschnittsfläche von $44,2m^2$ und die Überdeckung des Tunnels an dessen Firste beträgt $9m$. Zur Untersuchung des Einflusses des Zugbruch-Kriteriums wird von homogenen Baugrundverhältnissen ausgegangen. Dabei hat der Boden eine effektive Kohäsion $c' = 20kN/m^2$, einen effektiven Reibungswinkel $\varphi' = 30°$ und eine Wichte von $\gamma = 21kN/m^3$. Der betrachtete Tunnel entspricht dem Rennsteig-Tunnel und wird in der abschließenden Fallstudie (Kapitel 10) noch ausführlich behandelt.
Die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchung zeigt Abbildung 9.10 in Form der inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand als dunkle und graue Schattierungen. Die Sicherheit wurde, wie auch in den vorigen Beispielen, mit Hilfe einer numerischen $\varphi - c - Reduktion$ ermittelt. Dargestellt ist in Abbildung 9.10a) die Bruchfigur der Berechnung, wobei im Baugrund Zugspannungen zugelassen sind, Abbildung 9.10b) zeigt das Resultat für die Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium. Eindeutig ist zu erkennen, dass sich die Bruchkörper nur sehr wenig unterscheiden. Obwohl bei diesen Berechnungen kein Stützdruck auf die Ortsbrust aufgebracht ist, ergibt sich in beiden Fällen ein kaminartiger Verbruch; d.h. durch die Abschlagslänge von $d = 1,5m$ ergeben sich nicht die lokalen Ablösungen als *schwächstes Glied der Kette*, sondern die Abschlagslänge d wirkt als Auslöser für den kaminartigen Verbruch. Die Vergleichbarkeit der Bruchkörper spiegelt sich auch in den berechneten Sicherheitsbeiwerten wieder. Während bei der Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium eine Sicherheit für die Ortsbrust von $\eta = 1,30$ berechnet wurde, ist der Sicherheitsbeiwert bei erlaubten Zugspannungen $\eta = 1,33$. Dies ergibt

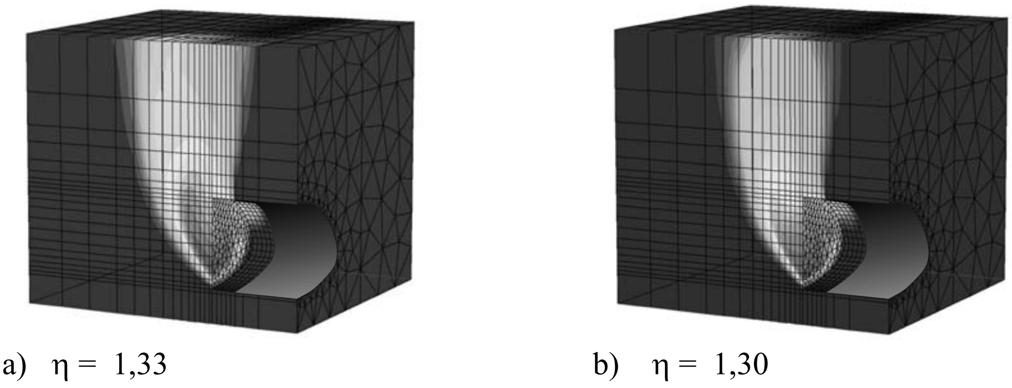


Abbildung 9.10: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums auf die Standsicherheit η bei einem Kalottenvortrieb ($d = 1,5m$); a) Zugspannungen sind zugelassen; b) Zugspannungen sind nicht zugelassen

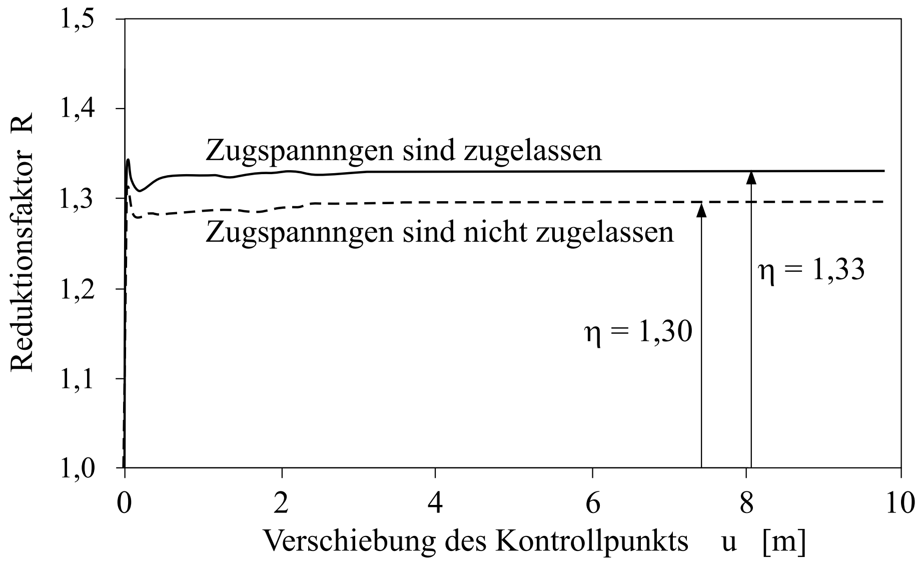


Abbildung 9.11: Einfluss des Zugbruch-Kriteriums für einen Tunnel im Kalottenvortrieb mit $d = 1,5m$. Entwicklung des Reduktionsfaktors R während der $\varphi - c - Reduktion$

für die Ortsbruststandsicherheit lediglich einen Unterschied von etwa $2,5\%$. Der Verlauf der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ ist in Abbildung 9.11 dargestellt, wobei aus Gründen der Übersichtlichkeit wiederum nur ein Ausschnitt der Kurven gezeigt wird. Der Verlauf der beiden Kurven zeigt eine deutliche Übereinstimmung der Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium sowie der Berechnung wobei Zugspannungen im Baugrund zugelassen sind. Die Scherfestigkeit kann in beiden Fällen um den Faktor von etwa $R = 1,3$ reduziert werden. Ab diesem Reduktionsfaktor nehmen die Kurven einen horizontalen Verlauf an, der für die Berechnung mit aktivem Zugbruch-Kriterium etwas niedriger ist, als für die Berechnung, wobei Zugspannungen zugelassen sind.
Die vorgestellten Beispiele geben einen Einblick in die Bedeutung des Zugbruch-Kriteriums bei der Berechnung der Ortsbruststandsicherheit. Grundsätzlich ist festzustellen, dass bei

einem aktiven Zugbruch-Kriterium niedrigere Sicherheitsbeiwerte berechnet werden, als bei zulässigen Zugspannungen. Dies ist für alle Berechnungen festzustellen. Abhängig vom jeweiligen Randwertproblem tritt jedoch der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums unterschiedlich stark in Erscheinung. Es ist festzustellen, dass sich für den Tunnel in kohäsivem Boden mit $c' = 10KN/m^2$ bei einer ungestützten Ortsbrust mit einer Abschlagslänge $d = 0$ mit etwa 10% die größten Differenzen ergeben. Wird andererseits der Tunnel mit einer aktiv gestützten Ortsbrust vorgetrieben, dann werden die lokalen Ablösungen an der Ortsbrust unterdrückt, so dass der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums quasi vernachlässigt werden kann. Vom Charakter her gleiche Bruchkörper entwickeln sich im Fall des Kalottenvortriebs mit einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$. Das Zugbruch-Kriterium bewirkt hier keine lokalen Oberflächenablösungen des Bodens, wie diese bei einer ungestützten Ortsbrust mit einer Abschlagslänge $d = 0$ entstehen. Es ergibt sich jedoch für den Bruchdruck eine Differenz von etwa $2,5\%$.
Abschließend bleibt zu resümieren, dass der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums für die Standsicherheit der Ortsbrust insgesamt einen komplexen Sachverhalt darstellt. Die vorgestellten Untersuchungen sollten dies anhand einiger typischer Beispiele verdeutlichen. Eine tiefergreifende Untersuchung zum Einfluss des Zugbruch-Kriteriums ist in der vorliegenden Arbeit nicht vorgesehen. Diese Studie soll vielmehr den Anreiz geben, die aufgeworfenen Fragestellungen in zukünftigen Forschungsarbeiten weiter zu untersuchen und quantitativ zu erfassen.

Kapitel 10: Fallstudie Rennsteigtunnel

10.1 Einführung

Der Neubau der Bundesautobahn A71 Erfurt - Schweinfurt, im Auftrag der Bundesrepublik Deutschland, ist Bestandteil des *Verkehrsprojektes Deutsche Einheit Nr. 16*. Unter besonderer Berücksichtigung des Umwelt- und Landschaftsschutzes wird bei diesem Neubauprojekt der Thüringer Wald durchquert. Von der insgesamt $19,6km$ langen Kammquerungsstrecke durch den Thüringer Wald verlaufen 64% in Tunnels ($12,6km$), 29% ($5,6km$) über profiliertes Gelände und 7% über Brücken ($1,4km$). Die vorwiegend untertage führende Trasse besteht aus vier 2-spurigen Tunnelbauwerken, wobei der Rennsteigtunnel mit $7,9km$ Länge der längste Straßentunnel Deutschlands ist. Seit August 1998 wurden die beiden Röhren des Rennsteigtunnels in der Spritzbetonbauweise (NÖT) vorgetrieben. Für den Vortrieb wurden rund 1000 Tonnen Sprengstoff benötigt, um die etwa $1,35$ Millionen Kubikmeter Ausbruchsmaterial zu lösen. Insgesamt wurden zirka $200.000m^3$ Spritzbeton und 6400 Ausbaubögen benötigt. Aus Sicherheitsgründen sind die beiden Tunnelröhren alle $600m$ durch Überfahrten für Rettungsfahrzeuge miteinander verbunden, im Abstand von $300m$ sind zusätzlich Querungen angebracht, die im Notfall als Fluchtwege dienen [40]. Ein Regelquerschnitt durch die beiden Tunnelröhren ist vereinfacht in Abbildung 10.2 dargestellt. Die Inbetriebnahme der Neubaustrecke ist für das Jahr 2003 geplant.

In der vorliegenden Fallstudie wird die Standsicherheit der Ortsbrust für eine der Tunnelröhren untersucht. Für die Untersuchung wurde aus der $7,9km$ langen Streckenführung der Bauabschnitt *Unterquerung des Bäckerbachtals* herangezogen, da dieser Bereich bau-

Abbildung 10.1: Portalbereich des Rennsteigtunnels

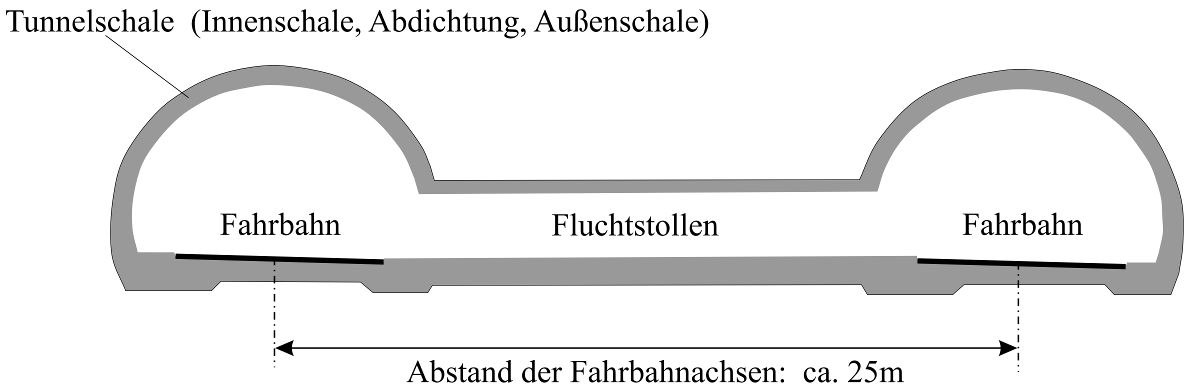


Abbildung 10.2: Regelquerschnitt des Rennsteigtunnels (vereinfacht nach [49])

Abbildung 10.3: Ortsbrustaufnahme bei der Unterquerung des Bäckerbachtals

technisch als sehr interessant gilt (in Abbildung 10.4 durch einen Kreis markiert). Der Vortrieb des Rennsteigtunnels erfolgte in Teilausbrüchen. Abhängig von der vorherrschenden geologisch-geotechnischen Situation wurden beim Bau des Tunnels entsprechend große Vortriebsquerschnitte gewählt. Im Bereich des Bäckebachtals erfolgte, nach einer vorauseilenden Kalotte mit einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$, der Vortrieb von Strosse bzw. Sohle. Die Kalotte hat in diesem Bereich bei einer Höhe von $5,3m$ und einer Breite von $11,5m$ eine Querschnittsfläche von $44,2m^2$. In diesem Streckenabschnitt beträgt die Überdeckung des Tunnels etwa $9m$. Eine Aufnahme der Ortsbrust bei der Unterquerung des Bäckerbachtals zeigt Abbildung 10.3. Zu sehen ist weiterhin die bewehrte Spritzbeton-Schale mit Ausbaubögen, die durch Anker gesichert ist. Bei der nachfolgenden Standsicherheitsuntersuchung wird ausschließlich der Kalottenvortrieb betrachtet. Für den Vortrieb von Strosse und Sohle ergibt sich ein Böschungsbruch als Versagenskriterium, der aber weniger kritisch ist. Bei Bedarf können die Böschungen entsprechend flach erstellt werden um dadurch die Standsicherheit zu gewährleisten.

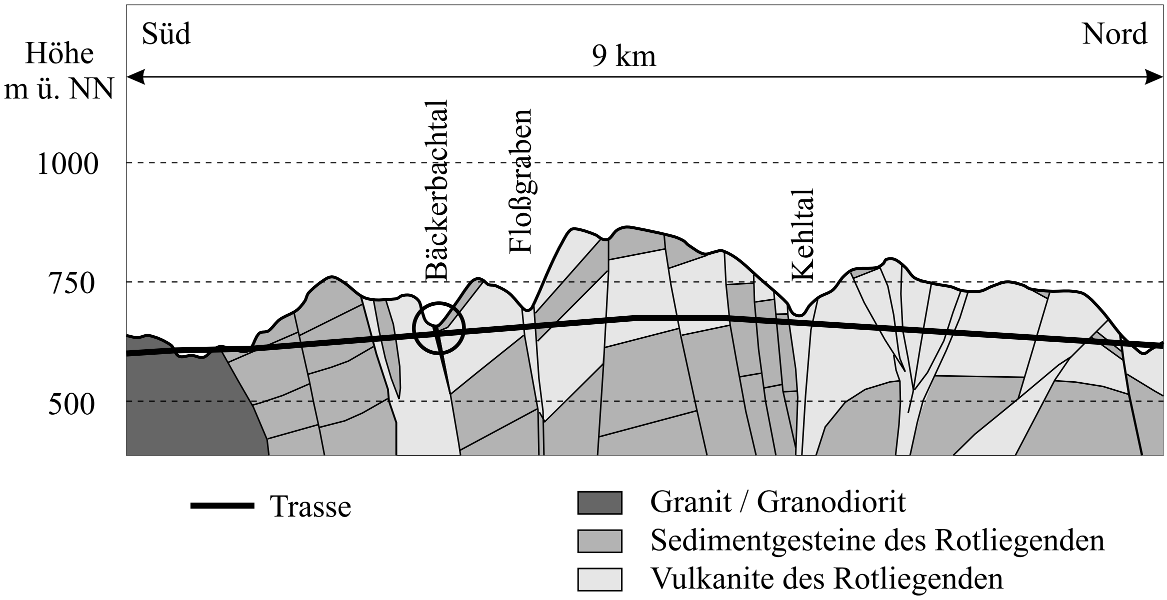


Abbildung 10.4: Geologischer Längsschnitt (vereinfacht) entlang der Trassenführung des Rennsteigtunnels (nach [49])

10.2 Geologie und Baugrundmodell

Die Tunneltrasse der Kammquerungsstrecke *Thüringer Wald* erschließt ein geologisches Querprofil durch das Permokarbon des mittleren Thüringer Waldes. Im Bereich des Rennsteigtunnels sind dies vorwiegend Ablagerungen des Rotliegenden und des jüngsten Oberkarbons (oberes Stefan). Ein vereinfachtes geologisches Längsprofil entlang der Tunneltrasse ist in Abbildung 10.4 dargestellt. Bereichsweise liegt großflächig das Grundgebirge mit seinen Graniten und Granodioriten frei. Die Sedimentgesteine des Rotliegenden im Bereich des Rennsteigtunnels sind den *Oberhöfer Schichten* sowie den *Goldlauterer Schichten* zuzuordnen und decken das gesamte Korngrößenspektrum von groben Konglomeraten[1] über Arkosesandsteine[2] bis hin zu schiefrigen Tonsteinen ab. Die anzutreffenden Rotliegendvulkanite sind dem Oberhöfer Rhyolithkomplex[3] zuzuordnen [79]. Von Bedeutung für den Bau des Rennsteigtunnel sind vor allem die Bereiche Kehltal, Floßgraben und Bäckerbachtal, da hier große tektonische Störungszonen durchfahren werden und deswegen von weniger standfestem Gebirge ausgegangen werden muss. In den anderen Abschnitten der Trasse führt der Tunnel überwiegend durch felsigen, ungestörten Baugrund, in dem die Standsicherheit der Ortsbrust nicht gefährdet ist.
Das Baugrundmodell entlang der Tunneltrasse für die Unterquerung des Bäckebachtals

[1] Ein Konglomerat ist ein diagenetisch verfestigter Schotter, dessen Geröllkomponenten deutlich zugerundet sind [50].

[2] Ein Arkosesandstein ist ein Sandstein, der über 25% an Feldspatkomponenten enthält und keine feinkörnige, tonige Matrix besitzt [48, 50].

[3] Ein Rhyolith ist von der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung als Ergußäquivalent der Granite definiert [48].

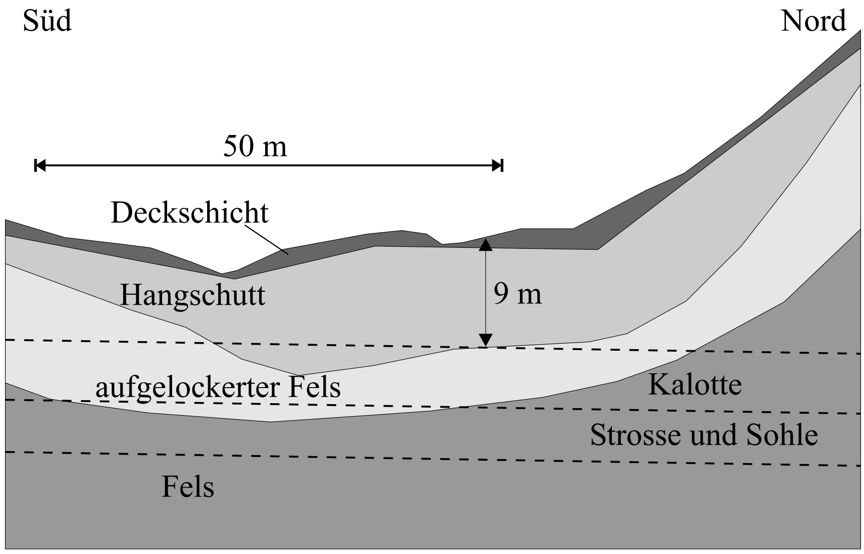


Abbildung 10.5: Baugrundmodell im Bereich Bäckerbachtal

ist in Abbildung 10.5 in einem Längsschnitt dargestellt. Insgesamt wird der Baugrund im untersuchten Streckenabschnitt in die vier Schichten *Deckschicht*, *Hangschutt*, *aufgelockerter Fels* und *Fels* untergliedert. Die Mächtigkeiten der einzelnen Schichten variieren entlang der Streckenführung, so dass entsprechend dem Verlauf der Schichtgrenzen für den Kalottenvortrieb mehrere Einzelberechnungen durchgeführt werden müssen. Zunächst wird davon ausgegangen, dass der Kalottenvortrieb in homogenem Baugrund erfolgt, anschließend wird der Vortrieb bei geschichtetem Baugrund betrachtet.

10.3 Vortrieb in homogenem Baugrund

Für den Kalottenvortrieb des Rennsteigtunnels in homogenem Baugrund wurden bereits in Unterkapitel 9.3 Berechnungen vorgestellt. Einen Querschnitt des Tunnels unter Angabe der Scherparameter des Bodens zeigt Abbildung 10.6. Für den Vortrieb in aufgelockertem Fels wurde bei einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$ der Sicherheitsbeiwert mit Hilfe einer numerischen $\varphi - c - Reduktion$ bei aktivem Zugbruch-Kriterium zu $\eta = 1,3$ bestimmt. Bei einer vollständig ausgekleideten Kalotte mit $d = 0$ ergibt sich der Sicherheitsbeiwert zu $\eta = 1,31$. Die Betrachtung der berechneten Sicherheitsbeiwerte mag zu dem Eindruck führen, dass der Einfluss der Abschlagslänge d gering ist. Zwar werden mit $\eta = 1,3$ bzw. $\eta = 1,31$ fast die gleichen Werte für η ermittelt, jedoch ergibt sich für die beiden Fälle ein völlig unterschiedliches Bruchbild. In Abbildung 10.7 sind die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand als helle und graue Schattierungen dargestellt. Für den Fall mit einer Abschlagslänge $d = 1,5m$ ergibt sich ein kaminartiger Verbruch bis an die Geländeoberfläche und für den vollständig ausgekleideten Tunnel ergibt sich ein lokaler Verbruch an der Ortsbrust mit schalenförmigen Ablösungen des Bodens.
Unter Verwendung von Gleichung 8.11 kann der Sicherheitsbeiwert η ermittelt werden,

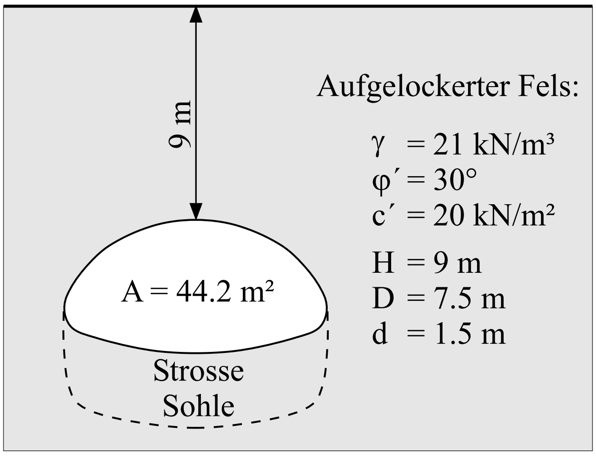
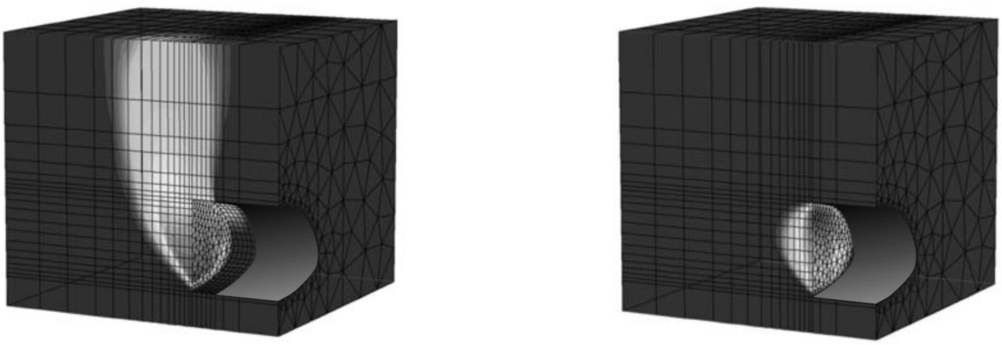


Abbildung 10.6: Kalottenvortrieb des Rennsteigtunnels in homohenem Baugrund



a) d = 1,5 m η = 1,30 b) d = 0 η = 1,31

Abbildung 10.7: Kalottenvortrieb des Rennsteigtunnels in homohenem Baugrund

wenn aus der Querschnittsfläche der Kalotte der Durchmesser eines flächengleichen Kreisquerschnitts bei der Berechnung verwendet wird. Bei einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$ ergibt sich $\eta = 1,36$, bei $d = 0$ wird $\eta = 1,4$ berechnet und liegen damit etwas über den Resultaten der numerischen $\varphi - c - Reduktion$. Für $d = 1,5m$ liegt die Differenz bei 4%, für $d = 0$ ergibt sich eine Abweichung von 6%. Zwar liegen die mit Gleichung 8.11 bestimmten Sicherheiten etwas über denen der numerischen $\varphi - c - Reduktion$, jedoch können auch die mit der Gleichung erzielten Ergebnisse als eine erste rasche Beurteilung für die Ortsbruststabilität verwendet werden. Die mit Hilfe von Gleichung 8.11 berechneten Ergebnisse können weiterhin dazu verwendet werden, die Resultate der numerischen Berechnungen auf Plausibilität zu kontrollieren.

Bei dem betrachteten Querschnitt des Rennsteigtunnels ist die normierte Überdeckung mit $H/D = 1,2$ relativ gering. In solch einem Fall stellt sich die Frage, ob die Standsicherheit der Ortsbrust von dieser geringen Überdeckung beeinflusst wird, oder nicht. Deswegen wurde eine weitere Berechnung durchgeführt, bei der die Tunnelüberdeckung $H = 4D$ und die Abschlagslänge $d = 1,5m$ genommen wurde. Die numerische $\varphi - c - Reduktion$ ergibt auch in diesem Fall eine Sicherheit $\eta = 1,31$. Die Übereinstimmung der

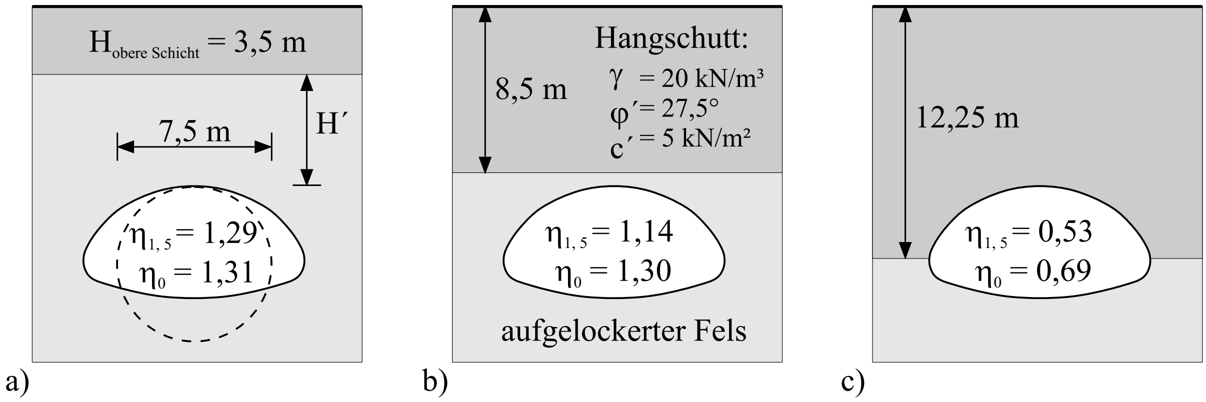


Abbildung 10.8: Verschiedene Bodenprofile für den Rennsteigtunnel mit den jeweils berechneten Sicherheiten

Ergebnisse kann durch die Ergebnisse aus Abbildung 5.16 in Abschnitt 5.4.2 erklärt werden. Für effektive Reibungswinkel $\varphi' \geq 25°$ ergibt sich eine Unabhängigkeit des Bruchdrucks von der Tiefe bei einer Überdeckung von $H > D$.

10.4 Vortrieb in geschichtetem Baugrund

Anstatt wie in Unterkapitel 10.3 einen Tunnelvortrieb in homogenem Baugrund zu betrachten, wird nun das Hauptaugenmerk auf den Vortrieb in geschichtetem Baugrund gelegt. Es wird bei dieser Untersuchung wiederum der Kalottenvortrieb des Rennsteigtunnels bei der Unterquerung des Bäckerbachtals betrachtet. Die geologisch-geotechnische Situation ergibt sich wie dargestellt in Abbildung 10.5, wobei für die numerischen Berechnungen die Schichten Hangschutt und Deckschicht als eine Einheit mit den geotechnischen Eigenschaften des Hangschutts betrachtet werden. Auf der Südseite des Bäckerbachtals (linker Bildrand in Abbildung 10.5) verläuft die Kalotte ausschließlich in aufgelockertem Fels, der Schichtwechsel zum Hangschutt verläuft etwa $5,5m$ über der Tunnelfirste. Es ergibt sich für den Kalottenvortrieb das in Abbildung 10.8a) dargestellte Berechnungsmodell. Entlang der Tunneltrasse nach Norden, zur Talmitte hin, sinkt die Schichtgrenze zwischen Hangschutt und aufgelockertem Fels immer weiter ab. Es ergibt sich für die Untersuchung zum einen die Situation, wobei die Schichtgrenze unmittelbar über der Tunnelfirste verläuft, wie dargestellt in Abbildung 10.8b), sowie der Fall, dass die Schichtgrenze auf etwa halber Höhe des Kalottenquerschnitts liegt (Abbildung 10.8c)). Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass der Hangschutt einen etwas niedrigeren effektiven Reibungswinkel φ' und eine deutlich kleinere effektive Kohäsion c' als der aufgelockerte Fels hat. Die geotechnischen Daten der Bodenschichten sind für den aufgelockerten Fels in Abbildung 10.6, die für den Hangschutt in Abbildung 10.8 angegeben.

Da die entwickelte Bruchdruckformel (Gleichung 5.3) für homogenen Baugrund entwickelt wurde, wurden die Sicherheiten für alle drei Fälle aus Abbildung 10.8 mit Hilfe einer numerischen $\varphi - c - Reduktion$ ermittelt. Berechnungen wurden sowohl für eine Abschlagslänge von $d = 1,5m$ durchgeführt, als auch für vollständig ausgekleidete Tunnelröhren mit $d = 0$. Die berechneten Sicherheiten sind in Abbildung 10.8 aufgeführt und zeigen dabei einen logischen Zusammenhang auf: Je weiter die Schichtgrenze zwischen Hangschutt und aufgelockertem Fels absinkt, d.h. auch die *schwächere Schicht Hangschutt* in den direkten Bereich der Ortsbrust fällt, desto geringere Sicherheiten werden berechnet. Verdeutlicht wird dieser Sachverhalt auch durch Abbildung 10.9. Hier sind die berechneten Sicherheiten in Abhängigkeit von der effektiven normierten Überdeckung H' dargestellt:

$$H' = H - H_{obereSchicht} \tag{10.1}$$

wobei H die Überdeckung des Tunnels an dessen Firste ist und $H_{obereSchicht}$ die Mächtigkeit der oberen Schicht darstellt. Abbildung 10.9 bringt den starken Einfluss des Verlaufs der Schichtgrenze auf die Standsicherheit sehr deutlich zum Ausdruck. Für Werte von $H' > 0$ verläuft die Schichtgrenze über der Tunnelfirste, nimmt H' einen negativen Wert an, dann verläuft die Schichtgrenze unterhalb der Tunnelfirste. Zunächst sei der Kurvenverlauf für eine Abschlagslänge $d = 1,5m$ betrachtet. Bei kleinen relativen Überdeckungen des Tunnels H' ist die Sicherheit sehr stark von dieser Überdeckung abhängig; wird die relative Überdeckung $H' \geq D$, dann nimmt der Sicherheitsfaktor einen konstanten Wert an, so dass die Standsicherheit der Ortsbrust nicht mehr von der hangenden Schicht beeinflusst wird. Dieser Sachverhalt ist in voller Übereinstimmung mit den Erkenntnissen aus Abbildung 5.16 in Abschnitt 5.4.2. In diesem Fall kann dann die Sicherheit η auch mit der Bruchdruckformel berechnet werden. Bei kleineren effektiven Überdeckungen hat der *weniger scherfeste* Hangschutt noch einen Einfluss auf die Standsicherheit, so dass in diesen Fällen die Bruchdruckformel nicht verwendet werden sollte.
Für den Fall einer vollständig gesicherten Kalotte mit $d = 0$ ergibt sich eine ähnliche Situation wie für $d = 1,5m$, jedoch ist bei einer absinkenden Schichtgrenze ein deutlicher Rückgang des Sicherheitsbeiwerts erst zu beobachten, wenn die Schichtgrenze auf Höhe des Vortriebsquerschnitts verläuft. Liegt die Schichtgrenze über der Tunnelfirste, so hat die hangende Schicht keinerlei Einfluss auf η. Dies liegt daran, dass sich für $d = 0$ bei der numerischen $\varphi - c - Reduktion$ eine lokal sehr begrenzte Bruchscholle vor der Ortsbrust ergibt. Die Ausbildung dieser lokalen Bruchscholle wird in wesentlich geringerem Maße durch die über der Firste liegende Schicht beeinflusst. Im Unterschied dazu bildet sich für $d = 1,5m$ ein kaminartiger Verbruch aus (siehe Abbildung 10.7), so dass in diesem Fall der Bruchkörper durch die Schicht im Hangenden beeinflusst wird.
Der Einfluss von Schichten mit unterschiedlicher Scherfestigkeit kommt sehr deutlich zum Ausdruck, wenn die Schichtgrenze auf Höhe des Vortriebsquerschnitts liegt. Hierzu sei die Situation aus Abbildung 10.8c) mit einer Abschlagslänge $d = 1,5m$ betrachtet, wobei die Schichtgrenze etwa auf halber Höhe des Vortriebsquerschnitts verläuft. Es ergibt sich mit einem Sicherheitsbeiwert von $\eta = 0,53$, dass die Ortsbrust nicht standsicher ist. Der berechnete Bruchdruck ist $p_f = 9,5kN/m^2$. In Abbildung 10.10 sind in einem Querschnitt und einem Längsschnitt die inkrementellen Verschiebungen im Bruchzustand in

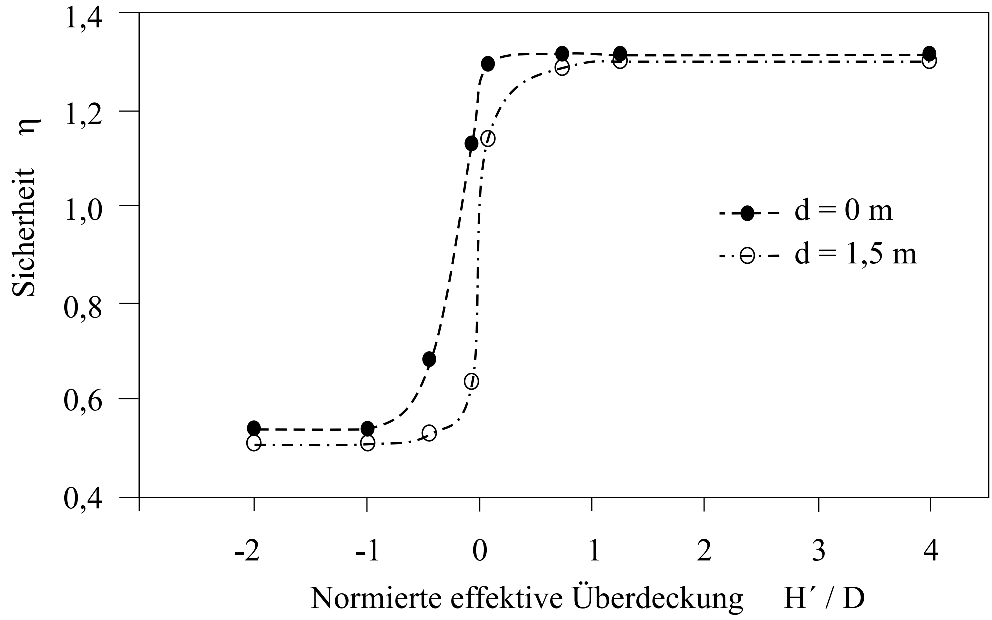


Abbildung 10.9: Der Standsicherheitsfaktor als Funktion der effektiven Tunnelüberdeckung

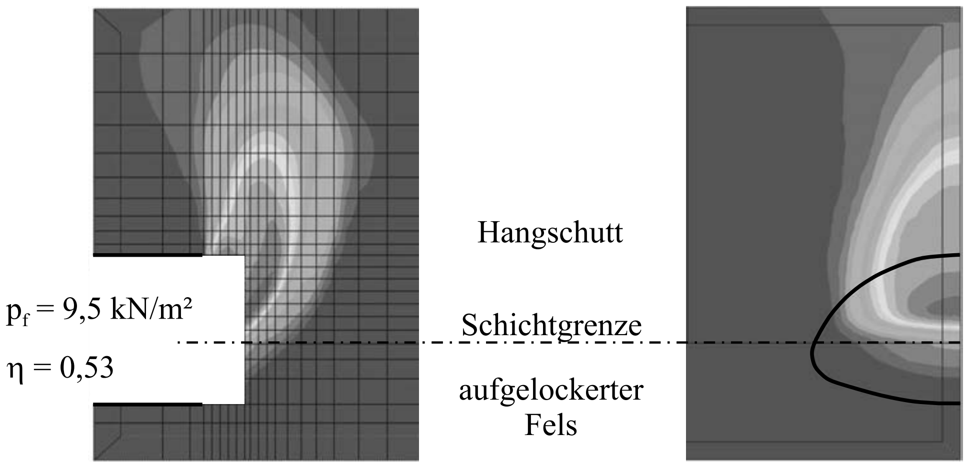


Abbildung 10.10: Inkrementelle Verschiebungen im Bruchzustand. Ein lokaler Verbruch bildet sich in der oberen Bodenschicht aus ($d = 1,5m$)

hellen und grauen Schattierungen dargestellt. Aus dieser Darstellung kommt sehr deutlich zum Ausdruck, dass sich der Bruchkörper ausschließlich in der oberen Schicht mit einer niedrigeren Scherfestigkeit ausbildet. Der Bruchkörper ist dadurch auch nur auf die obere Hälfte des Kalottenquerschnitts begrenzt.

Es stellt sich nun die Frage, ob für dieses Beispiel der Sicherheitsbeiwert η bzw. der Bruchdruck p_f auch mit Hilfe der vorgestellten Formeln berechnet werden kann. Hierzu ergeben sich drei verschiedene Herangehensweisen. Die erste Möglichkeit ist, den Bruchdruch bzw. den Sicherheitsbeiwert derart zu berechnen, dass von einem homogenen Baugrund ausgegangen wird, wobei die Bodenkennwerte der Schicht mit der niedrigeren Scherfestigkeit verwendet werden. Für das vorliegende Beispiel ergibt sich unter Verwendung der Daten des *Hangschutts* mit Gleichung 8.11 ein Sicherheitsbeiwert von $\eta = 0,52$ und mit Gleichung 6.2 ein Bruchdruck von $16,5kN/m^2$. Die mit den Formeln berechneten Ergebnisse für den Sicherheitsbeiwert und den Stützdruck zeigen zwar eine treffende Übereinstimmung mit den FE-Ergebnissen, jedoch scheint dies aufgrund des in Abbildung 10.10 beobachteten Bruchfigur eher zufällig, da sich der Verbruch nur über einen Teil des Vortriebsquerschnitts erstreckt. Mit dem Wissen um die Ausbildung des Bruchkörpers ergibt sich die zweite Möglichkeit den Bruchdruck sowie die Sicherheit der Ortsbrust zu berechnen, indem ausschließlich der Bereich des Vortriebsquerschnitts betrachtet wird, in dem der Verbruch stattfindet. Beim vorliegenden Beispiel liegt etwa die Hälfte des Vortriebsquerschnitts mit $22m^2$ in der Schicht *Hangschutt*. Wird nun, auf Grundlage dieser *relevanten Querschnittsfläche*, mit den vorgestellten Gleichungen eine Analyse durchgeführt, dann erhält man für den Sicherheitsbeiwert $\eta = 0,64$ und für den Bruchdruck $9,3kN/m^2$. Die dritte Möglichkeit die Formeln bei geschichtetem Baugrund anzuwenden besteht darin, bei gegebenem Vortriebsquerschnitt entsprechend der Fläche des anstehenden Bodens vor der Ortsbrust, die Scherparameter zu mitteln. Für das gegebene Beispiel ergibt sich der gemittelte effektive Reibungswinkel zu $\varphi'_{gemittelt} = 28,76°$ und die effektive Kohäsion zu $c'_{gemittelt} = 12,5kN/m^2$. Auf Grundlage dieser Parameter berechnet sich der Sicherheitsbeiwert zu $\eta = 0,96$ und der Bruchdruck zu $p_f = 1,5kN/m^2$. Die drei vorgestellten Herangehensweisen zur Berechnung des Bruchdrucks bzw. des Sicherheitsbeiwerts mit Hilfe der Gleichungen 6.2 und 8.11 haben alle einen einleuchtenden Hintergrund, jedoch zeigt sich eine große Divergenz der Ergebnisse, wobei man das treffendste Ergebnis erhält, wenn die Sicherheit bzw. der Bruchdruck über die *relevante Querschnittsfläche* (Möglichkeit 2) ermittelt wird. Die großen Unterschiede der Ergebnisse zeigen auf, dass die Verwendung der entwickelten Gleichungen bei inhomogenen Baugrundverhältnissen schwierig zu handhaben ist. In solchen Fällen ist dringend anzuraten, die Standsicherheitsanalyse mit Hilfe einer dreidimensionalen FE-Berechnung durchzuführen. Unter Zuhilfenahme der Gleichungen besteht dann anschließend die Möglichkeit, das Ergebnis der FE-Berechnung auf Plausibilität zu überprüfen. Ebenfalls können mit Hilfe der Gleichungen auch schon vor einer numerischen Analyse erste Tendenzen und Einschätzungen bezüglich der Ortsbruststabilität erfolgen.

Abschließend zu dieser Fallstudie bleibt anzumerken, dass der Rennsteig-Tunnel ohne größere Probleme fertiggestellt wurde. Die geologisch-geotechnische Situation bei der Unterquerung des Bäckerbachtals hat sich während des Vortriebs als wesentlich besser erwiesen als zuvor prognostiziert wurde, so dass der Vortrieb mit wenigen Sicherungsmaßnahmen aufgefahren werden konnte [24].

Kapitel 11: Zusammenfassung und Ausblick

Abschließend zu dieser Arbeit sollen die wesentlichen Inhalte und Aussagen zusammengefasst werden. Darüberhinaus wird ein Ausblick auf Themen zukünftiger Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Ortsbruststabilität gegeben. Dieser Ausblick soll als Anregung und Motivation dienen, die Forschung auf diesem überaus interessanten Fachgebiet weiter voranzutreiben.

11.1 Zusammenfassung der Forschungsergebnisse

Die Auswertung der in der Literatur dokumentierten Untersuchungen zeigt auf, dass bei der Standsicherheit der Ortsbrust grundsätzlich zwischen drainierten und undrainierten Bedingungen zu unterscheiden ist. Im Falle eines Baustops stellen sich drainierte Bedingungen ein und somit ist die drainierte Analyse immer relevant. Im drainierten Fall hat die Überdeckung des Tunnels nur einen geringen Einfluss auf die Ortsbruststabilität. Bei undrainierten Verhältnissen ist der Bruchdruck sowohl von der Überdeckung des Tunnels als auch von einer möglichen Auflast an der Geländeoberfläche abhängig. Für drainierte Bedingungen sind die in der Literatur gegebenen Beiwerte der Bruchdruckformel N_D und N_c nicht eindeutig, und zeigen teilweise sehr große Differenzen auf. Dies ist die Motivation zu dieser Forschung mit Anwendung der Finiten Elemente Methode.
Mit der Finiten Elemente Methode werden sehr realistische Ergebnisse berechnet. Dreidimensionale FE-Berechnungen für undrainierte Bedingungen zeigen eine hervorragende Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen von *Kimura & Mair* [31] (Abbildung 5.8). Für drainierte Verhältnisse ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit theoretischen Modellen (*Léca & Dormieux* [42] und *Krause* [39]) sowie mit experimentellen Daten von *Chambon & Corté* [15] und *Jancecz & Steiner* [28] (Abbildung 5.13). Weiterhin decken sich die vorgestellten zweidimensionalen FE-Berechnungen mit numerischen Grenzwertbetrachtungen von *Lyamin & Sloan* [44] und haben eine gute Übereinstimmung mit Resultaten von *Atkinson & Potts* [5] (Unterkapitel 7.2).
Die durchgeführten FE-Berechnungen zeigen, dass sich bei kleinen Abschlagslängen ein dreidimensionales Gewölbe an der Ortsbrust bildet. Hier ist der Bruchdruck für effektive Reibungswinkel $\varphi' \geq 20°$ vollständig unabhängig von der Tunnelüberdeckung. Bei ungesicherten Tunnelröhren ($d = \infty$) entsteht ein zweidimensionales Gewölbe; der Bruchdruck ist hier erst für $\varphi' > 25°$ ganz unabhängig von der Überdeckung.
Weitere Berechnungsergebnisse zeigen, dass sowohl der Erdruhedruckbeiwert K_0, der Dilatanzwinkel ψ, usw. keinen Einfluss auf den Bruchdruck ausüben. Außerdem wurde gezeigt, dass eine Flächenlast q an der Geländeoberfläche bei $\varphi' > 25°$ keinen Einfluss auf den Bruchdruck hat.
Auf Grundlage der vorigen FE Untersuchungen wurden einfache Entwurfsformeln ent-

wickelt, mit denen der Bruchdruck unter drainierten Bedingungen berechnet werden kann. Die Formeln haben ein Kohäsionsglied mit dem Kohäsionsbeiwert N_c und ein Geometrieglied mit dem Durchmesserbeiwert N_D. Der Einfluss der effektiven Kohäsion wurde auf Grundlage theoretischer Überlegungen erfasst und anhand numerischer Untersuchungen bestätigt, wobei der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums nicht berücksichtigt wurde. Der Durchmesserbeiwert N_D basiert auch auf numerischen Ergebnissen, ist jedoch für höhere effektive Reibungswinkel auch durch experimentelle Ergebnisse abgesichert.
Unter Verwendung des Sicherheitsbeiwerts nach Fellenius wurden die hergeleiteten Bruchdruckformeln entsprechend umformuliert, so dass mit ihnen der Sicherheitsbeiwert η berechnet werden kann. Darüber hinaus wurden Formeln präsentiert, mit denen für einen Tunnelvortrieb in Teilausbrüchen, der maximal mögliche Durchmesser D_f des Querschnitts ermittelt werden kann.
Für einen Schildvortrieb mit gestützter Ortsbrust wird gezeigt, dass mit den entwickelten Formeln der gleiche Sicherheitsbeiwert η berechnet wird, wie mit einer numerischen $\varphi - c - Reduktion$. In diesem Zusammenhang wurde argumentiert, dass bei einer gestützten Ortsbrust das Zugbruch-Kriterium keinen Einfluss auf das Ergebnis ausübt. Bei einer ungestützten Ortsbrust ergibt sich ein Einfluss des Zugbruch-Kriteriums. Für einen Tunnel ohne Abschlagslänge wurde ein bedeutender Einfluss gefunden; es ergab sich für die berechneten Sicherheitsbeiwerte eine Differenz von 10%. Bei einem Kalottenvortrieb mit einer Abschlagslänge von $d = 1,5m$ wurde ein sehr geringer Einfluss mit einer Differenz von $2,5\%$ gefunden. Der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums sollte in Zukunft weiter erforscht werden.
Für einen Tunnelvortrieb in geschichtetem Baugrund wird folgendes festgestellt: Bei unterschiedlicher Scherfestigkeit der Schichten, hat der Verlauf der Schichtgrenze einen maßgeblichen Einfluss auf den Sicherheitsbeiwert der Ortsbrust. Die Anwendung der Bruchdruckformeln erweist sich als schwierig. In diesem Fall ist deswegen anzuraten, die Ortsbruststabilität im Einzelfall mit Hilfe dreidimensionaler FE-Berechnung zu untersuchen. Unter Zuhilfenahme der vorgestellten Gleichungen besteht lediglich die Möglichkeit, das Ergebnis der FE-Berechnung auf Plausibilität zu überprüfen oder auch schon vor einer numerischen Analyse erste Tendenzen bezüglich der Ortsbruststabilität festzustellen.
Weiterhin konnte durch zweidimensionale FE-Berechnungen die Theorie des Gebirgstragrings nach *v. Rabcewicz* [53] nachgewiesen werden. Unter Verwendung eines höherwertigen Stoffgesetzes, wurde für einen flachliegenden Tunnel die Ausbildung einer Gebirgkennlinie mit wiederansteigendem Ast für den Bruchdruck berechnet. Für tieferliegende Tunnels wurde kein Wiederanstieg der Gebirgskennlinie festgestellt.

11.2 Ausblick auf zukünftige Forschungsarbeiten zum Thema Ortsbruststabilität

In der vorliegenden Arbeit wurde eine Vielzahl an Berechnungen und Ergebnissen zur Standsicherheit der Ortsbrust von Tunnels vorgestellt. Die Entwicklung einiger nützlicher Formeln zur Beurteilung des Bruchdrucks, der Standsicherheit und auch dem maximalen Ausbruchsquerschnitt bei einem Tunnelvortrieb in Teilausbrüchen wurde aufgezeigt. Dem Leser mag dabei der Eindruck entstehen, dass mit den gefundenen Erkenntnissen die Forschung auf dem Gebiet der Ortsbruststatik abgeschlossen sei. Dieser Eindruck sollte jedoch nicht entstehen. Die vorliegende Arbeit soll vielmehr als ein Mosaikstein in der Tunnelforschung verstanden werden und Grundlage zu weiteren Forschungsarbeiten sein, wie auch die in dieser Arbeit verwendete Literatur als Basis für die vorliegende Forschungsarbeit verstanden wurde.
Die Ideen und Fragestellungen, die sich während der Erstellung dieser Arbeit ergeben haben, werden nachfolgend aufgeführt und sollen Anreiz für weiterführende Forschung im Rahmen von Studienarbeiten, Diplomarbeiten oder auch Dissertationen geben.
Als erste Fragestellung ergibt sich der Einfluss des Zugbruch-Kriteriums. Auf den Einfluss des Zugbruch-Kriteriums wurde in der vorliegenden Arbeit mehrfach hingewiesen, sowie auch in Kapitel 9 ein erster Einblick in diese Thematik gegeben. Bei den vorgestellten Formeln zur Berechnung des Bruchdrucks p_f bzw. des Sicherheitsbeiwerts η ist dieser Einfluss noch nicht berücksichtigt. Zur quantitativen Erfassung des Zugbruch-Kriteriums ist es notwendig, einen neuen Kohäsionsbeiwert N_c zu entwickeln, der diesen Einfluss berücksichtigt.
Die vorliegende Arbeit befasst sich überwiegend mit der Standsicherheit der Ortsbrust unter drainierten Bedingungen. Ein erster Schritt zur Untersuchung der Ortsbruststabilität bei undrainierten Bedingungen erfolgte dadurch, dass Ergebnisse von *Jancsecz et al.* [28] für Tunnels ohne Abschlagslänge ($d = 0$) durch dreidimensionale FE-Berechnungen bestätigt werden konnten. Die Untersuchung des Einflusses der Abschlagslänge ($d > 0$) auf die Standsicherheit bei undrainierten Verhältnissen stellt sich hier als zukünftige Forschungsaufgabe.
Bislang wurden die numerischen Standsicherheitsuntersuchungen auf Grundlage des Mohr-Coulomb'schen Stoffgesetz durchgeführt, wobei hier Inhomogenitäten im Baugrund wie z.B. Klüftung oder Schieferung im Baugrund nicht berücksichtigt werden kann. Es ist davon auszugehen, dass solche Inhomogenitäten im Baugrund die Standsicherheit der Ortsbrust beeinflussen und deswegen in weiteren Forschungsarbeiten untersucht werden sollten. Genannt sei hier z.B. der Einfluss der räumlichen Ausrichtung von Kluftflächen in Bezug auf die räumliche Ausrichtung der Ortsbrust. Numerische Untersuchungen dahingehend können mit dem im Progamm PLAXIS 3D TUNNEL implementierten Stoffgesetz *Jointed Rock Model* durchgeführt werden.
Ein weiteres Forschungsthema im Bereich der Materialeigenschaften von Boden und Fels ist die Berücksichtigung von Entfestigungsprozessen im Baugrund. Dieser Entfestigungs-

prozess äußert sich vor allem in hochkohäsiven Böden und in weichem Fels, wobei die Scherfestigkeit, ausgehend von einem Spitzenwert, mit zunehmender Deformation auf einen Restwert abnimmt. In Zusammenhang mit dem Entfestigungsprozess kann sich für die Ortsbrust ein progressiver Bruch ergeben; d.h. mit zunehmender Deformation entfestigt der Boden vor der Ortsbrust immer weiter, woraus sich daraufhin wieder neue Deformationen ergeben. Von *Marcher* [47] wurden bezüglich der Standsicherheit der Ortsbrust erste zweidimensionale Untersuchungen angestellt, die jedoch in weiteren Forschungsarbeiten auf die räumliche Situation der Ortsbrust erweitert werden sollten.
Mit der Durchführung der vorliegenden Forschungsarbeit hat sich das für die dreidimensionalen Berechnungen verwendete FE-Programm PLAXIS stetig weiterentwickelt und neue Möglichkeiten eröffnet. Im Zeitraum dieser Forschungsarbeit war leider die Berücksichtigung von Grundwasserströmungen noch nicht möglich, dies soll jedoch in naher Zukunft der Fall sein. Wird ein Tunnel unterhalb des Grundwasserspiegels vorgetrieben, ergeben sich für die Ortsbrust destabilisierende Strömungskräfte durch das Wasser. Das Thema einer weiteren Forschungstätigkeit ergibt sich aus der Erfassung und Quantifizierung dieser destabilisierenden Wirkung des Wassers. Dabei sollte das Ziel sein, die vorgestellte Bruchdruckformel um diesen Einfluss auszubauen.
Eine weitere Fragestellung die sich ergibt, sind Maßnahmen zur Stabilisierung der Ortsbrust. In diesem Zusammenhang sollte z.B. untersucht werden, inwieweit eine zum Baugrund hin geneigte Ortsbrust deren Standsicherheit erhöht. Ebenso sollte der Einfluss von Sicherungsmaßnahmen wie z.B. ein Rohrschirm oder auch die Verwendung von Ortsbrustankern in Bezug auf die Stabilität der Ortsbrust genauer betrachtet werden.
In diesem abschließenden Ausblick wurden Fragestellungen aufgeführt, die sich bei der Erstellung der hier vorliegenden Forschungsarbeit ergeben haben und deren Lösung der gegebene Zeitrahmen nicht ermöglicht hat. Mit der Bearbeitung der genannten Forschungsthemen wird mit Sicherheit ein weiterer Mosaikstein auf dem Gebiet der Ortsbruststatik erstellt werden. Es ist jedoch davon auszugehen, dass auch diese neuen Forschungsarbeiten weiter neue Fragestellungen aufwerfen, die in Zukunft erforscht werden können.

Literaturverzeichnis

[1] ANAGNOSTOU, G.: Modelling seepage flow during tunnel excavation. In: *Proc. ISRM Internationonal Symposium - EUROCK 93, Safety and Environmental Issues in Rock Engineering* Bd. 1. Rotterdam : Balkema Verlag, 1993, S. 3–10

[2] ANAGNOSTOU, G.: Influence of tunnel excavation on hydraulic head. In: *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 19 (1995), S. 725–764

[3] ANAGNOSTOU, G. ; KOVÁRI, K.: The face stability of slurry-shield-driven tunnels. In: *Tunneling and Underground Space Technology, Elsevier Science Ltd, Amsterdam* 9 (1994), Nr. 2, S. 165–174

[4] ANAGNOSTOU, G. ; KOVÁRI, K.: Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. In: *Tunneling and Underground Space Technology, Elsevier Science Ltd, Amsterdam* 11 (1996), Nr. 2, S. 165–173

[5] ATKINSON, J. H. ; MAIR, R. J.: Soil mechanics aspects of soft ground tunneling. In: *Ground Engineering* 14 (1981), Nr. 5, S. 20–38

[6] ATKINSON, J. H. ; POTTS, D. M.: Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. In: *Géotechnique* 27 (1977), Nr. 2, S. 203–215

[7] BÄPPLER, K.: *Persönliche Korrespondenz mit der Firma Herrenknecht AG, Schwanau*. 2003

[8] BATHE, K.-J.: *Finite-Elemente-Methode*. Berlin : Springer-Verlag, 1986

[9] BAUMANN, Th. ; STERNATH, R. ; SCHWARZ, J.: Face stability of tunnels in soft rock - Possibilities for the computational analysis. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg* Bd. 3. Rotterdam : Balkema Verlag, 1997, S. 1389–1392

[10] BEZUIJEN, A. ; MESSEMAECKER-VAN DE GRAF, C.A.: Stabiliteijt van het graaffront bij vloeistofondersteuning / Boren Tunnels en Leidingen. 1997 (33). – Technical Report

[11] BRINKGREVE, R. B. J. ; BAKKER, H. L.: Non-linear finite element analysis of safety factors. In: BEER, A. (Hrsg.) ; BOOKER, J. (Hrsg.) ; CARTER, J. (Hrsg.): *Proceedings of the 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanis, Cairns* Bd. 2. Rotterdam : Balkema Verlag, 1991, S. 1117–1122

[12] BRINKGREVE, R. B. J. ; VERMEER, P. A.: *Plaxis - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, 3D Tunnel*. A.A. Balkema Verlag, Rotterdam, 2001

[13] BROERE, W.: *Tunnel face stability & New CPT applications*, Delft University of Technology, Diss., 2001

[14] BROMS, B. B. ; BENNERMARK, H.: Stability of clay at vertical openings. In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 93, SM1 (1967), S. 71–94

[15] CHAMBON, P. ; CORTÉ, J.-F.: Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face. In: *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 120 (1994), Nr. 7, S. 1148–1165

[16] DAVIS, E. H. ; GUNN, M. J. ; MAIR, R. J. ; SENEVIRATNE, H. N.: The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. In: *Géotechnique* 30 (1980), Nr. 4, S. 397–416

[17] DAWSON, E. M. ; ROTH, W. H. ; DRESCHER, A.: Slope stability analysis by strength reduction. In: *Géotechnique* 49 (1999), Nr. 6, S. 835–840

[18] DE BORST, R. ; VERMEER, P. A.: Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis. In: *Géotechnique* 34 (1984), Nr. 2, S. 199–210

[19] DIETZ, W. *Skriptum Geotechnik II - Verfahrenstechnik des Tunnelbaus*. Studienunterlagen, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. 1999

[20] EICHLER, K. ; FILIUS ; M. GEBAUER, B. ; HEPPERGER, P. von ; ISCHEBECK, F. ; KIRSCHKE, D. ; KUHNHENN, K. ; MAIER, W. ; PIER, J. ; SPAUN, G. ; THURO, K.: *Fels- und Tunnelbau*. Renningen : Technische Akademie Esslingen, Expert Verlag, 2000 (593)

[21] FENNKER, J.-R.: U-Bahn München, Untersuchungen der Ortsbruststabilität im Großquerschnitt Weststrecken 3 und 4. In: *Internes Seminar der Firma Ed. Züblin AG*. Stuttgart, 2002

[22] GIRMSCHEID, G.: *Baubetrieb und Bauverfahren im Tunnelbau*. Berlin : Ernst und Sohn, 2000

[23] GRIFFITHS, D.V. ; LANE, P.A.: Slope stability by finite elements. In: *Géotechnique* 49 (1999), Nr. 3, S. 387–403

[24] HÄRLE, D.: *Persönliche Korrespondenz mit der Firma Ed. Züblin AG, Stuttgart*. 2003

[25] HORN, M.: Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnelröhren. In: *Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, Budapest* (1961). – Übersetzung ins Deutsche durch die STUVA, Szöreyi, G.

[26] JANCSECZ, S.: Modern shield tunneling in the view of geotechnical engineering: A reappraisal of experiences. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg* Bd. 3. Rotterdam : Balkema Verlag, 1997, S. 1415–1420

[27] JANCSECZ, S.: Geotechnische, numerische Berechnungen im Schildtunnelbau aus Sicht bauausfhrender Firmen. In: *Fachveranstaltung: Numerische Methoden in der Geo- und Bautechnik*. Haus der Tecnik, 1998

[28] JANCSECZ, S. ; KRAUSE, R. ; LANGMAAK, L.: Advantages of soil conditioning in shield tunneling: Experiences of LRTS Izmir. In: *Proceedings of the World Tunnel Congress 99, Oslo*. Rotterdam : Balkema Verlag, 1999, S. 865–875

[29] JANCSECZ, S. ; STEINER, W.: Facesupport for large mixshield in heterogeneous ground conditions. In: *Proceedings Tunnelling 94, London* Bd. 3. London : Chapman & Hall, 1994, S. 531–550

[30] JANSSEN, H. A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen. In: *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure* Band XXXIX (1895), Nr. 35, S. 1045–1049

[31] KIMURA, T. ; MAIR, R. J.: Centrifugal testing of model tunnels in soft clay. In: *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm* Bd. 1. Rotterdam : Balkema Verlag, 1981, S. 319–322

[32] KOLYMBAS, D.: *Geotechnik - Tunnelbau und Tunnelmechanik*. Berlin : Springer-Verlag, 1998

[33] KOLYMBAS, D.: Tunnelling Mechanics. In: KOLYMBAS, D. (Hrsg.): *Advances in Geotechnical Engineering and Tunnelling* Bd. 5. Berlin : Logos Verlag, 2001, S. 1–86

[34] KOVÁRI, K.: Erroneous concepts behind NATM. In: *Rabcewicz-Geomechanical Colloquium, Salzburg*. 1993

[35] KOVÁRI, K. *Autographie zur Vorlesung AK Untertagebau*. Studienunterlagen, Institut für Geotechnik - IGT, ETH Zürich. 2002

[36] KOVÁRI, K.: Geschichte der Spritzbetonbauweise, Teil II - Meilensteine der Entwicklung bis 1960. In: *Tunnel* (2002), Nr. 2, S. 10–17

[37] KOVÁRI, K.: Geschichte der Spritzbetonbauweise, Teil III - Meilensteine der Entwicklung bis 1960. In: *Tunnel* (2002), Nr. 3, S. 7–13

[38] KOVÁRI, K. ; LUNARDI, P.: On the observational method in tunneling. In: *Proceedings of GeoEng 2000: An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne* Bd. 1. Lancaster : Technomic Publishing Company Inc., 2000, S. 692–707

[39] KRAUSE, T.: *Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust*, Institut für Grundbau und Bodenmechanik - Technische Universität Braunschweig, Heft 24, 1987

[40] KUNZ, H.: Im Tunnel durch den Thüringer Wald. In: *Cargo aktuell* (2001), August, Nr. 4, S. 6

[41] LAUFFER, H.: Gebirgsklassifikation für den Stollenbau. In: *Geologie und Bauwesen* 24 (1958), Nr. 1, S. 46–51

[42] LECA, E. ; DORMIEUX, L.: Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. In: *Géotechnique* 40 (1990), Nr. 4, S. 581–606

[43] LECA, E. ; LEBLAIS, Y. ; KUHNHENN, K.: Underground works in soils and soft rock tunneling. In: *Proceedings of GeoEng 2000: An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne* Bd. 1. Lancaster : Technomic Publishing Company Inc., 2000, S. 220–268

[44] LYAMIN, A.V. ; SLOAN, S.W.: Stability of a plane strain circular tunnel in a cohesive-frictional soil. In: SMITH, D. (Hrsg.) ; CARTER, J. (Hrsg.): *Proceedings of the John Booker Memorial Symposium, Sydney*. Rotterdam : Balkema Verlag, 2000, S. 139–153

[45] MAIDL, B. ; HERRENKNECHT, M. ; ANHEUSER, L.: *Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb*. Berlin : Ernst und Sohn, 1995

[46] MAIR, R. J. ; TAYLOR, R. N.: Bored tunnelling in the urban environment. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg* Bd. 4. Rotterdam : Balkema Verlag, 1997, S. 2353–2385

[47] MARCHER, T.: *Nichtlokale Modellierung der Entfestigungdichter Sande und steifer Tone*, Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 50, 2002

[48] MARESCH, W. ; MEDENBACH, O. ; TROCHIM, H.D.: *Gesteine*. München : Mosaik Verlag, 1987

[49] MÜLLER & HERETH, INGENIEURBÜRO FÜR TUNNEL- UND FELSBAU GMBH: Kammquerung Thüringer Wald. http://www.mueller-hereth.com, 2003

[50] MURAWSKI, H.: *Geologisches Wörterbuch*. 9. Auflage. Stuttgart : Ferdinand Enke Verlag, 1992

[51] NATM: *Neue Österreichische Tunnelbauweise - Definition und Grundsätze*. Selbstverlag der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen im ÖIAV, A-1010 Wien, Österreich, Heft 74, 1980

[52] PACHER, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus. In: *Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum I*. Wien : Springer Verlag, 1964, S. 149–161

[53] RABCEVICZ VON, L.: *Gebirgsdruck und Tunnelbau*. Wien : Springer Verlag, 1944

[54] RABCEVICZ VON, L.: Die neue Österreichische Tunnelbauweise - Enstehung, Ausführungen und Erfahrungen. In: *Der Bauingenieur* 40 (1965), Nr. 8, S. 289–296

[55] SAITZ, H.: *Tunnel der Welt - Welt der Tunnel*. Berlin : transpress VEB Verlag für Verkehrswesen, 1988

[56] SCHMIDT, H.-H.: *Grundlagen der Geotechnik, Bodenmechanik - Grundbau - Erdbau*. 2. Auflage. Stuttgart : B.G. Teubner Verlag, 2001

[57] SCHOFIELD, A. N.: Cambridge geotechnical centrifuge operations. In: *Géotechnique* 30 (1980), Nr. 3, S. 227–268

[58] SCHULLER, H. ; SCHWEIGER, H. F.: Application of a multilaminate model to simulation of shear band formation in NATM-tunnelling. In: *Computer and Geotechnics* 7 (2002), S. 501–524

[59] SEMPRICH, S.: *Berechnung der Spannungen und Verformungen im Bereich der Ortsbrust von Tunnelbauwerken in Fels*, Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen, Heft 8, 1980

[60] SIMPSON, B.: Partial factors: where to apply them? In: *LSD2000: Int. Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering, ISSMGE, TC23, Melbourne*. 2000

[61] STEINBUCH, R.: *Finite Elemente - Ein Einstieg*. Berlin : Springer-Verlag, 1998

[62] STEINER, W.: Einfluss geotechnischer Faktoren auf das Vortriebssystem. In: *Separatdruck aus Dokumentation SIA D 0116 zur Studientagung Grauholztunnel II, Schönbühl*. Zürich : SIA, 1994, S. 33–53

[63] STERNATH, R. ; BAUMANN, T.: Face support for tunnels in loose ground. In: GOLDER, J. (Hrsg.) ; HINKEL, W. (Hrsg.) ; SCHUBERT, W. (Hrsg.): *Proceedings of the World Tunnel Congress, Wien97 - Tunnels for People* Bd. 1. Rotterdam : Balkema Verlag, 1997, S. 317–323

[64] STRIEGLER, W.: *Tunnelbau*. Berlin : Verlag für Bauwesen, 1993

[65] TERZAGHI, K. ; JELINEK, R.: *Theoretische Bodenmechanik*. Berlin : Springer Verlag, 1954

[66] VAVROVSKY, G.-M.: Gebirgsdruckentwicklung, Hohlraumverformung und Ausbaudimensionierung. In: *Felsbau* 12 (1994), Nr. 5, S. 312–329

[67] VERMEER, P. A. *Skriptum Geotechnik II.1 - Bodenmechanik*. Studienunterlagen, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart. 2002

[68] VERMEER, P. A. ; DE BORST, R.: Non-associated plasticity for soils, concret and rocks. In: *Heron* 29 (1984), Nr. 3

[69] VERMEER, P. A. ; MARCHER, T. ; RUSE, N.: On the ground response curve. In: *Felsbau* (2002), Nr. 6, S. 19–24

[70] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: Face stability when tunneling in soil and homogeneous rock. In: SMITH, D. (Hrsg.) ; CARTER, J. (Hrsg.): *Proceedings of the John Booker Memorial Symposium, Sydney*. Rotterdam : Balkema Verlag, 2000, S. 123–138

[71] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: On the stability of the tunnel excavation front. In: BATHE, K. J. (Hrsg.): *Proceedings of the First M.I.T. Conference on Computational Solid and Fluid Mechanics, Cambridge MA*. Amsterdam, London : Elsevier Verlag, 2001, S. 521–523

[72] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: Die Stabilität der Ortsbrust von Tunnels in homogenem Boden oder Fels. In: DIEBELS, S. (Hrsg.): *Zur Beschreibung komplexen Materialverhaltens*. Institut für Mechanik, Universität Stuttgart, 2001, Kapitel 16, S. 257–273

[73] VERMEER, P. A. ; RUSE, N.: Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. In: *Geotechnik* 24 (2001), Nr. 3, S. 185–193

[74] VERMEER, P. A. ; RUSE, N. ; DONG, Z. ; HERLE, D.: Ortsbruststabilität von Tunnelbauwerken am Beispiel des Rennsteig Tunnels. In: *2. Kolloquium -Bauen in Boden und Fels-. Technische Akademie Esslingen*. Esslingen : TAE, 2000

[75] VERMEER, P. A. ; RUSE, N. ; MARCHER, T.: Tunnel heading stability in drained ground. In: *Felsbau* (2002), Nr. 6, S. 8–18

[76] VERMEER, P. A. ; VAN LANGEN, H.: Soil collapse computations with finite elements. In: *Ingenieur-Archiv* 59 (1998), S. 221–236

[77] VERMEER, P. A. ; VOGLER, U.: On the stability of unlined tunnels. In: BARENDS, F. (Hrsg.) ; STEIJGER, P. (Hrsg.): *Learned and applied Soil Mechanics out of Delft*. Rotterdam : Balkema Verlag, 2001, S. 127–134

[78] WITTKE-GATTERMANN, P.: *Verfahren zur Berechnung von Tunnels in quellfhigem Gebirge und Kalibrierung an einem Versuchsbauwerk*. Verlag Glckauf, Essen, 1998 (WBI-Print 1)

[79] WUNDERLICH, J.: Die Kammquerung der Bundesautobahn A71 - Ein Geologisches Querprofil durch den mittleren Thüringer Wald. In: *10. Jahrestagung der Gesellschaft für Geowissenschaften e.V. Berlin*. http://www.uni-bayreuth.de/departments/geomorph/ggw2001/abstracts : GGW, 2001, S. 241–245

[80] ZIEGLER, H.: Zum plastischen Potential in der Bodenmechanik. In: *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Physik (ZAMP)* 20 (1969), Nr. 5, S. 659–675

[81] ZIENKIEWICZ, O. C. ; HUMPHESON, C. ; LEWIS, R. W.: Associated and non-associated visco-plasticity in soil mechanics. In: *Géotechnique* 25 (1975), Nr. 4, S. 671–689

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik

Nr. 1	Thamm, B. R.	(1974)	Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones	€ 5,11
Nr. 2	Gußmann, P.	(1975)	Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch	€ 2,56
Nr. 3	Feeser, V.	(1975)	Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß	**vergriffen**
Nr. 4	Du Thin, K.	(1976)	Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation	**vergriffen**
Nr. 5	Smoltczyk, U./ Pertschi, O./ Hilmer, K.	(1976)	Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365)	**vergriffen**
Nr. 6	Hilmer, K.	(1976)	Erddruck auf Schleusenkammerwände	€ 9,20
Nr. 7	Laumans, Q.	(1977)	Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens	€ 9,20
Nr. 8	Lächler, W.	(1977)	Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse	**vergriffen**
Nr. 9	Spotka, H.	(1977)	Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand	€ 7,67
Nr. 10	Schad, H.	(1979)	Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben	**vergriffen**
Nr. 11	Ulrich, G.	(1980)	Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden	
	Gußmann, P.		Zum Modellgesetz der Konsolidation	€ 10,23
Nr. 12	Salden, D.	(1980)	Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten	€ 12,78

Nr. 13	Seeger, H.	(1980)	Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch € 12,78
Nr. 14	Schmidt, H.H.	(1981)	Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund € 12,78
Nr. 15	Smoltczyk, U./ Schweikert, O.	(1981)	Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen € 6,14
Nr. 16	Malcharek, K./ Smoltczyk, U.	(1981)	Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten € 7,67
Nr. 17	Gruhle, H.D.	(1981)	Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes **vergriffen**
Nr. 18	Kobler, W.	(1982)	Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen € 12,78
Nr. 19	Lutz, W.	(1983)	Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten € 12,78
Nr. 20	Smoltczyk, U.	(1983)	Studienunterlagen “Bodenmechanik und Grundbau“; überarbeitete Ausgabe 1993 € 20,45
Nr. 21	Schweikert, O.	(1984)	Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks € 10.23
Nr. 22	Vogt, N.	(1984)	Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand **vergriffen**
Nr. 23	Buchmaier, R.	(1985)	Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten € 12,78
Nr. 24	Schad, H. Smoltczyk, U./ Schad, H./Zoller, P.	(1985)	Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung € 17,90
Nr. 25	Gußmann, P.	(1985)	Die Methode der Kinematischen Elemente € 10,23
Nr. 26	Steinmann, B.	(1985)	Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung **vergriffen**

Nr. 27	Lee, S.D.	(1987)	Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzen im Sand neben Einzelfundamenten **vergriffen**
Nr. 28	Kolb, H.	(1988)	Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang € 12,78
Nr. 29	Ochmann, H.	(1988)	Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept € 12,78
Nr. 30	Breinlinger, F.	(1989)	Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen € 15,34
Nr. 31	Smoltczyk, U./ Breilinger, F./ Schad, H./ Wittlinger, M.	(1989)	Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise € 12,78
Nr. 32	Gußmann, P./ Schanz, T./ Smoltczyk, U./ Willand, E.	(1990)	Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen) **vergriffen**
Nr. 33	Gruhle, H.D.	(1990)	Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten **vergriffen**
Nr. 34	Henne, J.	(1995)	Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe € 15.34
Nr. 35	Wittlinger, M.	(1994)	Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden € 15,34
Nr. 36	Schad, H.	(1992)	Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse € 15,34
Nr. 37	Belz, I.	(1992)	Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers € 15,34
Nr. 38	Ma, J.	(1994)	Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen € 15.34
Nr. 39	Smoltczyk, U.	(1994)	Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik € 15.34

Nr. 40	Rilling, B.	(1994)	Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm € 17.90
Nr. 41	Vermeer, P.A.	(1996)	Deponiebau und Geotechnik € 17,90
Nr. 42	Vermeer, P.A.	(1997)	Baugruben in Locker- und Festgestein € 17,90
Nr. 43	Brinkmann, C.	(1998)	Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau € 17,90
Nr. 44	Fiechter-Scharr, I.	(1998)	Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits € 17,90
Nr. 45	Schanz, T.	(1998)	Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien € 17,90
Nr. 46	Akinrogunde, A.E.	(1999)	Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions € 17,90
Nr. 47	Vogt-Breyer, C.	(1999)	Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker € 17,90
Nr. 48	Vermeer, P.A.	(1999)	Neue Entwicklungen in der Geotechnik € 17,90
Nr. 49	Marcher, T.	(2002)	Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel € 17,90
Nr. 50	Marcher, T.	(2003)	Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone € 17,90
Nr. 51	Ruse, N.M.	(2004)	Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb € 17,90

Weitere Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart

und seiner Mitarbeiter ab 1995:

---

[1] Vermeer, P.A.: Materialmodelle in der Geotechnik und ihre Anwendung. Beiträge der Tagung FEM `95 - Finite Elemente in der Baupraxis, S. 609-618, Stuttgart, 1995.

[2] Vogt, C., Salden, D.: Schraubanker zum Rückverhängen von Spundwänden. Bautechnik 72, Heft 12, S. 800-802, 1995.

[3] Schanz, T.: Zur geotechnischen Bewertung von Beton-Recycling-Material. Bautechnik 72, Heft 12, S. 810-816, 1995.

[4] Schanz, T., Gußmann, P.: Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, pp. 583-587, Balkema, Rotterdam, 1995.

[5] Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A.: A New Approach to Softening Plasticity. Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos, Balkema, Rotterdam, 1995.

[6] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Zum Steifemodul von Sanden. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 3, S. 123-142, TU Dresden, 1995.

[7] Boulon, M., Garnica, P., Vermeer, P.A.: Soil-structure Interaction: FEM Computations. In: Mechanics of Geomaterial Interfaces (Studies in Applied Mechanics 42), Eds. Selvadurai and Boulon, pp. 147-171, Elsevier Ltd., Amsterdam, 1995.

[8] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Angles of Friction and Dilatancy of Sand. Géotechnique 46, No. 1, pp. 145-151, 1996.

[9] Schanz, T., Vermeer, P.A.: Discussion of the paper „Angles of Friction and Dilatancy of Sand“. Géotechnique 47, No. 4, pp. 887-892, 1996.

[10] Vermeer, P.A., Salden, D.: Die Geotechnik des Dammbaus – Wechselwirkungen. Jahrbuch 1996 aus Lehre und Forschung der Universität Stuttgart, S. 86-97, Stuttgart, 1997.

[11] Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: A Soft Soil Model and Experiences with Two Integration Schemes. Proceedings 6th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VI), Montreal, pp. 123-128, Balkema, Rotterdam, 1997.

[12] Schanz, T., Bonnier, P.G.: Verification of a Soil Model with Predicted Behaviour of a Sheet Pile Wall. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 2, pp. 953-959, Balkema, Rotterdam, 1997.

[13] Vermeer, P.A., Stolle, D.F.A., Bonnier, P.G.: From the Classical Theory of Secondary Compression to Modern Creep Analysis. Proceedings 9th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Wuhan/China, Vol. 4, pp. 2469-2478, Balkema, Rotterdam, 1997.

[14] Vermeer, P.A., Bayreuther, C.: Tiefe Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 1. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.

[15] Raisch, D., Vogt, C.: Gründungssanierung der Außenwände des Museums in Tübingen. Deutsches Architektenblatt 6/97, 29. Jg., S. 927 ff., Stuttgart, 1997.

[16] Schanz, T., Desrues, J., Vermeer, P.A.: Comparison of Sand Data on Different Plane Strain Devices. International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, pp. 289-294, Elsevier Science Ltd., Oxford, 1997.

[17] Schanz, T.: Die Berücksichtigung von unterschiedlichen Materialsteifigkeiten bei geotechnischen Berechnungen. Tagungsband Numerik in der Geotechnik, Workshop des AK 1.6 der DGGT, Stuttgart, S. 107-120, 1997.

[18] Schanz, T.: The leaning tower of St. Moritz. Plaxis bulletin 4, pp. 4-7, 1997.

[19] Schanz, T., Gußmann, P., Smoltczyk, U.: Study of Bearing Capacity of Strip Footing on Layered Subsoil with the Kinematical Element Method. Proceedings XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Vol. 1, pp. 727-730, Balkema, Rotterdam, 1997.

[20] Vermeer, P.A., Schanz, T.: Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußeinspannung einer Stützwand. OHDE-Kolloquium`97, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Dresden, Heft 4, S. 247-264, TU Dresden, 1997.
[21] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: Bemessung von Baugruben in weichen Böden. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 73-82, Universität Stuttgart, 1997.
[22] Vogt, C.: Tragverhalten horizontaler Schraubanker in nichtbindigen Böden. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Ostfildern, 1997.
[23] Haarer, R., Vogt, C.: Geotechnische Aspekte der Planung und Ausführung von Grundwasserwannen mit Sohlverankerung im Oberrheintal. Tagungsband 3. Stuttgarter Geotechnik-Symposium, Baugruben in Locker- und Festgestein, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 42, S. 119-126, Universität Stuttgart, 1997.
[24] Vermeer, P.A.: Non-associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. Proceedings NATO Advanced Study Institute on Physics of Dry Granular Media, Cargese, pp. 163-196, Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, 1997.
[25] Meier, C.P., Schanz, T.: Verformungsabschätzungen für Gründungen mittels Rüttelstopfverdichtung. Tagungsband 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 39, S. 59-79, TU Darmstadt, 1998.
[26] Neher, H.P., Schanz, T., Köhler, L.: Das Torsionsödometer – ein neuartiges geotechnisches Versuchsgerät. Messen in der Geotechnik `98, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 55, S. 259-272, TU Braunschweig, 1998.
[27] Schanz, T.: A Constitutive Model for Cemented Sands. Proceedings 4th International Workshop on Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Gifu, pp. 165-172, Balkema, Rotterdam, 1998.
[28] Schanz, T.: A Constitutive Model for Hard Soils. Proceedings International Conference on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Neapel, pp. 861 ff., Balkema, Rotterdam 1998.
[29] Vogt, C.: Experimentelle und numerische Untersuchung tiefliegender dreidimensionaler Bruchvorgänge am Beispiel horizontaler Schraubanker. Tagungsband 25. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Stuttgart, S. 25-26, 1998
[30] Vogt, C., Bonnier, P.G., Vermeer, P.A.: Analyses of NATM-tunnels with 2D and 3D Finite Element Method. Proceedings of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine/Italy, pp. 211-219, Springer Verlag, Wien, 1998.
[31] Schanz, T., Vermeer, P.A.: On the Stiffness of Sands. Géotechnique. Special issue on Pre-failure Deformation Behaviour of Geomaterials, pp. 383-387, 1998.
[32] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: A Soft Soil Model that Accounts for Creep. Proceedings of a Workshop on Stability of Embankments on Soft Soils, Delft, 1998.
[33] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 1998, Stuttgart, S. 133-150, 1998.
[34] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Stability and deformations in deep excavations in cohesive soils. Proceedings International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Darmstadt Geotechnics, No.4, Vol. 1.1998.
[35] The, P., Vermeer, P.A., Termaat, R.J.: A Viscoplastic Creep Model for the Engineering Practice. Proceedings International Symposium on Problematic Soils, Sendai/ Japan, Balkema, Rotterdam, 1998.
[36] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: A consolidation model for a creeping clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36.1999, pp. 754-759.
[37] Vermeer, P.A.: On the Future of Plaxis. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 55-58, Balkema, Rotterdam, 1999.

[38] Bauduin, C.M., De Vos, M., Vermeer, P.A.: Back Analysis of Staged Embankment Failure: The Case Study Streefkerk. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 79-90, Balkema, Rotterdam, 1999.

[39] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: A soft Soil Model that Accounts for Creep. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 249-261, Balkema, Rotterdam, 1999.

[40] Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. Proceedings International Symposium Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 Years of Plaxis International, Amsterdam, pp. 291-296, Balkema, Rotterdam, 1999.

[41] Vogt, C., Vermeer, P.A.: Analyses and Large Scale Testing of Plate Anchors. Proceedings 7th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VII), Graz, pp. 495-500, Balkema, Rotterdam, 1999.

[42] Stolle, D.F.E., Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G.: Time Integration of a Constitutive Law for Soft Clays. Communications in Numerical Methods in Engineering, No. 15, pp. 603–609, 1999.

[43] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Dong, Z., Härle, D.: Ortsbruststabilität von Tunnelbauwerken am Beispiel des Rennsteigtunnels. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 195-202, Ostfildern, 2000.

[44] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Oswald, K.D.: Aufschüttungen auf weichem, wenig tragfähigem Untergrund. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 41-64, Ostfildern, 2000.

[45] Salden, D.: Untersuchungen zur Verwendbarkeit von *Rübenerde* als Baustoff für mineralische Dichtungsschichten sowie für Dämme und Deiche. Tagungsband 2. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 775-792, Ostfildern, 2000.

[46] Vermeer, P.A., Meier, C.P.: Deformation Analyses for Deep Excavations. Proceedings of the Fourth International Geotechnical Engineering Conference, pp. 151-172, Cairo, 2000.

[47] Marcher, T., Vermeer, P.A., von Wolffersdorff, P.-A.: Hypoplastic and elastoplastic modelling – a comparison with test Data. In: Kolymbas, D. (Ed.): Constitutive modelling of granular materials, pp. 353-374, Springer Verlag, Berlin, 2000.

[48] Vermeer, P.A., Ruse, N.M.: Face stability when tunnelling in soil and homogeneous rock. Proceedings of the Booker Memorial Symposium, pp. 123–138, Sydney, 2000.

[49] Vermeer, P.A., Marcher, T.: Zur Prognose der Horizontalverformungen Tiefer Baugrubenwände. Tagungsband Vorträge der Baugrundtagung 2000, S. 35-46, Hannover, 2000.

[50] Vermeer, P.A., Ruse, N.M., Punlor, A., Gollub, P.: Dreidimensionale Analysen einer Trägerbohlwand. Beiträge zum Workshop Verformungsprognose für tiefe Baugruben, Stuttgart 2000, Schweiger (Red.), S. 140-164, Graz, 2000.

[51] Neher, H.P.: Zur Anwendung eines elasto-viskoplastischen Stoffgesetzes. 26. Baugrundtagung, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", S. 38-39, Hannover, 2000.

[52] Marcher, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Application of a nonlocal model to the softening behaviour of Hostun sand. In: Bifurcation and Localisation Theory in Geomechanics: Proceedings of the 5th International Workshop on Bifurcation and Localization Theory in Geomechanics, Perth 1999, (Hrsg.) Mühlhaus, H.-B. (u.a.), pp. 59-67, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2001.

[53] Vermeer, P.A., Ruse, N.M.: On the stability of the tunnel excavation front. In: Bathe, K.J. (Ed.): Computational Fluid and Solid Mechanics: Proceedings First MIT Conference on Computational Fluid and Solid Mechanics, Cambridge MA, pp. 521-523, Elsevier, Amsterdam, 2001.

[54] Yin, J.-H., Vermeer, P.A., Luk, S.T., Wehnert, M., Cheng, Y.M., Neher, H.P.: A Simple Method for Calculation of 1-D Consolidation Settlement of Soils With Creep. Geotechnical Deformations and Movements, Proceedings of the 20th Annual Seminar, Geotechnical Division of the Hong Kong Institution of Engineers, pp. 33-45, Hong Kong, 2001.
[55] Neher, H.P., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G.: Strain-Rate Effects in Soft Soils Modelling and Application. Proceedings 3rd International Conference an Soft Soil Engineering, pp. 361-367, Hong Kong, 2001.
[56] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Die Stabilität der Ortsbrust von Tunnels in homogenem Boden oder Fels. In: Zur Beschreibung komplexen Materialverhaltens: Beiträge anlässlich des 50. Geburtstags von Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Ehlers, S. 257-273, Diebels, S. (Hrsg.), Stuttgart, 2001.
[57] Marcher, T., Vermeer, P.A.: Macromodelling of softening in non-cohesive soils. In: Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials, (Ed.) Vermeer, P.A. (u.a.), pp.89–110, Springer Verlag, Berlin, 2001.
[58] Vermeer, P.A., Punlor, A., Ruse, N.: Arching effects behind a soldier pile wall. Computers and Geotechnics, Vol. 28.2001, No. 6/7, pp. 379-396.
[59] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Die Stabilität der Tunnelortsbrust in homogenem Baugrund. Geotechnik, Vol. 24.2001, Nr. 3, S. 186-193.
[60] Neher, H.P., Wehnert, M., Bonnier, P.G.: An evaluation of soft soil models based on trial embankments. In: Computer Methods and Advances in Geomechanics, (Ed.) Desai, Ch. (u.a.), pp. 373-378, Balkema, Rotterdam, 2001.
[61] Beutinger, P.H.: Geotechnical Stability Investigations on Mobile Construction Machines. Proceedings of XIV. European Young Geotechnical Engineer`s Conference 2001, pp. 209-220, Monastery "Sts. Cyricus and Julitta"/ Bulgaria, 2001.
[62] Vermeer, P.A., Vogler, U.: On the Stability of unlined Tunnels. In: (Ed.) Barends, Frans (u.a.): Learned and applied Soil Mechanics out of Delft, pp. 127-134, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
[63] Vermeer, P.A., Ruse, N.: Neue Entwicklungen in der Tunnelstatik. Tagungsband 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 3-14, Ostfildern, 2002.
[64] Beutinger, P.H., Vermeer, P.A.: Geotechnische Standsicherheitsuntersuchungen an mobilen Baumaschinen. Tagungsband 3. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 237-244, Ostfildern, 2002.
[65] Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., Möller, S.C.: On a smart use of 3D-FEM in tunnelling. Proceedings 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome, pp. 361-366, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
[66] Neher, H.P., Cudny, M.: Modelling principal stress rotation effects with multilaminate type constitutive models for clay. Proceedings 8th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII), Rome, pp. 41-47, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
[67] Vermeer, P.A., Ruse, N., Marcher, T.: Tunnel Heading Stability in Drained Ground. Felsbau, Jg. 20.2002, Nr. 6, S. 8–18.
[68] Vermeer, P.A., Marcher, T., Ruse, N.: On the Ground Response Curve. Felsbau, Jg. 20.2002, Nr. 6, S. 19-24.
[69] Vermeer, P.A., Neher, H.P.: Setzungsanalyse am Schiefen Turm von Pisa unter Berücksichtigung von Sekundärsetzungen. Tagungsband Vorträge der 27. Baugrundtagung 2002, S. 201-208, Mainz, 2002.
[70] Beutinger, P. H.: Geotechnische Untersuchungen zur Erhöhung der Standsicherheit mobiler Baumaschinen. 27. Baugrundtagung 2002, Spezialsitzung „Forum für junge Geotechnik-Ingenieure", Mainz, 2002.

[71] Bonnier, P.G., Möller, S.C., Vermeer, P.A.: Bending Moments and Normal Forces in Tunnel linings. 5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), pp. 515-522, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2002.
[72] Vermeer, P. A., Neher, H.P., Vogler, U.: Untersuchung zur Langzeitstabilität des Schiefen Turms von Pisa. 3. Workshop Baugrund-Tragwerks-Interaktion, Darmstadt, 2002.
[73] Westrich, B., Siebel, R., Salden, D., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. Vorträge zum BWPLUS-Statusseminar 2002, Karslruhe.
[74] Westrich, B., Siebel, R., Vermeer, P.A., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken. Zwischenbericht anlässlich des Statusseminars des BWPLUS am 11. und 12. März 2003, Karlsruhe.
[75] Westrich, B., Siebel, R., Zweschper, B.: Übertrömbare Erddämme und Deiche – Erosionssichere Deckwerke, Bodenverfestigung, Bemessungsgrundlagen. Symposium: Notsicherung von Dämmen und Deichen : Verfahren, Konstruktionen und Baustoffe zur Notsicherung von Dämmen und Deichen, Siegen, 2003.
[76] Vermeer, P.A., Neher, H.P., Vogler, U.: Numerische Analyse des Schiefen Turms von Pisa. Tagungsband Vorträge der 28. Baugrundtagung 2003, Mainz, 2003.
[77] Neher, H.P., Vogler, U., Peschl, G.M., Schweiger, H.F., Oswald, K.-D.: Deformation of soft tailings - Probabilistic analysis, 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prag, 2003.
[78] Klotz, C., Beutinger, P.H., Vermeer, P.A.: Effects of inherent anisotropy and mode of shearing on the behaviour of geomaterials. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, Seattle, 16-18 July 2003.
[79] Vermeer, P. A., Benz, T., Schwab, R.: On the practical use of advanced constitutive laws for finite element foundation simulations. In: (Ed.) J.-P. Magnan, N. Droniuc: FONDSUP 2003: Symposium international sur les fondations superficielles, Vol. 1, pp.49-56, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2003.
[80] Wheeler, S.J., Cudny, M., Neher, H.P., Wiltafsky, C.: Some developments in constitutive modelling of soft clays. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 3-22, 17-19 September 2003.
[81] Cudny, M.: Simple multi-laminate model for soft soils incorporating structural anisotropy and destructuration. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 181-188, 17-19 September 2003.
[82] Neher, H.P., Sterr, Ch., Messerklinger, S., Kokinen, M.: Numerical modelling of anisotropy of Otaniemi Clay. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 217-230, 17-19 September 2003.
[83] Cudny, M., Neher, H.P.: Numerical analysis of a test embankment on soft ground using an anisotropic model with destructuration. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 265-270, 17-19 September 2003.
[84] Wiltafsky, C., Scharinger, F., Schweiger, H.F., Krenn, H., Zentar, R., Karstunen, M., Cudny, M., Neher, H.P., Vermeer, P.A.: Results from a geotechnical benchmark exercises of an embankment on soft clay. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 381-388, 17-19 September 2003.
[85] Albert, C., Zdravković, L., Jardine, R.J.: Behaviour of Bothkennar clay under rotation of principal stresses. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 441-446, 17-19 September 2003.
[86] Neher, H.P., Vogler, U., Vermeer, P.A., Viggiani, C.: 3D Creep Analysis of the Leaning Tower of Pisa. Proceedings International Workshop on Geotechnics of Soft Soils: Theory and Practice, Noordwijkerhout/Netherlands, pp. 607-612, 17-19 September 2003.

[87] Vermeer, P.A.: Session Report: Tunnels (G2). 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12 ARC), Singapore, 4 – 8 August 2003, Vol. 2.

[88] Vermeer, P.A., Möller, S.C., Ruse, N.: On the Application of Numerical Analysis in Tunnelling. 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12 ARC), Singapore, 4 – 8 August 2003, Vol. 2.

[89] Vogler, U., Coetzee, Corne J., Vermeer, P.A.: Simulation of Field Model Tests by two different Numerical Approaches. DGGK, AK 1.6 “Numerik in der Geotechnik”: Workshop: Nachweise für Böschungen und Baugruben mit numerischen Methoden, S. 37-46, Weimar, 2003.

[90] Zweschper, B.: Überströmbare Erddämme durch Bodenstabilisierung. BW-PLUS Forschungstransfer Informationsveranstaltung „Überströmbare Dämme, Dammscharten und Flussdeiche“: Beitragsband zur Fachtagung am 11. November 2003 an der Fachhochschule für Technik in Stuttgart, S. 24-32, Stuttgart, 2003.

[91] Westrich, B., Siebel, R., Vermeer, P.A., Zweschper, B.: Neue naturnahe Bauweisen für überströmbare Dämme an dezentralen Hochwasserrückhaltebecken und Erprobung von Erkundungsmethoden zur Beurteilung der Sicherheit von Absperrdämmen. Schlussbericht zum BWPLUS Forschungsprojekt Stuttgart, 2003

[92] Möller, S., Lehmann, T., Rogowski, E.: Dreidimensionale Finite Elemente Berechnung der Setzungsmulde am Beispiel des Steinhaldenfeldtunnels in Stuttgart. Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 275-282, TAE, Ostfildern, 2004.

[93] Wehnert, M., Vermeer, P.A.: Numerische Simulation von Probebelastungen an Großbohrpfählen. Tagungsband 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, S. 555-573, TAE, Ostfildern, 2004.

[94] Cudny, M., Vermeer, P-A.: On the modelling of anisotropy and destructuration of soft clays within the multi-laminate framework. Computers and Geotechnics, Vol. 31.2004, No. 1, pp. 1-22.